



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ACATLÁN**

**“DISEÑO DE ROMPEOLAS CON ELEMENTOS SUELTOS
NATURALES Y ELEMENTOS ARTIFICIALES DE CONCRETO”**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTA

ERNESTO BARRERA ROJO

ASESOR: M.I. PABLO MIGUEL PAVÍA ORTIZ

MÉXICO, D.F.

MAYO 2015



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN



DEDICATORIA

DEDICATORIA

A mis padres:

Ernesto Barrera Romero.

Susana Rojo Maycotte.

Que me dieron la vida y han estado a mi lado en todo momento. Gracias por todo Papá y Mamá, por darme la oportunidad de haber terminado una carrera universitaria y por creer en mí, aunque hemos pasado momentos muy difíciles siempre han estado apoyándome y brindándome su amor. Gracias por todo.

A mi hermanita:

Susana Barrera Rojo.

A ti mi hermosa Susi, con quien compartí tantos momentos, alegrías y experiencias, por tus sentimientos de admiración, por querer ser como yo, por enseñarme las ganas de vivir que tenias a pesar de ser tan pequeña y porque siempre pude contar con tu cariño y apoyo.

Siento mucho, con toda mi alma, que tu luz se haya extinguido tan violentamente, en aquel breve momento, en que no quise acompañarte. Sé que sabes que estuve a tu lado siempre y que en mi simpleza humana no pude contener tu último suspiro que se escapó de entre mis brazos, lo siento mucho en verdad.

Mi hermosa Susi, vives en mi mente y corazón.

Gracias por esta segunda oportunidad.

Te amare por siempre.



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN**



DEDICATORIA

A mis hermanos:

Carlos Barrera Rojo.

Rebeca Alejandra Barrera Rojo.

Por todas los momentos y experiencias que pasamos juntos y por ser los mejores compañeros de vida que gracias a Dios tengo a mi lado, los amo y siempre podrán contar conmigo.



| | |
|---|----|
| ÍNDICE | 1 |
| INTRODUCCIÓN | 5 |
| CAPÍTULO I. MARCO REFERENCIAL. | |
| 1.1 El desarrollo marítimo de México. | 8 |
| 1.2 Definición de puerto. | 9 |
| 1.3 Zona de influencia (Hinterland). | 10 |
| 1.4 Elementos que constituyen físicamente un puerto. | 11 |
| 1.5 Concepto de rompeolas. | 14 |
| 1.6 Definición de escollera. | 14 |
| CAPÍTULO II. ROMPEOLAS. | |
| 2.1 Rompeolas existentes en el mundo. | 15 |
| 2.2 Factores que determinan su elección. | 15 |
| 2.3 Rompeolas de roca o de tipo enrocamiento. | 20 |
| 2.3.1 Clasificación de los rompeolas de tipo enrocamiento. | 22 |
| 2.4 Rompeolas de bloques regulares de concreto. | 22 |
| 2.4.1 Rompeolas de pared vertical. | 23 |
| 2.4.2 Ejemplo de rompeolas de pared vertical. | 24 |
| 2.5 Rompeolas de cajones de concreto. | 28 |
| 2.6 Rompeolas con tablaestacado. | 34 |
| 2.7 Rompeolas de cajones de madera rellenos de rocas | 35 |
| 2.8 Rompeolas de elementos de concreto perforado. | 37 |
| 2.9 Rompeolas de pilas acero y de concreto reforzado. | 39 |
| 2.10 Rompeolas construidos con elementos irregulares de concreto. | 40 |
| 2.10.1 Ejemplos de rompeolas construidos con elementos irregulares de concreto. (tetrápodos y tribars). | 54 |
| 2.11 Rompeolas de neumáticos e hidráulicos. | 59 |
| 2.12 Rompeolas flotantes. | 66 |



CAPÍTULO III. OLEAJE.

| | |
|--|----|
| 3.1 Consideraciones principales. | 69 |
| 3.2 Definición de oleaje. | 69 |
| 3.2.1 Oleaje significativo. | 69 |
| 3.2.2 Oleaje máximo. | 70 |
| 3.2.3 Oleaje equivalente en aguas profundas. | 70 |
| 3.2.4 Otras definiciones de oleaje. | 71 |
| 3.3 Características básicas de la ola. | 71 |
| 3.3.1 Perfil de la ola. | 72 |
| 3.3.2 Longitud de ola. | 73 |
| 3.3.3 Celeridad de la ola. | 73 |
| 3.3.4 Velocidad de la partícula de agua. | 73 |
| 3.3.5 Aceleración de la partícula de agua. | 74 |
| 3.3.6 Presión dentro del agua. | 74 |
| 3.3.7 Energía de la ola media por unidad de superficie. | 75 |
| 3.3.8 Propagación de la energía de la ola. | 75 |
| 3.4 Naturaleza de la fuerza del oleaje. | 76 |
| 3.5 Caso cuando la cresta está en la pared vertical. | 77 |
| 3.5.1 Empuje de ola. | 77 |
| 3.5.2 Fuerza ascensional de sustentación. | 79 |
| 3.5.3 Altura y longitud de ola usados en el diseño. | 80 |
| 3.5.4 Fórmulas sobre la estimación de la fuerza de la ola. | 82 |
| 3.5.5 Caso en que el valle de la ola este en la pared vertical. | 87 |
| 3.5.6 Modificación de la fuerza de la ola por la dirección incidente. | 88 |
| 3.5.7 Resultante de la fuerza y momento de la fuerza. | 90 |
| 3.6 Fuerza de la ola rompiente de choque. | 90 |
| 3.6.1 Características de la fuerza de ola rompiente de choque. | 90 |
| 3.6.2 Fuerza rompiente de choque en caso de que el fondo sea de pendiente fuerte. | 92 |
| 3.6.3 Fuerza rompiente de choque que actúa sobre un rompeolas de tipo compuesto. | 93 |
| 3.7 Fuerza de ola que actúa en el cuerpo vertical cubierto con elementos artificiales de concreto para disminuir la fuerza de ola. | 94 |
| 3.7.1 Fuerza de la ola sobre estructuras cubiertas con elementos artificiales. | 95 |



| | | |
|--|--|-----|
| 3.7.2 | Método que utiliza la formula modificada de Goda. | 97 |
| 3.8 | Fuerza de la ola en caso de rompeolas con deflexión. | 100 |
| 3.9 | Fuerza de la ola sobre el cuerpo vertical cuando la profundidad cambia repentinamente. | 102 |
| 3.10 | Fuerza sobre un cuerpo vertical instalado sobre la costa. | 106 |
| 3.11 | Criterio de diseño. | 109 |
| 3.12 | Oleaje de diseño para cada sección del rompeolas. | 109 |
| 3.12.1 | Rompiente de la ola. | 109 |
| 3.13 | Ejemplo de cálculo de la deformación por rompiente. | 115 |
| 3.13.1 | Ejercicio de cálculo. | 118 |
| | | |
| CAPÍTULO IV. DISEÑO DE ROMPEOLAS CON ELEMENTOS SUELTOS, NATURALES Y ARTIFICIALES DE CONCRETO. | | |
| 4.1 | Ejemplo de diseño para un rompeolas de tipo compuesto. | 120 |
| 4.1.1 | Datos. | 121 |
| 4.1.2 | Cálculo de la profundidad y longitud de la ola. | 121 |
| 4.1.3 | Altura de la ola. | 122 |
| 4.1.4 | Calculo del coeficiente del empuje de la ola. | 124 |
| 4.1.5 | Calculo de la intensidad del empuje. | 125 |
| 4.1.6 | Calculo de la resultante de la fuerza y momento de la fuerza. | 126 |
| 4.2 | Factores para el diseño de un rompeolas de tipo enrocamiento. | 128 |
| 4.2.1 | Sección transversal de la estructura. | 128 |
| 4.2.2 | Altura y ancho de la corona. | 129 |
| 4.2.3 | Espesor de la coraza y número de elementos. | 132 |
| 4.2.4 | Profundidad de la coraza. | 133 |
| 4.2.5 | Peso de los elementos de la coraza en el morro. | 135 |
| 4.2.6 | Valor de Kd y coeficiente de daño. | 137 |



| | |
|---|-----|
| 4.3 Ejemplo de diseño de un rompeolas con tetrápodos. | 143 |
| 4.3.1 Datos. | 143 |
| 4.3.2 Cálculo del peso de los elementos de coraza (cuerpo). | 144 |
| 4.3.3 Cálculo del peso de los elementos de la capa secundaria (cuerpo). | 145 |
| 4.3.4 Cálculo del peso de los elementos de la capa secundaria (morro). | 145 |
| 4.3.5 Cálculo del peso de los elementos del núcleo (cuerpo). | 145 |
| 4.3.6 Cálculo del peso de los elementos del núcleo (morro). | 145 |
| 4.3.7 Cálculo de los espesores (cuerpo). | 146 |
| 4.3.8 Cálculo de los espesores (morro). | 146 |
| 4.3.9 Sección calculada. | 147 |
| | |
| CONCLUSIONES. | 148 |
| BIBLIOGRAFÍA. | 150 |



INTRODUCCIÓN.

La conquista del mar por el hombre ha sido una gesta que quizás no hemos sabido valorar. Se puede afirmar que en ella se basa el progreso de nuestra civilización y que ha sido fuente de infinita riqueza para aquellos pueblos que han sabido valorarla.

La historia nos da pruebas amplias y elocuentes de tal hecho.

Se dice que hacia el año de 2800 A.C., los egipcios se lanzaron a la conquista del mar en el primer intento de un pueblo organizado para someterlo; su empresa no tuvo éxito, pero a su genio debemos, entre otros los siguientes avances:

Sobre este último aspecto, su concepción fue genial; en efecto, la necesidad de adquirir los productos provenientes de la India, movió a Ramsés el Grande a emprender una obra titánica por la extensión y esfuerzo requeridos: comunicar, valiéndose de un vasto y complejo sistema de canales, el extremo boreal del mar Rojo con el delta del río Sagrado, el Nilo. Esta maravillosa obra de ingeniería fue abandonada 700 años después de su terminación, presumiblemente por temor a que facilitase una invasión.

Los herederos de este movimiento fueron los fenicios: verdaderos creadores del comercio marítimo. En sus viajes, se alcanzó por primera vez el Atlántico, y sus establecimientos y colonias prosperaron en todos los ámbitos del mediterráneo.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN



INTRODUCCIÓN

Fueron los griegos, maestros de la Geografía y ávidos de conocimientos, los primeros en iniciar la Ingeniería de Obras Marítimas. Su genio brillo en Delos, en donde construyeron por primera vez en la historia un muelle y un rompeolas; en Pharos, en donde se inicio el balizamiento e iluminación marítima. En el siglo VI daban remate a su labor creadora al iniciar las obras de dragado.

Sentadas ya las bases de la expansión marítima encontramos en todos los actos trascendentales de la Historia un influjo vital, que se deriva del sometimiento del mar por el hombre.

Mientras los imperios puramente terrestres han sido efímeros, los grandes poderíos marítimos han perdurado; y no se refiere esta afirmación a las victorias navales que han alcanzado, o a las conquistas territoriales de ellas derivadas, sino al comercio que establecieron y que ha sido la verdadera base de su dominio.

Pero, en el esquema general del desarrollo marítimo, el puerto tiene un lugar de singular importancia: Es el umbral que permite el intercambio comercial y la explotación de la fuente inagotable de riqueza que es el mar.

Por eso, un país que aspire a proyectarse más allá de sus fronteras físicas y a ser partícipe de esos bienes, necesariamente tiene que darle solución a sus problemas portuarios.

Es aquí, donde observamos que uno de los principales problemas portuarios, es la necesidad de protección de la infraestructura portuaria contra los elementos naturales a los que se ve expuesta, determinando que entre las obras de protección que se realizan, la más importante por su funcionalidad y magnitud es el Rompeolas.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN



INTRODUCCIÓN

El presente trabajo se desarrolla de la siguiente manera:

El capítulo I establece un marco referencial sobre los rompeolas, analizando la importancia que tiene como obra de infraestructura portuaria.

El capítulo II describe los diversos tipos de rompeolas construidos con elementos sueltos, naturales y artificiales de concreto reforzado que existen en el mundo, los factores que influyen en su elección, tipo de diseño y material con que se construyen.

El capítulo III presenta el método para calcular el oleaje de diseño empleado en el diseño del rompeolas.

Finalmente, el capítulo IV presenta ejemplos para la determinación de los factores que influyen en el diseño de un rompeolas y los métodos para evaluarlos.



CAPÍTULO I

MARCO REFERENCIAL

OBJETIVO ESPECÍFICO:

ESTABLECER UN MARCO REFERENCIAL SOBRE LOS ROMPEOLAS,
ANALIZANDO LA IMPORTANCIA QUE TIENE COMO OBRA DE
INFRAESTRUCTURA PORTUARIA.



1.1 EL DESARROLLO MARÍTIMO DE MÉXICO.

En nuestro país, las primeras naves transoceánicas fueron las construidas por el conquistador; que llegó con preocupaciones distintas a las de crear vida marítima; para él, la navegación fue solo un medio de conquista.

Al quedar fundada la colonia; el incipiente desarrollo de unos cuantos puertos, sin otra finalidad que el permitir la salida de minerales valiosos, no permitió que surgiera una cadena de ellos para desarrollar el comercio. Solo Campeche tuvo una tradición marítima.

Como puertos bien establecidos solo se contaba con Veracruz y Campeche en el Golfo. Acapulco, San Blas y Salina Cruz en el pacífico; y a pesar de esta desventaja, nuestras naves y nuestros marinos conquistaron y descubrieron para España, las Filipinas, los ricos archipiélagos del pacífico y en el norte, llegaron a Alaska, siempre con fines de conquista y no con la idea de establecer lazos comerciales.

La gran tradición marítima de España no hizo escuela en sus colonias, por eso al iniciar el país su vida independiente se trató, aunque sin éxito, de remediar esta situación. Bajo el Gobierno de Santa Anna, se promulgó una ordenanza náutica que fue copiada por casi todos los países marineros, pero en México fue derogada casi inmediatamente ya que en ese momento no era prioridad del Estado desarrollar su vida marítima.

Más tarde en los primeros años del siglo XIX, se registró un incremento en las actividades marítimas debido principalmente al aumento natural de la población, a los ligeros avances en el desarrollo industrial y a la paz civil lograda.

Se mejoraron los puertos de Mazatlán, Manzanillo y Salina Cruz en el Pacífico y Tampico y Coatzacoalcos en el Golfo; obras efectuadas por la administración del Presidente Porfirio Díaz.



México ha vivido por siglos de la explotación de sus tierras de la meseta central, dándole la espalda al mar; salió de su vida colonial con un territorio inmenso, formado por capitales y municipios separados entre sí, por entonces infranqueables accidentes geográficos; con una población escasa y dispersa sin industrias, sin caminos, privado casi totalmente por la naturaleza de vías navegables siendo fácil botín para naciones sin escrúpulos; todo ello agravado por la ausencia prolongada de la paz pública. En suma, con todos los factores desfavorables a la potencialidad marítima del país.

El olvido de nuestra realidad geográfica, continental-marítima, la superación de muchos problemas político–sociales y la falta de comprensión e interés en la economía marítima, han sido causa primordial de profundos errores en la planificación económica del país, inspirados quizá por intereses contrarios a los de la nación y que repercutieron seriamente en el campo económico-social. Por fortuna, una nueva orientación se ha dado a la política que trabaja en forma intensa en la rehabilitación portuaria y en la creación de una conciencia marítima que impulse el potencial marítimo del país.

Existen algunos problemas principales por vencer. Por ejemplo: la falta de suficientes técnicos que colaboren en la obra y el escaso número de libros de consulta en la materia en nuestro idioma.

1.2 DEFINICIÓN DE PUERTO.

Es un lugar en una costa o ribera, adecuadamente protegido contra la acción de los elementos naturales, diseñado para brindar seguridad a las embarcaciones que a él concurren. Capaz de recibir las en cualquier tiempo y dotado de instalaciones apropiadas para la recepción, almacenaje y transbordo de mercancías y pasajeros, además es el nexo entre los sistemas de transportes marítimo y terrestre o viceversa y sirve a una o varias zonas de actividad económica, las cuales en conjunto forman su Hinterland.



1.3 ZONA DE INFLUENCIA (HINTERLAND).

El Hinterland es la zona en la cual se consumen, producen o transforman los productos que se mueven por el puerto.

Un hinterland quedará delimitado en todo caso, por la amplitud de la zona que pueda comunicarse con el puerto, ferrocarriles, principales y secundarias, caminos, troncales vecinales, etc., rutas aéreas y vías de navegación interior.

Considerando la existencia de puertos igualmente capacitados para ofrecer servicios análogos, se delimita el hinterland para cada puerto, en el sentido geográfico por la línea que une puntos equidistantes de los puertos en la red de comunicaciones interiores.

Desde el punto de vista de la economía, el concepto de hinterland pierde su acepción geográfica y se constituye en un elemento dinámico que define la actividad económica de centros que geográficamente podrán no definir una unidad, pero que tienen en común ser usuarios del puerto.

El proceso para determinar el hinterland de un puerto en operación sigue la siguiente secuela:

Estudio de las estadísticas del movimiento del puerto.

Al desglosarse el movimiento total en sus componentes podrán definirse aquellos productos que en tonelaje, valor y frecuencia tienen preponderancia en el movimiento del puerto y, por consiguiente, dan carácter al mismo.

Conocidos los productos principales que se mueven, deben determinarse tanto sus puntos de origen y destino como el medio de transporte que utilicen, con lo que queda definido el hinterland económico para cada producto.



1.4 ELEMENTOS QUE CONSTITUYEN FÍSICAMENTE A UN PUERTO.

1. Obras de protección. (Rompeolas o escolleras).
2. Canal de acceso (entrada y salida).
3. Antepuerto.
4. Dársenas del puerto y de maniobras.
5. Área de amarres y anclaje (muelles).
6. Servicios en tierra (Instalaciones, facilidades y servicios).

- 1) Obras de protección. (rompeolas).

Las obras de protección son las más importantes para el desarrollo de toda la infraestructura de un puerto ya que son los elementos que proporcionan protección contra la acción de los elementos naturales como oleaje, viento, lluvia, tormentas, etc. Una de estas obras es el Rompeolas objeto del presente trabajo, por lo que en los capítulos posteriores profundizaremos en el tema.

- 2) Canal de acceso (entrada y salida).

El propósito de la entrada y salida al puerto es proporcionar un acceso seguro, protegiendo de corrientes y mareas. El tipo de entrada dependerá de la profundidad del agua, tamaño del puerto y características de la máxima embarcación esperada.

Entrada pequeña: 90.00 m.

Entrada mediana: 120.00 m. a 150.00 m.

Entrada grande: 150.00 m. a 245 m.

La profundidad del canal de entrada y salida al puerto debe permitir la navegación de un buque totalmente cargado en marea baja.



3) Antepuerto.

Se construye donde las condiciones físicas lo requieren, es decir, donde las embarcaciones este resguardadas de las inclemencias del tiempo en espera de su turno para poder atracar en el muelle, sin que estorben la entrada y salida del resto de las embarcaciones. Su tamaño estará en función del número de embarcaciones que puedan llegar al muelle.

4) Dársenas del puerto y de maniobras.

Son las áreas de agua donde las embarcaciones realizan las maniobras necesarias para atracar o salir del puerto.

Su diámetro, cuando las embarcaciones se mueven por su propia maquina, varía entre 5 a 6 veces la eslora. En los puertos mexicanos se consideran un promedio de 3 veces la eslora.

5) Área de amarres y anclaje (muelles).

Son estructuras que se extienden hacia fuera desde la orilla rumbo aguas amigables, permitiendo el atraque a sus lados permitiendo la carga y descarga de mercancías, así como el ascenso y descenso de pasajeros.

6) Servicios en tierra (instalaciones, facilidades y servicios).

Los servicios con los que cuenta un puerto dependen del número de embarcaciones que pueda manejar y de la carga que transportan.

Se cuenta con:

- a) Oficina de administración portuaria, la cual se encarga del trabajo administrativo que se genera del movimiento de carga y descarga, clasificación y salida del puerto.
- b) Servicio aduanal dependiendo del tipo de mercancías.
- c) Terminales que son áreas especializadas de un puerto donde los puntos de descarga y recepción de carga son proporcionados por el ferrocarril, carreteras,



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN



CAPÍTULO I. MARCO REFERENCIAL

vías de tuberías, transportadores por vía navegable interior y buques transoceánicos, los factores que controlan a cada terminal son:

- Características de la carga que deberá maniobrarse.
- Equipo de maniobra que deberá usarse.
- Número de salidas para la carga.
- Tipos de embarcaciones.
- Eficiencia de maniobra de la carga.



1.5 CONCEPTO DE ROMPEOLAS.

Un rompeolas es una estructura que sirve para reflejar y disipar la energía del oleaje y evitar su incidencia sobre el área marítima que se desea proteger.

Un rompeolas es cualquier obstáculo que se interpone a la propagación del oleaje.

Los rompeolas se construyen para crear puertos artificiales, haciendo seguras las maniobras y operaciones de las embarcaciones. A veces los rompeolas se construyen en el interior de grandes puertos para crear una zona de aguas tranquilas, en donde se puedan realizar con facilidad las maniobras de carga y descarga de las embarcaciones, o para crear dársenas protegidas para el amarre de barcos pesqueros o de placer.

Los rompeolas conectados a la costa actúan como barreras contra el movimiento de materiales a lo largo de la playa, causando por el oleaje provocando azolve en un lado y erosión en el otro.

También se construyen rompeolas en la entrada a puertos naturales, con el fin de protegerlos contra el oleaje, haciéndolos más seguros y facilitando la maniobras de las embarcaciones.

1.6 DEFINICIÓN DE ESCOLLERA.

Una escollera es estructuralmente semejante a un rompeolas que se extiende dentro de un cuerpo de agua para dirigir y encausar una corriente o flujo de marea, hacia un área marítima determinada y evitar que el acarreo litoral azolve el canal, las escolleras se localizan en la desembocadura de un río, boca de una laguna o entrada a una bahía, para mantener y ayudar a profundizar un canal de navegación al provocar el arrastre de materiales hacia aguas profundas. Las escolleras también protegen el canal de entrada contra oleajes y corrientes cruzadas. Por su localización particular, el eje de las escolleras difícilmente puede ser perpendicular a la dirección del oleaje.



CAPÍTULO II

ROMPEOLAS

OBJETIVO ESPECÍFICO:

ESTUDIAR LOS ROMPEOLAS CONSTRUIDOS CON ELEMENTOS SUELTOS, NATURALES Y ARTIFICIALES DE CONCRETO REFORZADOS, LOS FACTORES QUE INFLUYEN EN SU ELECCIÓN, TIPO DE DISEÑO Y MATERIAL CON QUE SE CONSTRUYEN.



2.1 ROMPEOLAS QUE EXISTEN EN EL MUNDO.

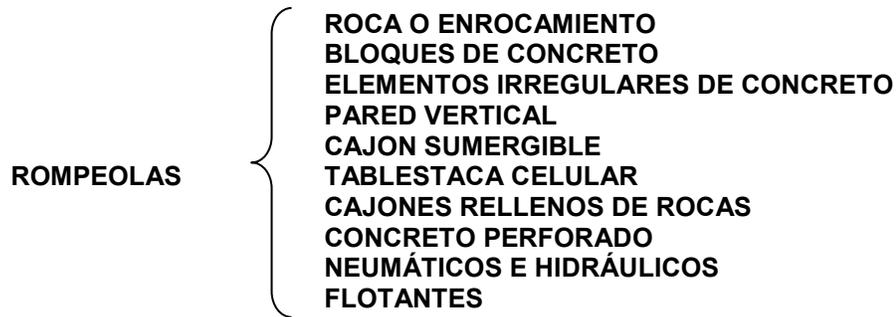


Figura 2.1
Tipos de rompeolas en el mundo.

2.2 FACTORES QUE DETERMINAN SU ELECCIÓN.

La elección del tipo de rompeolas depende de muchos factores, los principales son:

El uso o propósito de la estructura, fuerzas naturales que resistirá, suelos sobre el cual se va a construir, disponibilidad de material, vida útil deseada y costo. Probablemente todas se reflejan en el costo.

El uso o propósito de un rompeolas inicialmente puede parecer obvio, pero estas estructuras pueden servir para varios usos, por ejemplo un rompeolas proporciona protección al área portuaria pero también puede servir como muelle. Esta estructura podría llamarse rompeolas muelle o malecón. Tal estructura requerirá que el lado del puerto fuera vertical para que atracaran embarcaciones. La fuerza natural que debe resistir un rompeolas es el ataque del oleaje y por lo tanto, sus características son de gran importancia en la selección del tipo de estructura. Cuando la acción del oleaje es ligera, en algunas ocasiones los rompeolas se diseñan para contener una playa de arena; las presiones de tierra, en estos casos deben tomarse en consideración.



El tipo de suelo puede ser el factor determinante en la selección de una estructura. Por ejemplo, un suelo de roca no permitiría el uso de ningún tablestacado. En general, la selección de la estructura será aquella que cumpla con el propósito buscado y con un promedio de costo económico anual durante la vida útil del proyecto.

Al diseñar las estructuras, se deben tomar en cuenta, las condiciones naturales, como la problemática que presenta, la utilización actual, el método constructivo, la disponibilidad de materiales y la demanda social de las estructuras portuarias, así como elegir las condiciones más adecuadas, entre las que se enlistan a continuación:

1. Dimensiones de los barcos.
2. Fuerza exterior producida por los barcos.
3. Viento y su presión.
4. Oleaje y su fuerza.
5. Nivel de marea.
6. Corrientes y su fuerza.
7. Sistemas hidráulico estuario y transporte litoral.
8. Naturaleza del suelo.
9. Sismo y fuerza sísmica.
10. Presión del suelo.
11. Presión hidráulica.
12. Carga muerta.
13. Sobrecarga.
14. Flotabilidad (fuerza ascensional).



Otras condiciones para diseño.

Las condiciones para el diseño de las estructuras marítimas se tienen que determinar conforme a los resultados de las investigaciones y pruebas, así como de la comprensión de los métodos, puesto que tienen gran influencia en la seguridad, función y costo de construcción.

Los factores que influyen sobre el diseño de las estructuras son los siguientes:

a) Función de las estructuras.

Como la función de una estructura no siempre es única, se debe prestar atención en cada una de las funciones que se definan.

b) Importancia de las estructuras.

Para determinar el grado de importancia de las estructuras, se deben tomar en cuenta los siguientes conceptos:

1. Posibilidad de sustitución de las estructuras.
2. Costo de construcción.
3. Repercusiones de la destrucción de estructuras sobre la vida, propiedad y otros factores.
4. Influencias de la destrucción de estructuras sobre lo social y lo económico.

c) Condiciones naturales.

Las condiciones naturales que se deben considerar en el diseño de las estructuras no deben ser solamente oleaje, sismo, características geográficas y geológicas del lugar, sino que también son importantes: la calidad del agua, características físicas del fondo del mar, ecológica y atmosférica.

d) Peso.

e) Materiales.



- f) Factor de seguridad.
- g) Disponibilidad de materiales.
- h) Profundidad del agua.
- i) Condiciones del lecho marino.
- j) Función y uso.
- k) Peso específico de la capa individual de roca.
- l) Coeficiente de fricción.
- m) Altura de la ola máxima.
- n) Pendiente del rompeolas.

Es deseable una pendiente plana desde el punto de vista de estabilidad, sin embargo, dichas especificaciones aumentarían el volumen del núcleo y material de asiento a tal punto que no será económicamente posible de construir; una pendiente pronunciada permite una escasa protección al propio puerto.

- o) El factor de seguridad (F_s).

Sirve como índice representativo del grado de seguridad de las estructuras. Actualmente este se utiliza para garantizar una mayor resistencia de las estructuras ante la acción de fuerzas extremas. En el sentido estricto, la comparación de los coeficientes de seguridad en las estructuras es muy difícil precisarlas ya que se tienen diferentes condiciones de trabajo.

Es necesario emplear el factor de seguridad ya que existen acciones que cambian las condiciones del peso de los elementos empleados en la estructura, dichos cambios no han sido definidos cuantitativamente en su totalidad.

En rigor, el factor de seguridad se elige de acuerdo a cada condición. Sin embargo, determinar el valor de este para cada caso puede conducirnos a decisiones erróneas. Los valores del factor de seguridad a la fecha se han considerado



empíricamente, con base en las condiciones normales y a la experiencia, esos valores se pueden reducir con una condición especial. En ese caso, los valores han de determinarse de acuerdo con un análisis cuidadoso y razonable, teniendo cuidado al reducir el factor.

Teniendo una estructura para determinados factores de seguridad, se deben tener en cuenta los siguientes conceptos:

1. Variación de los elementos respectivos.
2. Factores que afectan la exactitud de la investigación y pruebas de laboratorio.
3. Exactitud de la fórmula de diseño.
4. Vida útil requerida.
5. Importancia de la estructura.

p) Método Constructivo.

En función del método constructivo se realizara el diseño adecuado.

q) Exactitud de la construcción.

Se debe llevar un control de calidad riguroso durante la construcción.

r) Programa de obra.

El periodo de construcción, generalmente se determina conforme a la facilidad de conseguir los materiales, el periodo de los preparativos para ejecutar la construcción, grado de dificultad de la construcción, tiempo en el cual la estructura debe estar funcionando y las condiciones naturales del lugar.

s) Costo de la estructura.

t) Costo de compensación.

u) Costo de mantenimiento.



2.3 ROMPEOLAS DE ROCA O ENROCAMIENTO.

Las secciones transversales de forma trapezoidal de estas estructuras se construyen con material pétreo como sigue: un núcleo de piedra de tamaños relativamente chicos resultantes de la explotación de una cantera, colocada en forma masiva; una capa de piedra de tamaño intermedio y finalmente una o dos capas de piedra grande colocada convenientemente. A esta última capa se le llama la coraza y es la que resiste directamente el ataque del oleaje. Cuando no se consigue roca de los pesos necesarios, la coraza se forma con elementos artificiales de concreto reforzado precolados, en forma de bloques, tetrápodos, tribars, etc. La característica principal en lo que se refiere a funcionamiento, es que estas estructuras disipan la energía de la ola incidente sobre ellas provocando que la ola rompa en su talud causando solo una reflexión parcial con una disminución del poder destructivo de la ola.

Estos rompeolas son los más numerosos en el mundo debido a:

1. Con variación de la distancia de acarreo, siempre se consigue roca.
2. Son relativamente fáciles de construir y reparar.
3. Solo sufren daños graduales a medida que son atacados por las olas de mayor altura que las consideradas en el diseño.

Esta consideración es de gran importancia, ya que generalmente no se dispone de toda la información necesaria para su diseño. Por otra parte al deteriorarse y quedar mas tendidos los taludes, aumenta su estabilidad.

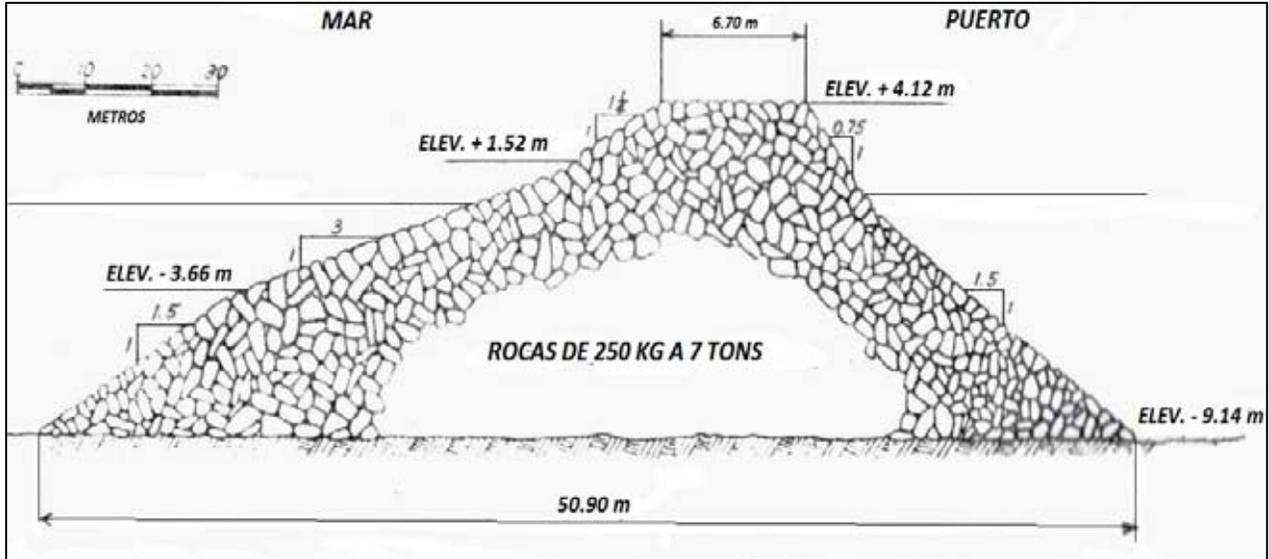


Figura 2.3.1
El rompeolas de Delaware es la primera estructura construida en los Estados Unidos de América, de tipo enrocamiento.

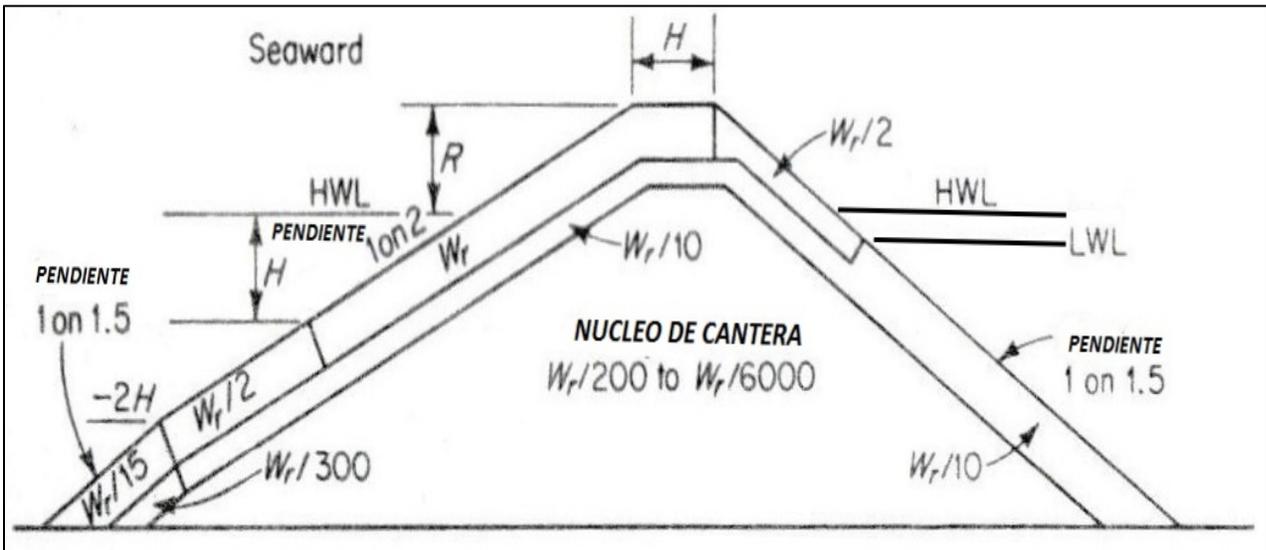


Figura 2.3.2
Sección de rompeolas de tipo enrocamiento hecho de cantera de piedra.
HWL: nivel de la cresta de la ola; LWL: nivel del valle de la ola. R



2.3.1 CLASIFICACIÓN DE LOS ROMPEOLAS DE ENROCAMIENTO.

En cuanto a que la ola pase encima del rompeolas. Al romper la ola sobre el talud de un rompeolas parte de la masa de agua se desplaza hacia arriba por el talud. Dependiendo de la altura de la ola alcanzada por la ola, se clasifican los rompeolas con talud como rebasable y no rebasable. Un rompeolas se considera como no rebasable, cuando para cualquier condición del mar, las olas no pasan por encima del rompeolas. Cuando las olas pasan total o parcialmente, el rompeolas se le llama rebasable.

Dependiendo también de la altura con respecto al nivel del agua un rompeolas pueden ser sumergido o semisumergido.

De acuerdo a la conformación de la coraza que es el elemento del rompeolas, cuya función directa es resistir el ataque del oleaje.

La coraza puede estar formada por fragmentos de roca natural o por elementos artificiales de concreto, lo que da origen a clasificar los rompeolas de talud como rompeolas con coraza de piedra natural y con coraza de elementos artificiales de concreto.

2.4 ROMPEOLAS DE BLOQUES REGULARES DE CONCRETO

Los elementos artificiales se fabrican de concreto hidráulico; originalmente fueron de forma cúbica o paralelepípeda. Con la ayuda de los modelos hidráulicos, se han obtenidos nuevas formas con ventajas sobre del cubo; el más común es el tetrápodo, que permite taludes mas empinados (a igualdad de peso de los elementos naturales y artificiales de la coraza); la coraza constituida por tetrápodos, tiene mayor porcentaje de vacíos que la constituida por cubos.



2.4.1 ROMPEOLAS DE PARED VERTICAL.

Los rompeolas de pared vertical se diferencian del tipo de enrocamiento de pendiente inclinada, por la manera en que resisten la acción del oleaje, la pared vertical refleja la ola libre de su energía destructiva, produciendo una ondulación estacionaria, conocida como "clapotis", es decir, es un sistema de olas estacionarias caracterizado por su amplitud al acercarse a dos veces la altura de la ola incidente; Considerando que los rompeolas de tipo enrocamiento disipan la energía destructiva cuando la ola choca sobre la superficie de la pendiente inclinada produciéndose fricción y remolinos debido a la superficie irregular, necesitando una superficie más grande para disipar en su totalidad la fuerza destructiva del oleaje.

En el tipo de enrocamiento, la ola eventualmente llegará a un punto en la superficie inclinada donde la profundidad del agua será inferior a la altura de la ola, y romperá. El rompeolas de pared vertical, que generalmente se encuentra en el agua de mayor profundidad que la altura de la ola, reflejará la ola oscilatoria, causando que se levante de la pared a una altura equivalente de aproximadamente el doble de su altura original sobre el nivel del agua, por lo tanto, la altura del rompeolas por encima de la marea más alta debe ser: no inferior a $1 \frac{1}{3}$ a $1 \frac{1}{2}$ veces la altura de (depresión a la cresta de la ola máxima y la profundidad por debajo del nivel más bajo de agua en la parte inferior de la pared no debe ser inferior a $1 \frac{1}{4}$ a $1 \frac{1}{2}$ y de preferencia será 2 veces la altura de la ola. Sin embargo, esta profundidad, generalmente no debe exceder 15.30 metros a 18.30 metros; de lo contrario, el tamaño de la pared de la gravedad se vuelve difícil de manejar, debido a que el ancho de la pared, generalmente no será inferior a las tres cuartas partes y puede ser igual o superior a su altura, a fin de proporcionar la estabilidad adecuada. A grandes profundidades la estructura de la pared de gravedad, por lo general se construye a base de escombros, puede extenderse a profundidades extremas como 40 metros por debajo del nivel del agua.



A menos que el fondo sea extremadamente duro y resistente a la acción de la marea, el muro de gravedad siempre debe colocarse sobre una capa de escombros o de otro material adecuado, que será de profundidad suficiente para distribuir la carga de modo seguro distribuyendo la presión sobre el suelo subyacente y evitando la socavación del rompeolas. Como regla general, la distancia no deberá ser inferior a la cuarta parte de la longitud de la ola. Han sido pocos los rompeolas que han colapsado debido a una debilidad estructural; su vulnerabilidad a la marea ha sido más a menudo un resultado de la erosión y socavación de la cimentación. Tal falla se muestra en el siguiente ejemplo.

2.4.2. EJEMPLOS DE ROMPEOLAS DE PARED VERTICAL.

Estos son construidos de bloques de concreto y han sido utilizados con más frecuencia en Europa que en el hemisferio occidental para la construcción de un rompeolas de pared vertical. Un buen ejemplo de este tipo de diseño es el rompeolas del puerto de Granili, Nápoles Italia que fue construido en 1910, el cual constituye la principal protección para los muelles. Sus brazos son casi paralelos a la costa 600 metros y de 1000 metros de largo, situado perpendicularmente a las olas procedentes de mar abierto. La profundidad del agua varía de 18 a 24 metros en su extremo oriental.

La Figura 2.4.2 muestra un corte transversal del rompeolas. Los cimientos del rompeolas, contiene 1,157,000 toneladas, están construidos de piedra de cantera pesada, que se estabilizó a -10.5 m de profundidad, de 38 metros de ancho. La pendiente en el lado del mar es de 1 en 1 ½ y en el lado de puerto 1 en 1. La parte superior del núcleo fue cuidadosamente construida con piedra triturada y soportada por una subestructura compuesta de bloques de concreto celulares, 9 metros por 5 metros en planta y 2.3 metros de altura. Se formó una subestructura de 18 metros de ancho por 11.5 metros de altura. Las celdas están llenas de concreto simple.

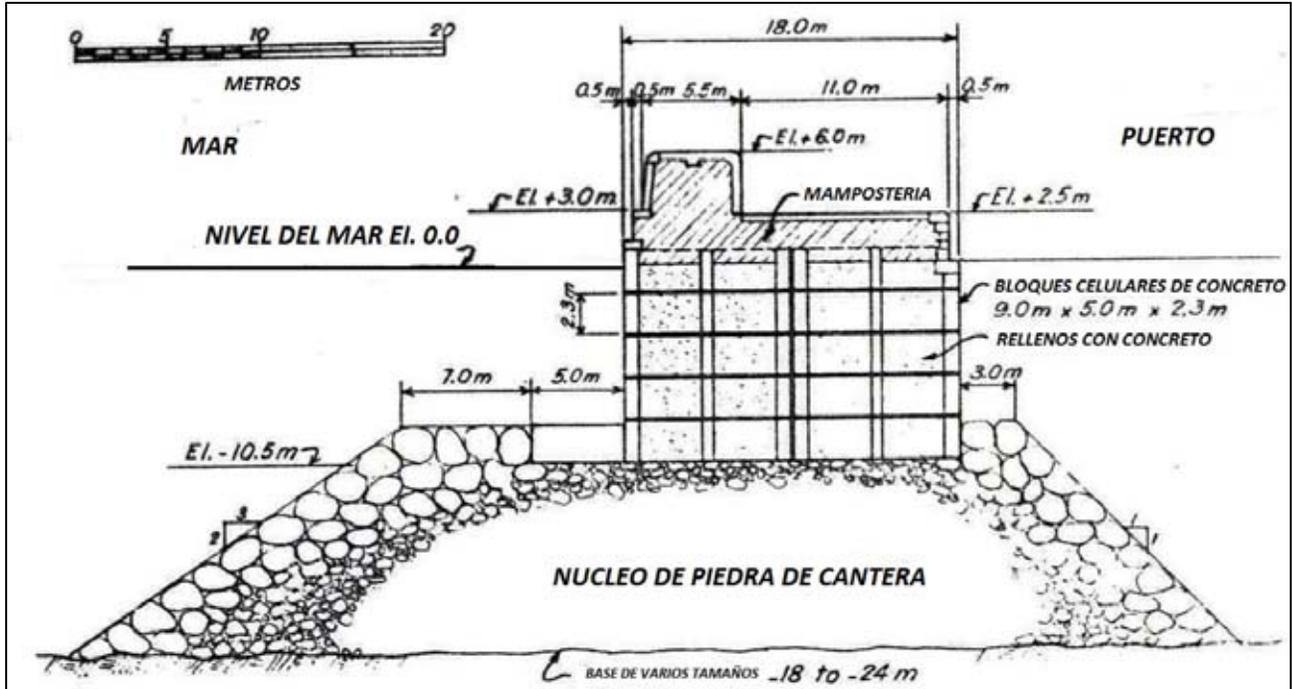


Figura 2.4.2
Sección transversal del rompeolas en el puerto de Granili ubicado en Nápoles, Italia.

A fin de proteger el pie de la subestructura de la erosión desde la acción de las olas, hay una fila de bloques de concreto de 5 metros por 2.5 metros en planta por 2 metros de altura, cada uno de 50.5 toneladas de peso.

La superestructura se ubica 0.5 metros sobre el nivel del mar y está construida de mampostería ordinaria con mortero de cal, está rematada en el lado del mar con una pared de 5.3 metros de ancho en la parte superior, alcanzando una altura de 6 metros sobre el nivel del mar. Esto proporciona una protección para el lado de puerto y permite que el rompeolas pueda utilizarse como un muelle que pueden ocupar los buques.

La figura 2.4.2.1 es un corte transversal de los rompeolas de Algiers, en Marruecos, mejor conocido por su fracaso y por los estudios que diferentes ingenieros han hecho para determinar las causas de falla.

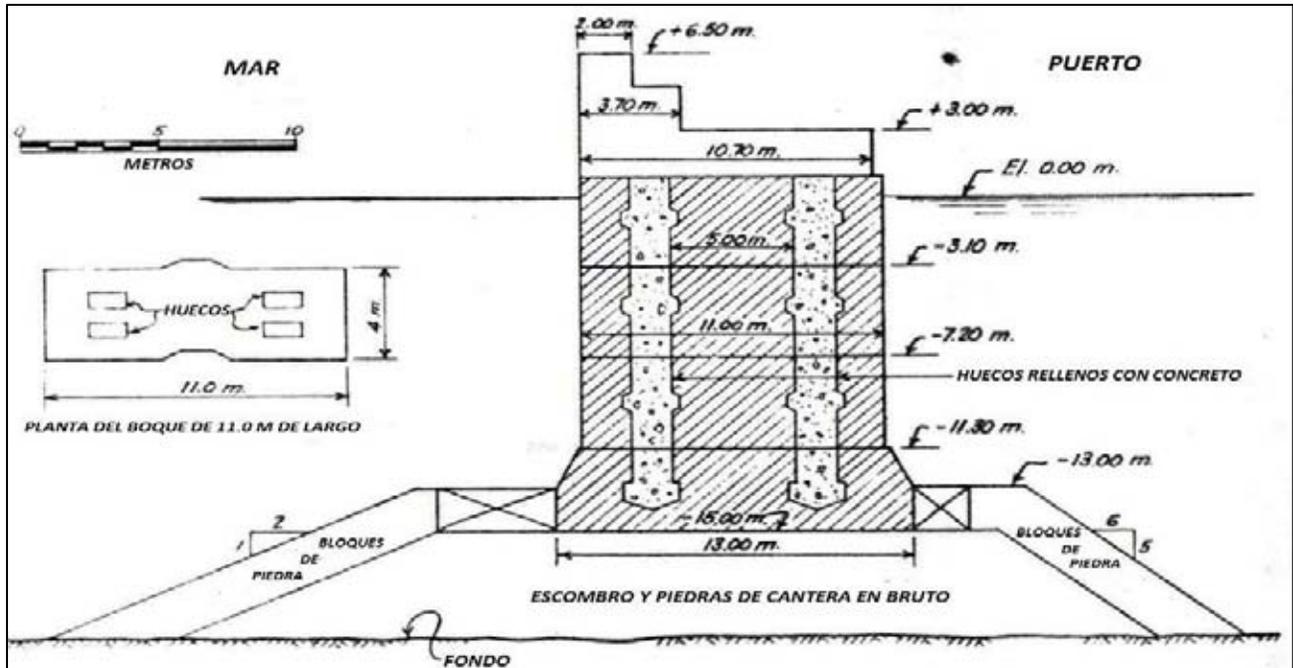


Figura 2.4.2.1
Sección transversal del rompeolas de puerto de Algiers, ubicado en Marruecos.

Cuando la construcción se inició en 1927, se creyó que se habían tomado todas las precauciones en el diseño para no repetir los errores de los últimos fracasos en este tipo de estructura. Como resultado de ello, el muro fue construido de enormes bloques de 450 toneladas y junto con pilotes de concreto. El muro fue coronado con un pesado muro colado en el lugar. La cimentación de la pared consiste de un revestimiento de escombros que se coloca en un fondo sobre la arena en la línea firme. El pie del talud y el hombro se han protegido con bloques de concreto y las laderas se revistieron con roca natural.

La información que llevó al diseño de la estructura se basa en una altura de ola máxima de sólo 5 metros. La construcción no se completó antes debido a que se hizo evidente que la altura de ola que se puede producir en esta localidad es mayor. En la última parte de la obra en 1930, la pared fue atacada por una severa tormenta que produjo olas de más de 6 metros de altura, en una parte de la pared vertical, a lo largo de 90



metros, se determinaron asentamientos diferenciales y desplazamiento del muro con inclinación hacia el mar. Esto llevo a medidas correctivas para evitar nuevos desplazamientos de esta parte de la pared con un relleno de escombros, extendiéndose en el lado del mar desde la parte inferior a la parte superior y en el lado de puerto a sólo la mitad de la altura de la pared vertical. Las nuevas medidas constaron de perforar y aplicar lechada de cemento, fueron realizadas con la finalidad de que la pared sea una estructura monolítica en la medida de lo posible. A pesar de todo esto, a inicios de 1934, la tormenta más grave que golpeó el rompeolas con olas estimadas de 9 metros de altura y trenes de oleaje de 180 metros de largo, llegaron a pasar completamente por encima del rompeolas.

Debe tenerse en cuenta que el rompeolas no falle ante un oleaje de casi dos veces la altura de la ola máxima, para la que ha sido diseñado, pero la característica interesante e instructiva de esto es que, no fracasó por vuelco del lado protegido, sino más bien cedió del lado del mar, dirección en la que de acuerdo con la teoría, la fuerza de volteo debería haber sido mínima. Hay varias explicaciones para esto.

En primer lugar, mientras que la altura de la corona de 6.5 metros por encima del agua habría sido lo suficientemente alta como para haber permitido un clapotis o para haber obstruido por completo la altura de ola de diseño de 5 metros de altura, lo cual estuvo por debajo de la altura de la ola de 9 metros de altura que se presento durante la tormenta. Esta ola rebaso completamente, pasando por encima del rompeolas, elevando el nivel del agua en el puerto lo que momentáneamente causó una carga estática muy alta contra la pared del lado del puerto, como la depresión de la onda ocurrió mar adentro y junto con una fuerza de succión producida por el regreso de las olas, podría haber sido causa del fracaso ocurrido. Además, existe evidencia de que esta aspiración de corriente causó una erosión en el pie del talud del lado de mar adentro, que sin duda contribuyó al fracaso de la estructura.



Este fracaso enfatiza los siguientes puntos importantes al diseñar un rompeolas de pared vertical:

1. El diseño se hará tomando la altura máxima de la ola en el lado seguro del puerto, ya que la diferencia del montículo de escombros del rompeolas y la estabilidad de vuelco es un factor importante.

2. La altura de la pared o el parapeto deberá ser suficiente para permitir un clapotis o la obstrucción por completo de la ola que se genere en el lugar.

La cimentación de la pared, será un montículo de escombros o una base de concreto armado la cual se deberá ampliar hasta material firme que no pueda ser erosionado por la acción del oleaje, o se debe extender la distancia suficiente por debajo del fondo del mar para que la erosión no socave el pie del talud y se debe aumentar la base en lo que se refiere al ancho para mantener la estabilidad contra el vuelco en el nivel inferior. La base debe exceder lo suficiente en el pie del talud de la coraza, una distancia que generalmente se considera que es una cuarta parte de la longitud de ola para evitar la erosión y socavación en el pie del talud.

2.5 ROMPEOLAS DE CAJONES DE CONCRETO.

Este tipo de estructura ha sido usado extensivamente para la construcción de rompeolas en los grandes lagos y para la protección de puertos en Europa. Tiene la ventaja de reducir considerablemente el tiempo de trabajo sobre el agua en su construcción. La construcción de cajones de concreto permite que una gran parte de la obra se ejecute en la orilla. Un período relativamente bueno de clima y de aguas en calma, puede ser aprovechado para seleccionar este tipo de construcción, lo que requerirá un intervalo corto

de tiempo para una sola unidad o cajón reduciendo así, la posibilidad de daños por tormenta.

La práctica habitual para hacer estos cajones de concreto es hacerlos de forma cuadrada cerrada en el fondo y con paredes internas tipo diafragma dividiendo el interior en varios compartimentos. Las paredes laterales pueden ser verticales o con pendiente a fin de reducir el ancho en la parte superior. Un ejemplo de este último es el rompeolas sur, construido en 1926 a 1929 para el puerto de Refugio, en Milwaukee, en el lago Michigan, en los Estados Unidos de América, una sección transversal de este tipo de rompeolas, se muestra en la figura 2.5.1. El rompeolas es una estructura de 54 metros de largo, por 6.40 metros de alto, 7.30 metros de ancho en la parte inferior y 3.50 metros de ancho en la parte superior.

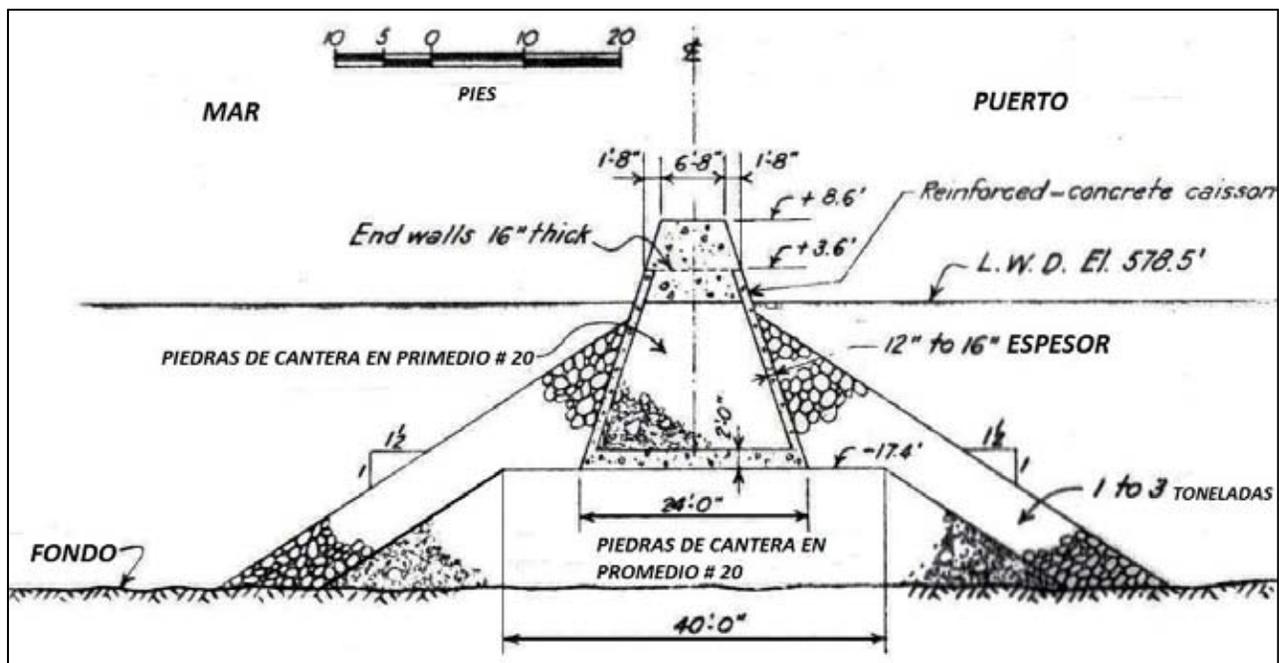


Figura 2.5.1
Sección transversal del rompeolas sur del puerto en el lago Michigan, en Milwaukee, Estados Unidos de América.



Estas secciones fueron construidas en la costa y posteriormente remolcadas hasta el sitio de la obra. Donde fueron hundidas a profundidades de 2.4 a 3.5 metros, colocados sobre una base preparada de roca con la finalidad de estabilizar el suelo a una profundidad de – 5.30 metros, por debajo del nivel del lago, fueron rellenos con roca triturada, en la parte superior la estructura fue revestida con piedra natural y el rodapié con una pendiente de 1 en 1 ½ a ambos lados.

Un buen ejemplo de un rompeolas construido con cajones de concreto con lados verticales es el rompeolas del Norte de Helsingborg, Suecia, que fue construido en 1920. La profundidad en el agua varía entre 5 a 13.5 metros con un largo de 340 metros de longitud. El fondo es de roca cubierto con una capa de arena de 1.0 metro de espesor; la arena fue dragada y traída de otro lugares, una cama de rocas de 0.5 a 3.0 metros de espesor fue colocada sobre la base de roca y redistribuida por buzos.

Un corte transversal del rompeolas se muestra en la figura 2.5.2. Los cajones de concreto prefabricado varían en longitud de 21 a 29 metros. Una pared longitudinal y paredes intermedias a cada 3.5 metros dividiéndolo en cuadros. Para impedir el movimiento relativo de los cajones de concreto prefabricado, en una dirección perpendicular al eje del rompeolas, la pared de un cajón está formada por una lengüeta, la cual se inserta en una ranura en el cajón adyacente.

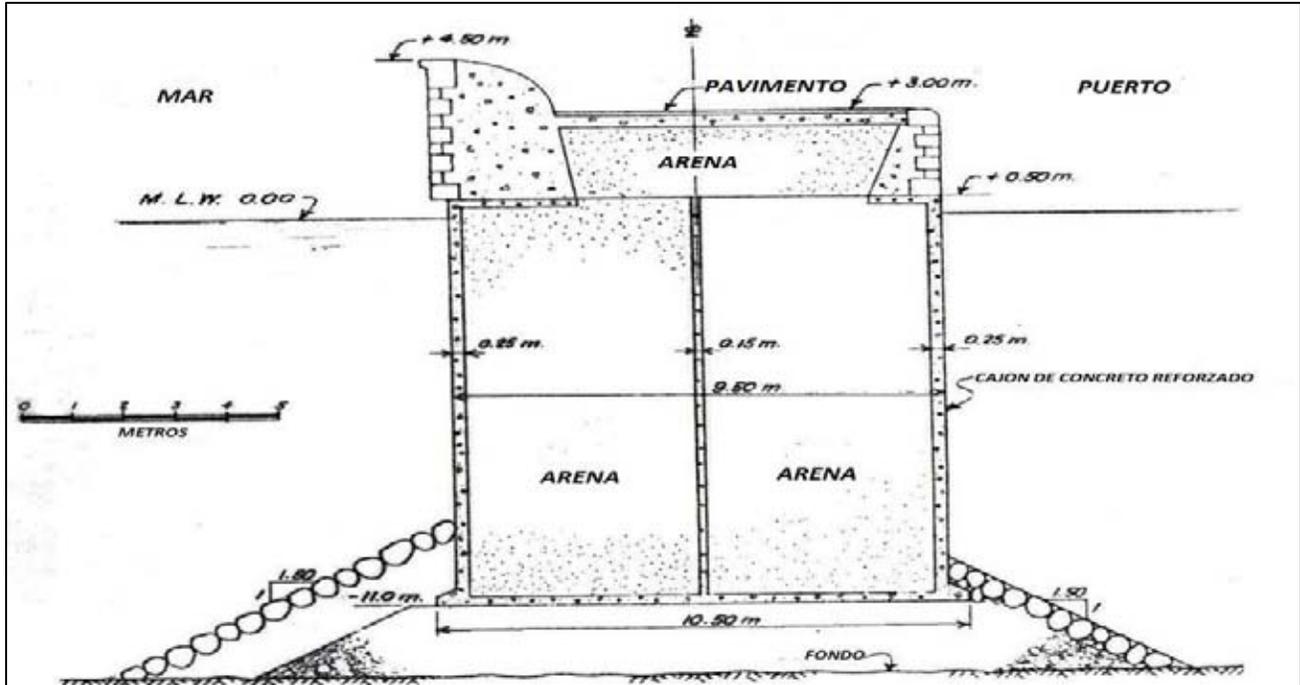


Figura 2.5.2
Corte transversal del rompeolas norte del puerto Helsingborg ubicado en Suecia.

Los cajones de concreto prefabricado se construyeron en un dique seco. Fueron remolcados hasta el sitio de colocación y llenados de agua para hundirse, sobre cama de cimentación preparada de rocas pequeñas y a continuación se rellenaron con arena. En la parte superior de los cajones de concreto prefabricado, se construyó una losa a lo largo de cada lado del muro marino construido, finalmente fue recubierto con rocas. El espacio entre las dos paredes a continuación se rellenó de arena y posteriormente se colocó pavimento como superficie de rodamiento para el acceso a maniobras de mantenimiento.

En 1967, el rompeolas de 430 metros de largo fue construido en el puerto de Marsa el Bregaa, en Libia, para proteger a dos nuevos atracaderos para buques cisterna de gas natural licuado. El diseño aprobado para este rompeolas consistió en ocho cajones de concreto prefabricado de 175 metros de largo, con un peso de 7,000 toneladas cada uno,

construidos en Messina, Italia y remolcado a 900 kilómetros, al sitio donde serían colocados, para llenarlos de agua y hundirlos, en una trinchera de piedra.

Una característica importante del diseño del cajón fue la cara inclinada sobre el nivel del mar, que mejora la estabilidad de la estructura sobre un rompeolas de cara vertical, cuando se somete a la fuerza de las olas. la figura 2.5.3, muestra un corte transversal típico de un cajón del rompeolas.

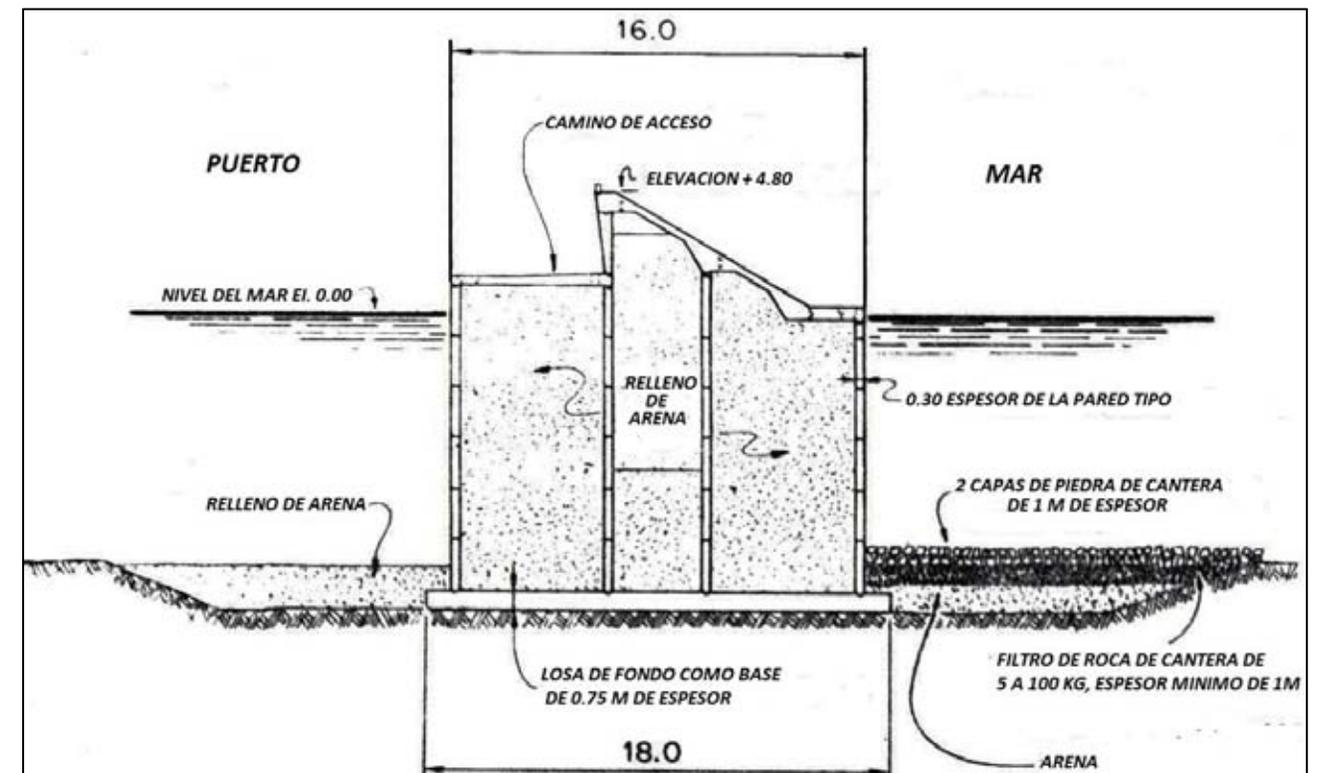


Figura 2.5.3
Sección transversal del rompeolas del puerto de Marsa El Brega, ubicado en Libia.

Los cajones rellenos se consideran estructuras estables cuando cada celda lo es por sí misma al rellenarse de rocas o de otro material adecuado. Las secciones deben extenderse una profundidad suficiente por debajo del nivel del mar hacia el fondo para evitar la erosión de la celda en el fondo. La profundidad mínima de penetración

generalmente es por debajo de 3.5 metros, a menos que el fondo sea de roca o de otros materiales muy duros. Es costumbre colocar rocas contra el pie de los cajones por debajo del nivel de mar con la finalidad de proteger contra la erosión. La parte superior del cajón de concreto deberá extenderse en altura al menos dos veces la altura de la ola máxima por encima del nivel del mar.

La Figura 2.5.4, muestra un corte transversal del rompeolas cuyo cajón fue hecho de pilas de madera existente en la zona, en Calumet, en el lago Michigan, el cual tiene 5 kilómetros de longitud, construido en 1935. Las secciones son 12.50 metros de ancho y sobre sale 1.50 metros sobre el nivel del lago. Los espacios están rellenos de roca triturada y coronados con coraza de roca grande.

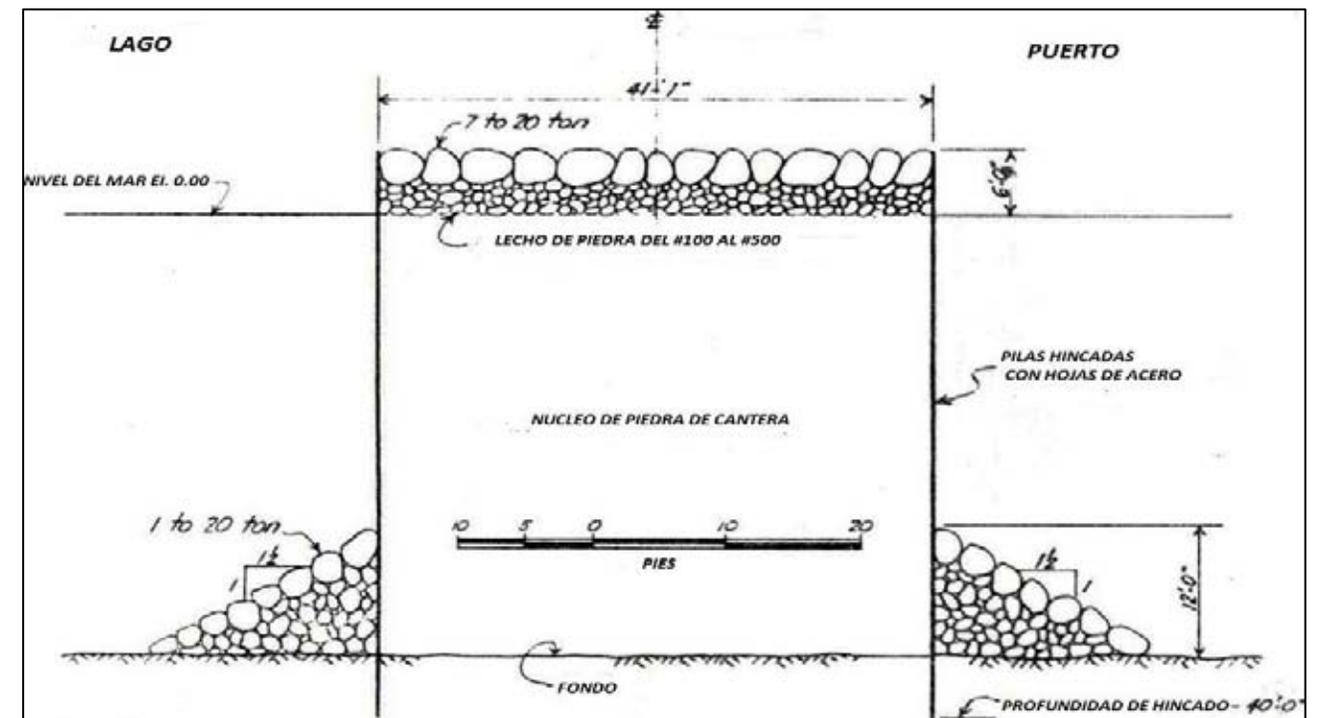


Figura 2.5.4
Sección transversal del rompeolas en Calumet, en el lago Michigan, ubicado en Estados Unidos de América.



2.6 ROMPEOLAS CON TABLAESTACADO.

Este tipo de rompeolas se ha utilizado con éxito en los grandes lagos. Sin embargo, su uso no se ha generalizado por las siguientes razones:

- 1) Es difícil, si no imposible construirlo en ubicaciones expuestas donde hay considerable acción de oleaje, la colocación de los pilotes en serie y mantenerlos en su lugar en aguas agitadas es una operación muy difícil. El mejor enfoque es hacer que cada acomodo sea autosuficiente y trabajar con una configuración perimetral completa, se han rellenado con rocas para instalar la siguiente celda. Sin embargo, hasta que el círculo se cierre completamente, la celda de tablaestacas es muy vulnerable a contraerse por la acción de las olas. con base a la mayoría de los rompeolas que se han construido en aguas agitadas, se ha deducido que este tipo de rompeolas no es adecuado, debido especialmente a que la operación de instalación de una celda de tablaestacas, generalmente, toma un período de tiempo de una semana o más.

Sólo se construirán en zonas, como los grandes lagos, donde existen períodos relativos de buen clima y en aguas tranquilas, en determinados momentos del año, en la que su uso se vuelve práctica.

2. La corrosión, es un problema que no está presente cuando se usan unidades de concreto prefabricado o rocas para la construcción de rompeolas. Hay algunos lugares como en el lago de Maracaibo en Venezuela, donde el acero desprotegido tiene una duración de sólo 3 años y donde la protección catódica por debajo del nivel del agua es de poco valor. Otros lugares pueden requerir protección catódica si no se tiene el revestimiento de concreto por debajo de la línea del nivel de bajamar.



3. En comparación con un rompeolas de enrocamiento que puede ser construido a grandes profundidades, el uso de un rompeolas tablaestacado, se limita a una profundidad de agua de alrededor de 15.5 a 18 metros.

Excepto donde se ubica sobre la base de un montículo de escombros por debajo de ese nivel del mar, donde el agua es relativamente poco profunda y las olas no son demasiado altas, el rompeolas pueden consistir de dos líneas paralelas de tablestacas, con relleno de roca granular entre las tablestacas siendo apoyado por vigas por arriba nivel del agua. Las líneas paralelas de acero u tablestacas de concreto, se colocan una distancia igual a la profundidad del agua más dos veces la altura de la ola máxima, Por sus características de resistencia a la flexión y esfuerzo normalmente, comúnmente se utiliza el tipo Z de tablestacado. La parte superior puede ser coronada con roca pesada o con un colado de concreto dependiendo si la estructura será también utilizada como un muelle para el atraque de buques.

2.7 ROMPEOLAS DE CAJONES DE MADERA RELLENOS DE ROCA.

Estos se han utilizado más ampliamente en los grandes lagos, especialmente en los primeros días, cuando la madera era barata en el área. La primera construcción consistía en cajones de madera de 2.80 a 3.30 metros por lado, divididos interiormente en compartimientos que a continuación son rellenos con rocas y hundidos a lo largo de la línea del rompeolas. La estructura de pavimento que se encontraba a 2.50 metros sobre el nivel del lago se derrumbó al ser dañada por tormentas. Más tarde, las partes superiores de los cajones de madera quedaron erosionados un metro por debajo del nivel del agua y se tuvieron que utilizar bloques de concreto colados en el lugar para reconstruir la estructura de 2.50 a 3.00 metros sobre el nivel del lago.

Un buen ejemplo de lo anterior, lo referimos al rompeolas del puerto de Búfalo, Nueva York, el cual fue construido originalmente en 1898 a 1900. La estructura superior de madera cedió por las tormentas en el otoño de 1900 y en 1902, se completó una nueva estructura de concreto colado en sitio en una longitud de 550 metros, se muestra la sección transversal en la figura 2.7.

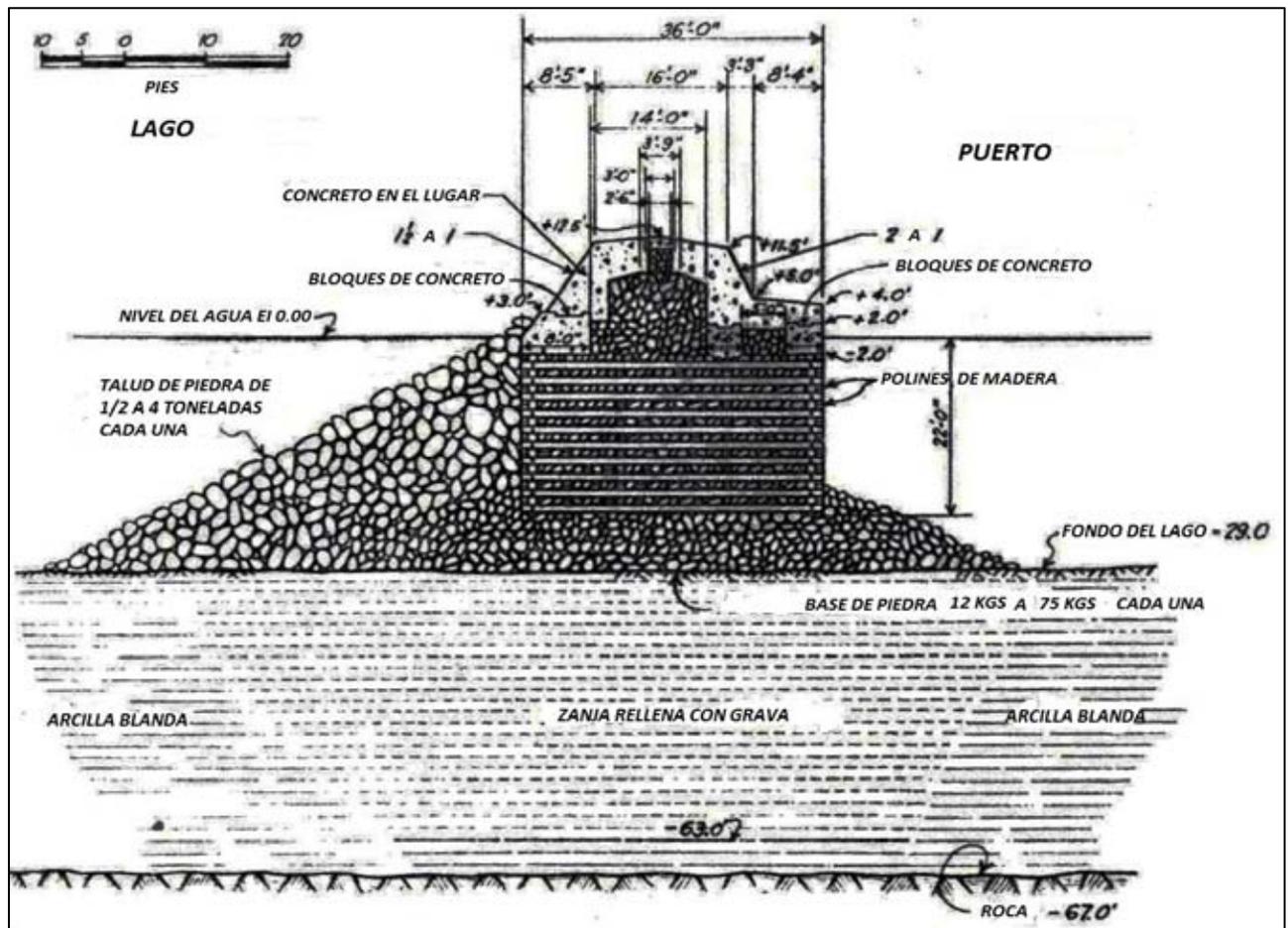


Figura 2.7
Sección transversal del rompeolas en el puerto de Buffalo, ubicado New York, en los Estados Unidos de América.



2.8 ROMPEOLAS DE ELEMENTOS DE CONCRETO PERFORADO.

Las estructuras convencionales de muelle y rompeolas, de muros verticales sólidos, cribas de madera o cajones de concreto presentan un problema, debido a la reflexión de las olas que golpean la superficie vertical creando un clapotis, que es un sistema de olas estacionarias caracterizado por su amplitud, al acercarse a dos veces la altura de la ola incidente. El efecto de clapotis puede resultar en una gran masa de agua que rebasa la estructura inundando la superficie, que puede restringir el uso del lado protegido, a menos que el lado del mar se construya a un nivel superior que se requiere para el trabajo del muelle.

El problema de la disipación de la energía de las ondas incidentes y de reducir la amplitud de la clapotis en el lado de mar adentro de las estructuras marinas, se llevó a cabo por el Consejo Nacional de investigación de Canadá hace varios años. Esta investigación, junto con el modelo, pruebas de viabilidad y estudios de diseño, realizados por el departamento de obras públicas de Canadá, dio lugar al desarrollo de una unidad de concreto perforada.

Las unidades perforadas de concreto fueron concebidas como una estructura multipropósito con énfasis principalmente, para su uso como muelle y rompeolas. La estructura está formada por una criba de concreto con una cámara hueca separada de la exposición del mar por una pared perforada. El ancho de la cámara, el espesor de la pared perforada y el diámetro y el espaciamiento de los agujeros son un parámetro relacionado con las características de la ola de diseño. Esa estructura produce una disipación de energía de las olas y los resultados de clapotis son sensiblemente inferiores en la amplitud de clapotis en comparación con un rompeolas de cara vertical convencional.



La eficacia de los rompeolas de unidades perforadas de concreto depende exclusivamente de la combinación de la proporción de perforaciones con respecto al área de la pared, el espesor de pared perforada y el ancho de la cámara de la ola. La combinación adecuada de estos factores depende de las características de la onda de la ola de diseño.

Concurrente con la fase posterior de la investigación y pruebas de modelo de la unidad perforada de concreto por la National Research Consejo, McNamara Engineering Ltd. Toronto, Ontario, fue solicitada por el departamento de obras públicas de Canadá en octubre de 1960, para estudiar e informar sobre la viabilidad de construir un muelle de rompeolas de concreto consistente de unidades perforadas de concreto. El departamento al que hace referencia el estudio de viabilidad para el sitio de la bahía de Comeau, en Quebec, Canadá, donde se contempla una ampliación de las instalaciones del muelle de gobierno existentes, la figura 2.8 muestra la disposición general de una unidad perforada de concreto,

Basándose en las pruebas de modelo del Consejo Nacional de investigaciones de Canadá y en el estudio de viabilidad de McNamara Engineering Ltd., el departamento de obras públicas de Canadá, contrato la construcción de un rompeolas de unidades perforadas de concreto para la bahía de Bai Comeau, Canadá. La estructura consta de nueve unidades de 18.30 metros de ancho, 16.80 metros de alto y 33.50 metros de largo, para una longitud total de 305 metros.

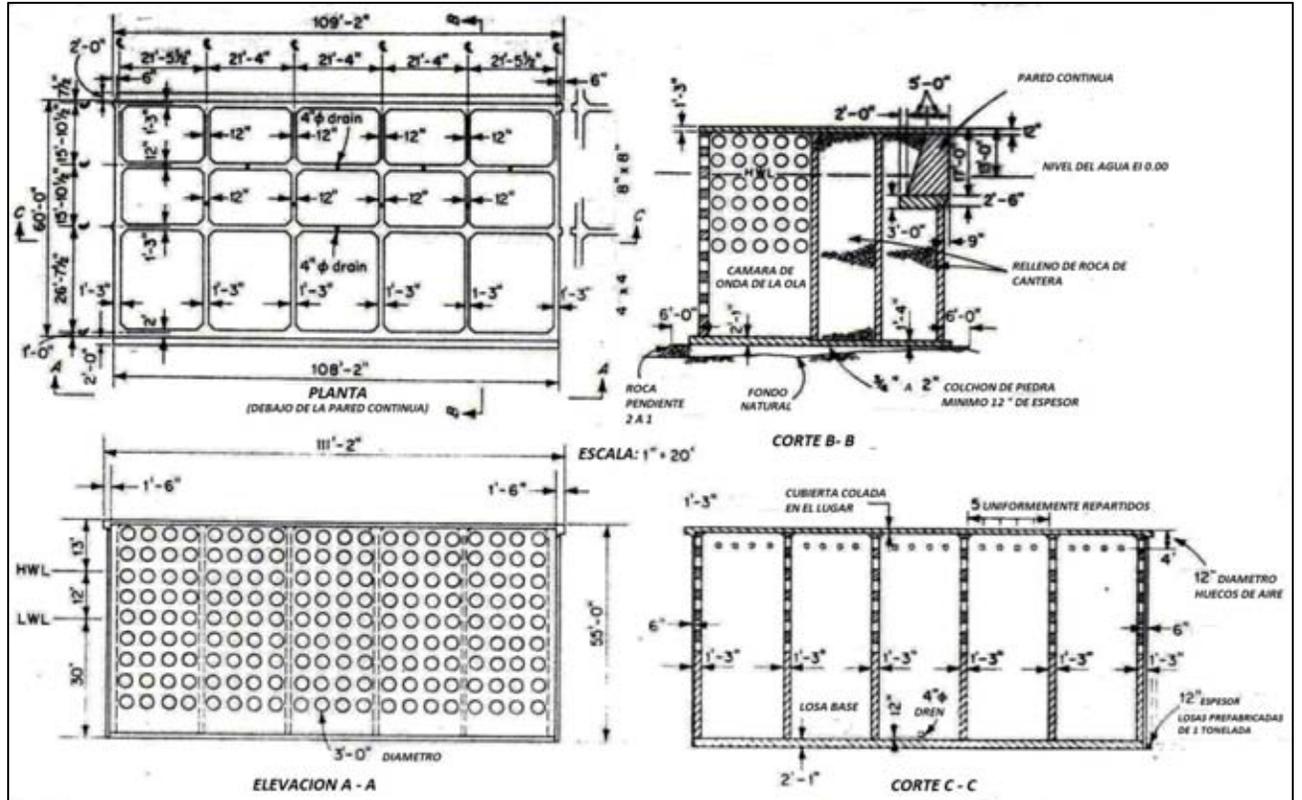


Figura 2.8
Arreglo general de una criba de concreto perforado.

2.9 ROMPEOLAS DE PILAS ACERO Y DE CONCRETO REFORZADO.

Hay algunos lugares donde el fondo es de material blando, el cual se extiende a una gran profundidad. Es posible mantener la roca en el fondo hasta que se construya una base estable que permitirá la construcción de un rompeolas de tipo enrocamiento. Sin embargo, esto puede requerir un volumen muy grande de roca, un período de tiempo de construcción considerable y si la altura de ola no excede los 3.05 metros, lo más económico es utilizar el rompeolas de pilas de acero o de concreto reforzado, un ejemplo se muestra en la figura 2.9. Este rompeolas consiste en tablestacas de concreto colocadas por medio de cabezal vibrante a través del material suave hasta el material firme subyacente del fondo del lago.

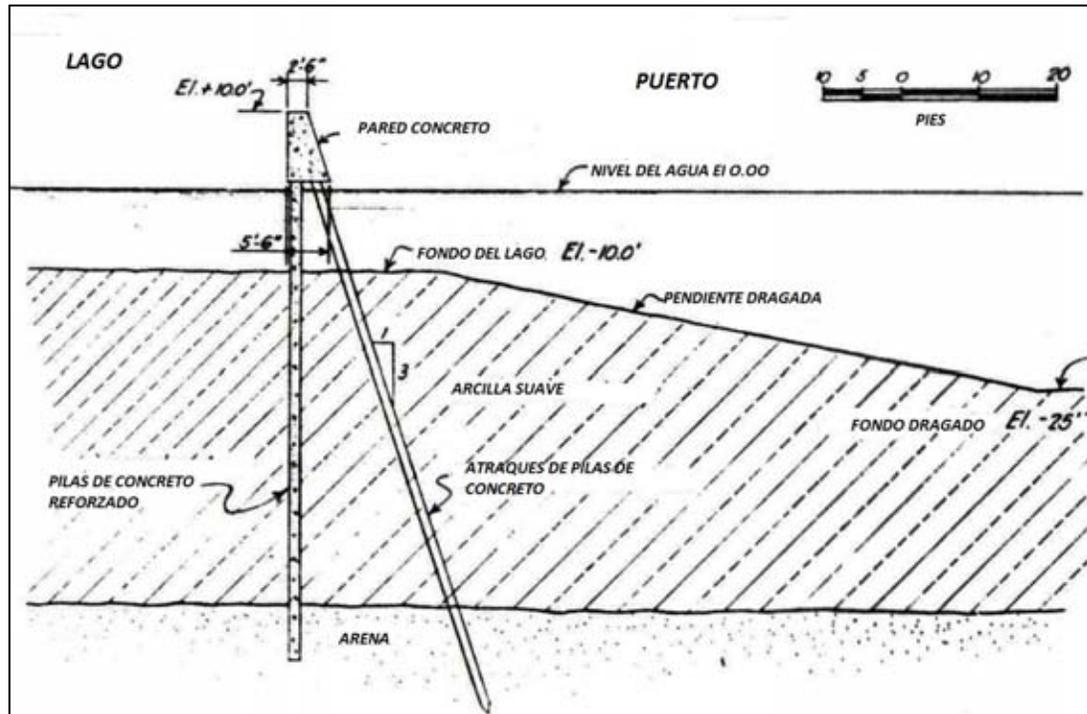


Figura 2.9
Sección transversal de un rompeolas de pilas de concreto reforzado.

2.10 ROMPEOLAS CONSTRUIDOS CON ELEMENTOS IRREGULARES DE CONCRETO.

Para mejorar la estabilidad de las unidades de concreto armado, se han diseñado y probado diversas unidades de concreto armado de forma irregular. Las formas que han sido probadas en la estación de experimentos de vías navegables de los Estados Unidos, son los tetrápodos, quadripodos, hexapodos, cubos de tribars modificado y tetraedros modificados, aunque el último mencionado no se recomienda por que los resultados de las pruebas no son favorables. Otras formas relativamente nuevas de unidades de concreto se han desarrollado, probado y usado en las capas de la cubierta protectora del rompeolas de



montículo de escombros en los últimos años son los stabits, akmons, dolosse, bloque de hexaleg, bloques de slevee y tetraedros huecos.

Las unidades de concreto armado de forma irregulares tienen la ventaja sobre las unidades estándar de concreto reforzado, con ellas se pueden tener pendientes mayores y unidades de peso ligero. Debido a su mejor factor de forma y a la absorción superior de energía de las olas. Este último se efectúa por el alto grado de la irregularidad y la permeabilidad de superficie, lo que da como resultado la división de la masa de agua en trazados de un flujo turbulento que se genera y oponen entre sí en los huecos de las unidades de concreto

Como resultado de todas estas propiedades ha sido posible reducir el peso de la unidad irregular, en comparación con las unidades estandar de concreto reforzado para el mismo grado de estabilidad. Con relación al alto número de huecos, siendo ligeramente superior al 50 por ciento o más, cuando se pusieron en dos capas, lo cual da como resultado una reducción de la cantidad de concreto que se requiere. Además con una pendiente más pronunciada y el valor de acción del oleaje debido al alto grado de la irregularidad de la superficie, permiten una reducción en el volumen del resto de la estructura de soporte. Este último factor puede ser de gran importancia a la entrada del puerto, donde el coronamiento debe llevarse alrededor del término del rompeolas. La pendiente más pronunciada de la corona permite una entrada más estrecha y con lo que ofrece una mayor protección al interior de la bahía.

Los tetrápodos tienen forma de cono truncado, con cuatro patas, son unidades de concreto reforzado prefabricadas, como se muestra en la figura 2.10. Desarrollado por el laboratorio de hidráulica de NEYRPIC en Grenoble, Francia, y licencia por Société d'exploitation de brevets pour travaux a la mer, bajo el nombre de Sotramer. Con ensayos sistemáticos se hizo posible determinar la mejor proporción entre las distintas dimensiones de la unidad, para obtener las mejores propiedades hidráulicas y estructurales.

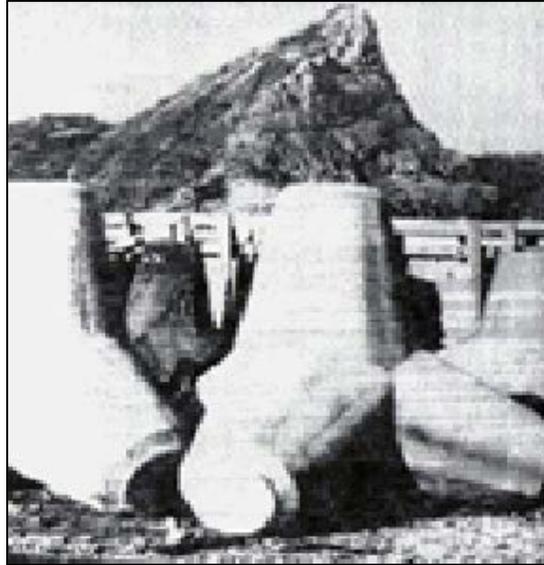


Figura 2.10
Unidades de concreto reforzado denominadas tetrápodos.

Se han utilizado los tetrápodos en tamaños de hasta 40 toneladas por unidad. Sin embargo, 25 toneladas ha sido el tamaño más común para los grandes rompeolas. Las unidades se forman en moldes de metal que vienen separados en cuatro secciones. Los tetrápodos utilizados en las primeras estructuras estaban equipados con ojillos de acero para facilitar la manipulación hasta el sitio de destino final en los rompeolas. Esto impone una tensión en el concreto comparativamente débil, puesto que algunas de las unidades no están reforzadas, se ha desarrollado y patentado un método más económico y confiable de manipulación en el sitio. Este consiste en un aro especialmente diseñado, como se muestra en la figura 2.10.1. Que se apodera del tetrápodo por sus patas al tercio medio inferior de la unidad lo que asegura que todas sus patas de concreto actúen en compresión, eliminando de esta manera las fisuras en el concreto.

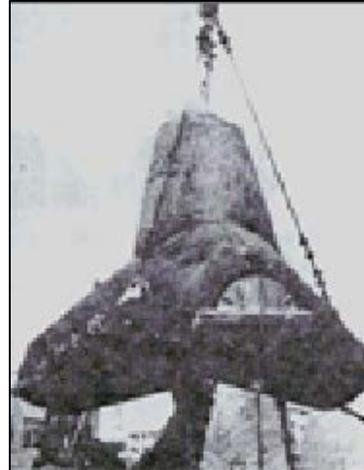


Figura 2.10.1
Aro especialmente diseñado para la manipulación adecuada del tetrápodo.

Una vez que el tetrápodo está sobre el terreno y el molde es removido de la parte inferior por medio un aro de acero, lo cual permite la colocación en el rompeolas con una pierna arriba. La figura 2.10.2 muestra el método el lugar de la colocación de la primera capa con las tres piernas descansando sobre el terraplén de roca y una pierna arriba formando ángulos rectos con el terraplén. La figura 2.10.3 muestra el método de colocación de la segunda capa, con una pierna abajo ángulos rectos con el terraplén.



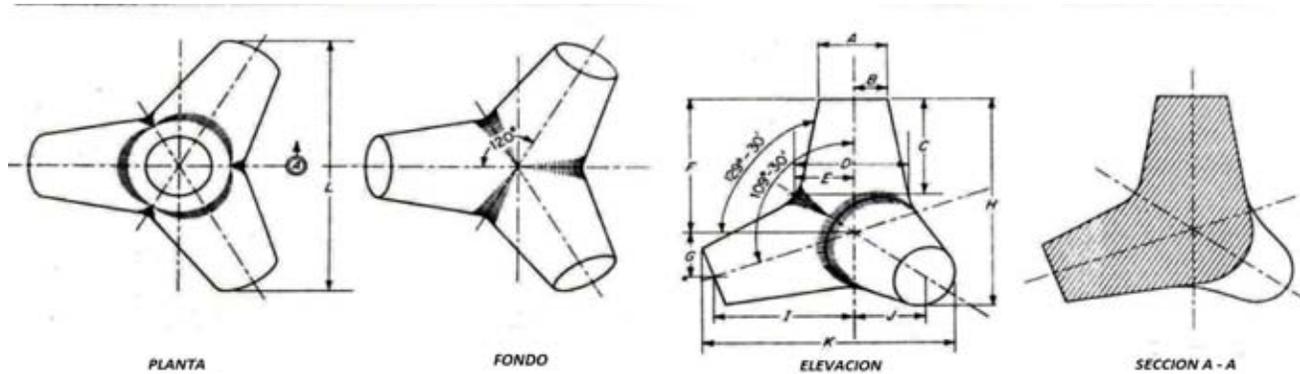
Figura 2.10.2
Colocación de la primera capa de tetrápodos en sobre la coraza de un rompeolas.



Figura 2.10.3
Colocación de la segunda capa de tetrapodos.

Las tablas 2.10; 2.10.1; 2.10.2; 2.10.3 y 2.10.4 indican el volumen, el peso, el espesor de las capas y las dimensiones de los tetrapodos, quadripodos, hexápodos, tribars y cubos modificados.

CAPÍTULO II
ROMPEOLAS



| Volume of individual armor units, cu ft | | | | | | | | | | | |
|---|--|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 7.14 | 14.29 | 28.57 | 71.43 | 142.86 | 214.29 | 285.71 | 357.14 | 428.57 | 500.00 | 571.43 |
| Specific weight, pcf | Weight of individual armor units, tons | | | | | | | | | | |
| 140.0 | 0.50 | 1.00 | 2.00 | 5.00 | 10.00 | 15.00 | 20.00 | 25.00 | 30.00 | 35.00 | 40.00 |
| 149.5 | 0.53 | 1.07 | 2.14 | 5.34 | 10.68 | 16.02 | 21.36 | 26.70 | 32.04 | 37.38 | 42.71 |
| 156.0 | 0.56 | 1.11 | 2.23 | 5.57 | 11.14 | 16.71 | 22.29 | 27.86 | 33.43 | 39.00 | 44.57 |
| 162.0 | 0.58 | 1.16 | 2.31 | 5.79 | 11.57 | 17.36 | 23.14 | 28.93 | 34.71 | 40.50 | 46.29 |

| Average measured thickness of two layers random-placed, ft | | | | | | | | | | | |
|--|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 4.01 | 5.05 | 6.36 | 8.63 | 10.87 | 12.45 | 13.70 | 14.76 | 15.68 | 16.51 | 17.26 |

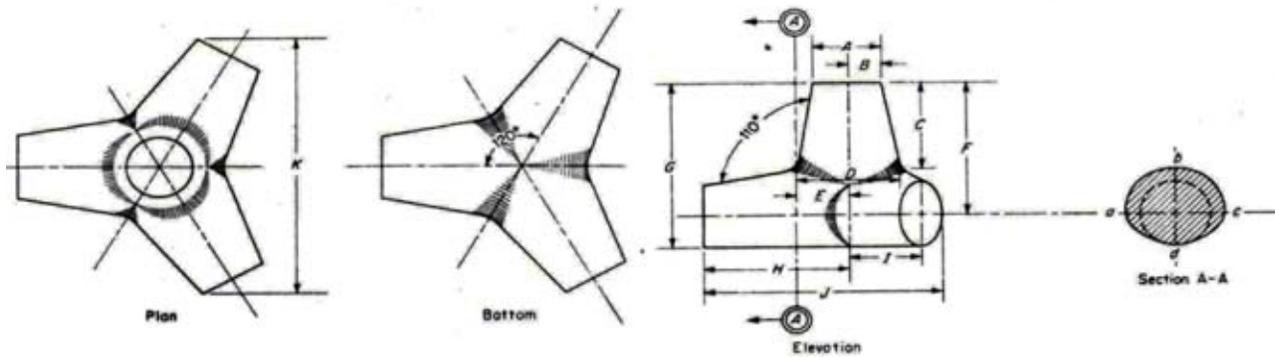
| Number of armor units per 1,000 sq ft, two layers, random-placed | | | | | | | | | | | |
|--|--------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 280.16 | 176.49 | 111.18 | 60.42 | 37.96 | 29.02 | 24.02 | 20.70 | 18.41 | 16.54 | 15.18 |

| Symbol | Dimensions of armor units, ft | | | | | | | | | | |
|--------|-------------------------------|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| A | 0.89 | 1.12 | 1.41 | 1.91 | 2.41 | 2.76 | 3.04 | 3.27 | 3.48 | 3.66 | 3.83 |
| B | 0.44 | 0.56 | 0.70 | 0.95 | 1.20 | 1.36 | 1.52 | 1.63 | 1.74 | 1.83 | 1.91 |
| C | 1.40 | 1.77 | 2.23 | 3.02 | 3.81 | 4.36 | 4.80 | 5.17 | 5.50 | 5.79 | 6.05 |
| D | 1.38 | 1.74 | 2.20 | 2.98 | 3.76 | 4.30 | 4.73 | 5.10 | 5.42 | 5.70 | 5.96 |
| E | 0.69 | 0.87 | 1.10 | 1.49 | 1.88 | 2.15 | 2.37 | 2.55 | 2.71 | 2.85 | 2.96 |
| F | 1.89 | 2.38 | 3.00 | 4.08 | 5.14 | 5.88 | 6.47 | 6.97 | 7.41 | 7.80 | 8.16 |
| G | 0.63 | 0.79 | 1.00 | 1.36 | 1.71 | 1.96 | 2.16 | 2.32 | 2.47 | 2.60 | 2.72 |
| H | 2.94 | 3.71 | 4.67 | 6.34 | 7.99 | 9.14 | 10.07 | 10.84 | 11.52 | 12.13 | 12.68 |
| I | 1.78 | 2.25 | 2.83 | 3.84 | 4.84 | 5.54 | 6.10 | 6.57 | 6.98 | 7.35 | 7.69 |
| J | 0.89 | 1.12 | 1.41 | 1.92 | 2.42 | 2.77 | 3.05 | 3.28 | 3.49 | 3.67 | 3.84 |
| K | 3.21 | 4.04 | 5.09 | 6.91 | 8.71 | 9.97 | 10.97 | 11.82 | 12.56 | 13.23 | 13.83 |
| L | 3.54 | 4.45 | 5.61 | 7.62 | 9.60 | 10.98 | 12.09 | 13.02 | 13.84 | 14.57 | 15.23 |

SOURCE: Research Report 2-11, June, 1968, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station. Data based on tetrapods used in model tests conducted at the Waterways Experiment Station.

Tabla 2.10
Tetrapodos, volumen, peso, espesor de capas y dimensiones.

CAPÍTULO II
ROMPEOLAS



| Volume of individual armor units, cu ft | | | | | | | | | | | |
|---|--|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 7.14 | 14.29 | 28.57 | 71.43 | 142.86 | 214.29 | 285.71 | 357.14 | 428.57 | 500.00 | 571.43 |
| Specific weight, pcf | Weight of individual armor units, tons | | | | | | | | | | |
| 140.0 | 0.50 | 1.00 | 2.00 | 5.00 | 10.00 | 15.00 | 20.00 | 25.00 | 30.00 | 35.00 | 40.00 |
| 149.5 | 0.53 | 1.07 | 2.14 | 5.34 | 10.68 | 16.02 | 21.36 | 26.70 | 32.04 | 37.38 | 42.71 |
| 156.0 | 0.56 | 1.11 | 2.23 | 5.57 | 11.14 | 16.71 | 22.29 | 27.86 | 33.43 | 39.00 | 44.57 |
| 162.0 | 0.58 | 1.16 | 2.31 | 5.79 | 11.57 | 17.36 | 23.14 | 28.93 | 34.71 | 40.50 | 46.29 |

| Thickness of two layers random-placed, ft | | | | | | | | | | | |
|---|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 3.66 | 4.61 | 5.81 | 7.88 | 9.93 | 11.37 | 12.51 | 13.48 | 14.33 | 15.08 | 15.77 |

| Number of armor units per 1,000 sq ft, two layers, random-placed | | | | | | | | | | | |
|--|--------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 261.05 | 164.44 | 103.59 | 56.30 | 35.37 | 27.04 | 22.38 | 19.28 | 17.15 | 15.41 | 14.15 |

| Symbol | Dimensions of armor units, ft | | | | | | | | | | |
|--------|-------------------------------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| A | 0.93 | 1.17 | 1.48 | 2.00 | 2.52 | 2.88 | 3.17 | 3.42 | 3.63 | 3.82 | 4.01 |
| B | 0.46 | 0.58 | 0.74 | 1.00 | 1.26 | 1.44 | 1.59 | 1.71 | 1.82 | 1.92 | 2.00 |
| C | 1.28 | 1.61 | 2.03 | 2.76 | 3.48 | 3.98 | 4.38 | 4.72 | 5.03 | 5.28 | 5.52 |
| D | 1.38 | 1.74 | 2.19 | 2.97 | 3.74 | 4.28 | 4.71 | 5.08 | 5.40 | 5.68 | 5.94 |
| E | 0.69 | 0.87 | 1.09 | 1.49 | 1.87 | 2.14 | 2.36 | 2.54 | 2.70 | 2.84 | 2.97 |
| F | 1.97 | 2.48 | 3.13 | 4.25 | 5.35 | 6.12 | 6.74 | 7.26 | 7.72 | 8.12 | 8.49 |
| G | 2.43 | 3.07 | 3.86 | 5.24 | 6.61 | 7.57 | 8.33 | 8.97 | 9.53 | 10.03 | 10.49 |
| H | 1.97 | 2.48 | 3.13 | 4.25 | 5.35 | 6.12 | 6.74 | 7.26 | 7.72 | 8.12 | 8.49 |
| I | 0.99 | 1.24 | 1.56 | 2.12 | 2.67 | 3.06 | 3.39 | 3.63 | 3.86 | 4.06 | 4.25 |
| J | 3.36 | 4.23 | 4.33 | 7.23 | 9.12 | 10.43 | 11.49 | 12.37 | 13.15 | 13.83 | 14.47 |
| K | 3.88 | 4.88 | 6.15 | 8.35 | 10.52 | 12.05 | 13.26 | 14.28 | 15.18 | 15.98 | 16.70 |

Diameter of semicircle *abc* = dimension *D*.

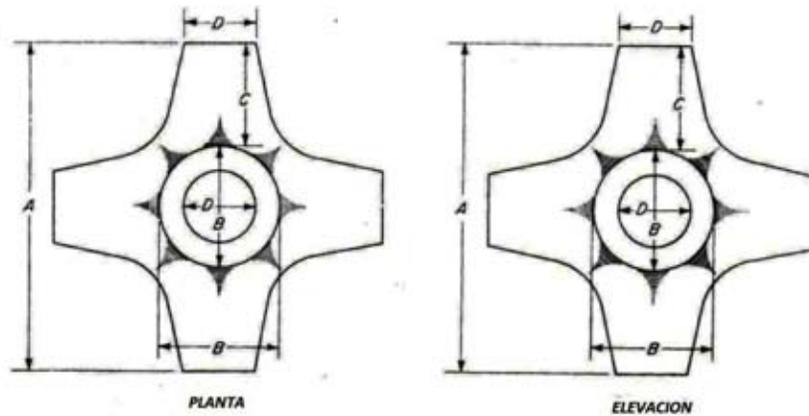
Major axis of semiellipse *adc* = dimension *D*.

Minor axis of semiellipse *adc* = dimension *D*.

SOURCE: Research Report 2-11, June, 1968, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station. Data based on quadripods used in model tests conducted at the Waterways Experiment Station.

Tabla 2.10.1
Quadripodos, volumen, peso, espesor de capas y dimensiones.

CAPÍTULO II
ROMPEOLAS

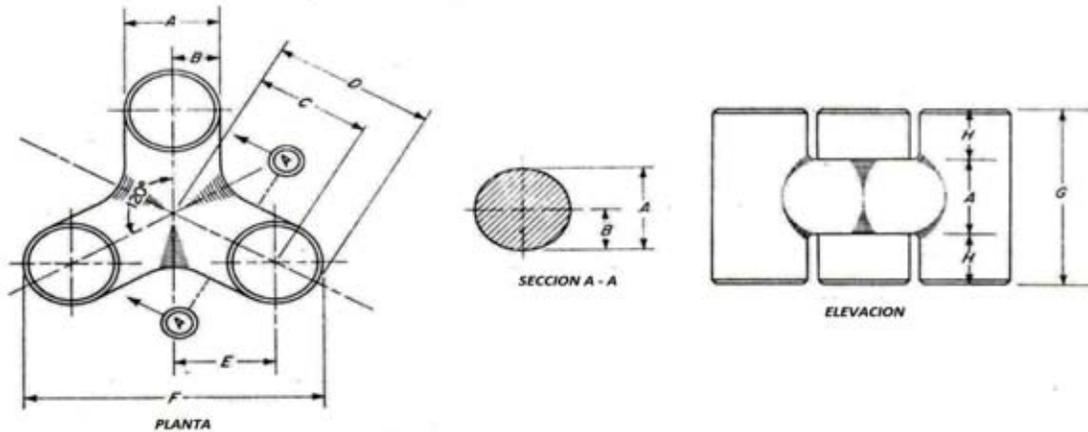


| Volume of individual armor units, cu ft | | | | | | | | | | | |
|---|--|--------|--------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 7.14 | 14.29 | 28.57 | 71.43 | 142.86 | 214.29 | 285.71 | 357.14 | 428.57 | 500.00 | 571.43 |
| Specific weight, pcf | Weight of individual armor units, tons | | | | | | | | | | |
| | 140.0 | 0.50 | 1.00 | 2.00 | 5.00 | 10.00 | 15.00 | 20.00 | 25.00 | 30.00 | 35.00 |
| 149.5 | 0.53 | 1.07 | 2.14 | 5.34 | 10.68 | 16.02 | 21.36 | 26.70 | 32.04 | 37.38 | 42.71 |
| 156.0 | 0.56 | 1.11 | 2.23 | 5.57 | 11.14 | 16.71 | 22.29 | 27.86 | 33.43 | 39.00 | 44.57 |
| 162.0 | 0.58 | 1.16 | 2.31 | 5.79 | 11.57 | 17.36 | 23.14 | 28.95 | 34.71 | 40.50 | 46.29 |
| Average measured thickness of one layer placed uniformly, ft | | | | | | | | | | | |
| | 2.48 | 3.13 | 3.94 | 5.35 | 6.74 | 7.72 | 8.50 | 9.15 | 9.73 | 10.24 | 10.70 |
| Average measured thickness of two layers random-placed, ft | | | | | | | | | | | |
| | 4.43 | 5.58 | 7.03 | 9.54 | 12.02 | 13.76 | 15.15 | 16.32 | 17.34 | 18.26 | 19.09 |
| Number of armor units per 1,000 sq ft, one layer placed uniformly | | | | | | | | | | | |
| | 198.09 | 124.78 | 78.60 | 42.72 | 26.84 | 20.51 | 16.99 | 14.63 | 13.01 | 11.69 | 10.74 |
| Number of armor units per 1,000 sq ft, two layers random-placed | | | | | | | | | | | |
| | 328.40 | 206.86 | 130.31 | 70.82 | 44.49 | 34.01 | 28.16 | 24.26 | 21.58 | 19.38 | 17.80 |
| Symbol | Dimensions of armor units, ft | | | | | | | | | | |
| | A | 3.44 | 4.33 | 5.46 | 7.41 | 9.34 | 10.69 | 11.76 | 12.67 | 13.47 | 14.18 |
| B | 1.23 | 1.55 | 1.95 | 2.65 | 3.34 | 3.82 | 4.21 | 4.53 | 4.82 | 5.07 | 5.30 |
| C | 1.11 | 1.40 | 1.76 | 2.39 | 3.01 | 3.45 | 3.80 | 4.09 | 4.35 | 4.57 | 4.78 |
| D | 0.74 | 0.93 | 1.17 | 1.59 | 2.01 | 2.30 | 2.53 | 2.73 | 2.90 | 3.05 | 3.19 |

SOURCE: Research Report 2-11, June, 1968, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station. Data based on hexapods used in model tests conducted at the Waterways Experiment Station.

Tabla 2.10.2
Hexapodos, volumen, peso, espesor de capas y dimensiones.

CAPÍTULO II
ROMPEOLAS



| Volume of individual armor units, cu ft | | | | | | | | | | | |
|---|--|--------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 7.14 | 14.29 | 28.57 | 71.43 | 142.86 | 214.29 | 285.71 | 357.14 | 428.57 | 500.00 | 571.43 |
| Specific weight, pcf | Weight of individual armor units, tons | | | | | | | | | | |
| 140.0 | 0.50 | 1.00 | 2.00 | 5.00 | 10.00 | 15.00 | 20.00 | 25.00 | 30.00 | 35.00 | 40.00 |
| 149.5 | 0.53 | 1.07 | 2.14 | 5.34 | 10.68 | 16.02 | 21.36 | 26.70 | 32.04 | 37.38 | 42.71 |
| 156.0 | 0.56 | 1.11 | 2.23 | 5.57 | 11.14 | 16.71 | 22.29 | 27.86 | 33.43 | 39.00 | 44.57 |
| 162.0 | 0.58 | 1.16 | 2.31 | 5.79 | 11.57 | 17.36 | 23.14 | 28.93 | 34.71 | 40.50 | 46.29 |
| Average measured thickness of one layer placed uniformly, ft | | | | | | | | | | | |
| | 2.18 | 2.74 | 3.45 | 4.69 | 5.91 | 6.76 | 7.44 | 8.02 | 8.52 | 8.97 | 9.38 |
| Average measured thickness of two layers random-placed, ft | | | | | | | | | | | |
| | 3.85 | 4.85 | 6.11 | 8.30 | 10.46 | 11.97 | 13.17 | 14.19 | 15.08 | 15.87 | 16.60 |
| Number of armor units per 1,000 sq ft, one layer placed uniformly | | | | | | | | | | | |
| | 161.34 | 101.63 | 64.02 | 34.80 | 21.86 | 16.71 | 13.83 | 11.92 | 10.60 | 9.52 | 8.74 |
| Number of armor units per 1,000 sq ft, two layers random-placed | | | | | | | | | | | |
| | 247.85 | 156.12 | 98.35 | 53.45 | 33.58 | 25.67 | 21.25 | 18.31 | 16.28 | 14.63 | 13.43 |
| Symbol | Dimensions of armor units, ft | | | | | | | | | | |
| A | 1.05 | 1.32 | 1.66 | 2.25 | 2.84 | 3.25 | 3.58 | 3.85 | 4.09 | 4.31 | 4.51 |
| B | 0.52 | 0.66 | 0.83 | 1.13 | 1.42 | 1.62 | 1.79 | 1.93 | 2.05 | 2.15 | 2.25 |
| C | 1.25 | 1.58 | 1.99 | 2.70 | 3.41 | 3.90 | 4.29 | 4.62 | 4.91 | 5.17 | 5.41 |
| D | 1.78 | 2.24 | 2.82 | 3.83 | 4.82 | 5.52 | 6.08 | 6.55 | 6.96 | 7.33 | 7.66 |
| E | 1.09 | 1.37 | 1.72 | 2.34 | 2.95 | 3.38 | 3.72 | 4.00 | 4.25 | 4.48 | 4.68 |
| F | 3.22 | 4.06 | 5.11 | 6.93 | 8.74 | 10.00 | 11.01 | 11.86 | 12.60 | 13.26 | 13.87 |
| G | 2.09 | 2.63 | 3.32 | 4.51 | 5.68 | 6.50 | 7.15 | 7.70 | 8.19 | 8.62 | 9.01 |
| H | 0.52 | 0.66 | 0.83 | 1.13 | 1.42 | 1.62 | 1.79 | 1.93 | 2.05 | 2.15 | 2.25 |

Volume of individual armor unit is

$$V = A^3(2.36k_r + 3.42)$$

where A = diameter of a leg

$$k_r = C/A$$

C = distance from center of unit to center of leg

$$G = 2A$$

$$C = 1.2A$$

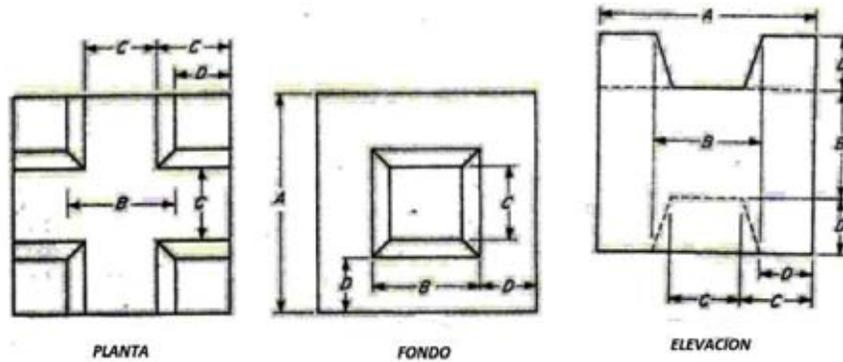
Shape and dimensions of unit were based on those used in model tests. At present time the patentee recommends $C = 1.25A$, and fillets at intersection of horizontal and vertical members with a radius equal to $A/4$. The equation for volume in cubic yards is then approximately $V = 0.24A^3$. Details of forms should be obtained from patentee.

SOURCE: Research Report 2-11, June, 1968, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station.

Tabla 2.10.3
Tribars, volumen, peso, espesor de capas y dimensiones.



CAPÍTULO II
ROMPEOLAS



| Volume of individual armor units, cu ft | | | | | | | | | | | |
|---|--|--------|--------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 7.14 | 14.29 | 28.57 | 71.43 | 142.86 | 214.29 | 285.71 | 357.14 | 428.57 | 500.00 | 571.43 |
| Specific weight, pcf | Weight of individual armor units, tons | | | | | | | | | | |
| 140.0 | 0.50 | 1.00 | 2.00 | 5.00 | 10.00 | 15.00 | 20.00 | 25.00 | 30.00 | 35.00 | 40.00 |
| 149.5 | 0.53 | 1.07 | 2.14 | 5.34 | 10.68 | 16.02 | 21.36 | 26.70 | 32.04 | 37.38 | 42.71 |
| 156.0 | 0.56 | 1.11 | 2.23 | 5.57 | 11.14 | 16.71 | 22.29 | 27.86 | 33.43 | 39.00 | 44.57 |
| 162.0 | 0.58 | 1.16 | 2.31 | 5.79 | 11.57 | 17.36 | 23.14 | 28.93 | 34.71 | 40.50 | 46.29 |
| Average measured thickness of one layer placed uniformly, ft | | | | | | | | | | | |
| | 2.16 | 2.72 | 3.42 | 4.65 | 5.86 | 6.70 | 7.38 | 7.95 | 8.44 | 8.89 | 9.29 |
| Average measured thickness of two layers random-placed, ft | | | | | | | | | | | |
| | 4.24 | 5.34 | 6.73 | 9.13 | 11.50 | 13.16 | 14.49 | 15.61 | 16.59 | 17.46 | 18.26 |
| Number of armor units per 1,000 sq ft, one layer placed uniformly | | | | | | | | | | | |
| | 220.26 | 138.75 | 87.40 | 47.50 | 29.84 | 22.81 | 18.89 | 16.27 | 14.47 | 13.00 | 11.94 |
| Number of armor units per 1,000 sq ft, two layers random-placed | | | | | | | | | | | |
| | 314.12 | 197.87 | 124.65 | 67.74 | 42.56 | 32.53 | 26.93 | 23.20 | 20.64 | 18.54 | 17.02 |
| Symbol | Dimensions of armor units, ft | | | | | | | | | | |
| A | 2.09 | 2.63 | 3.32 | 4.50 | 5.67 | 6.49 | 7.15 | 7.70 | 8.18 | 6.61 | 9.01 |
| B | 1.05 | 1.32 | 1.67 | 2.26 | 2.85 | 3.26 | 3.59 | 3.87 | 4.11 | 4.33 | 4.52 |
| C | 0.70 | 0.88 | 1.11 | 1.51 | 1.90 | 2.18 | 2.39 | 2.58 | 2.74 | 2.88 | 3.02 |
| D | 0.52 | 0.66 | 0.83 | 1.12 | 1.41 | 1.62 | 1.78 | 1.92 | 2.04 | 2.14 | 2.24 |

Tabla 2.10.4
Cubos modificados, volumen, peso, espesor de capas y dimensiones.

El tribar es el nombre de una unidad de concreto armado de forma especial, para los que se ha obtenido una patente por Robert Q. Palmer, ingeniero de consultoría. La forma de la unidad se muestra en la figura 2.10.4.

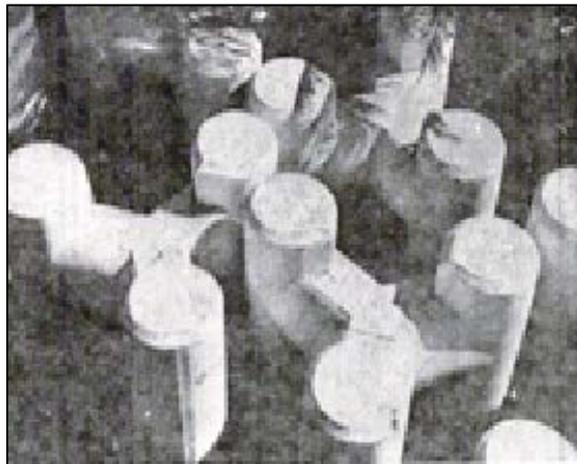


Figura 2.10.4
Unidad de concreto reforzado prefabricado denominada tribar.

Los Quadripodos fueron concebidas en la oficina de William stand, jefe de ingenieros militares, desarrollados y probados en la estación de experimentos de vías navegables. Se utilizaron por el cuerpo de ingenieros militares en el puerto de Santa Cruz, California.

Los hexápodos y cubos modificados fueron concebidos en la estación experimental de vías navegables por R.Y Hudson y R.A. Jackson en un esfuerzo por desarrollar nuevos tipos de unidades de concreto armado. Los hexápodos son una forma nueva, pero la modificación del cubo fue un esfuerzo para aumentar la estabilidad de los cubos de concreto normales incrementando el porcentaje de vacíos.

Los Dolosses son unidades de concreto armado que fueron desarrolladas por Erick M. Merrifield, ingeniero de puerto, para el puerto de Londres, en el Sur África oriental. Para

reparar el daño hecho a los rompeolas del puerto de Londres, en el que se estima que al menos el 60 por ciento de los bloques rectangulares de 40 toneladas se habían perdido en 1963. El doloss y dimensiones se muestran en la figura 2.10.5, tiene una alta relación de vacíos, con porosidad de 60 por ciento cuando se pusieron al azar en doble capa. La curva de estabilidad, desarrollada por pruebas en el laboratorio hidráulico, formuladas por el Consejo de África del sur de la investigación científica e industrial, indica una buena estabilidad para la unidad de doloss, el factor de estabilidad denominado k_s de 38 a 2 por ciento para la condición de daños. La estación de experimento de vías navegables de los Estados Unidos, ha estado ejecutando la prueba de rompeolas de tipo enrocamiento con unidades de doloss, como capas de cubierta y ha sido capaz de compararse el factor de estabilidad K_s con otras unidades probadas anteriormente. Hasta que dicha información esté disponible, el autor recomienda el uso de un valor K_s , comparable al valor de los tribars (véase el tabla 2.10.5).

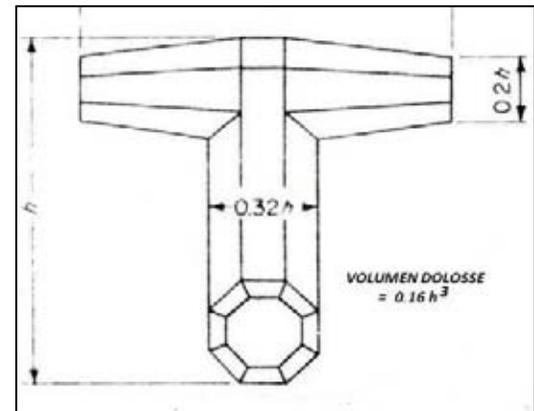
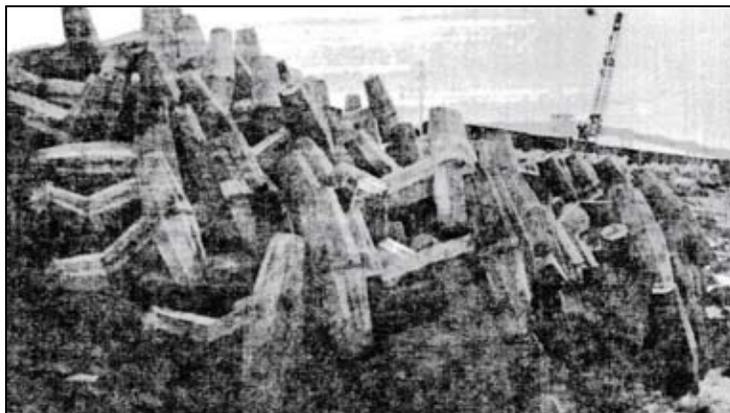


Figura 2.10.5

Se observa que los doloss han sido colocados al azar de manera que el 60 por ciento de las piernas verticales están de cara al mar. Dimensiones de las unidades de concreto reforzado prefabricado denominados doloss.



| Armor unit | Method of placing | Layers, <i>n</i> | Coefficient K_s | | | |
|-------------------------|-------------------|---------------------|-------------------|------|-----|-----|
| | | | 1 | 2 | 3 | 4 |
| Smooth quarrystone..... | Pell-mell | 2 | 2.6 | 2.5 | 2.4 | 2.0 |
| Rough quarrystone..... | Pell-mell | 2 | 3.5 | 3.0 | 2.9 | 2.0 |
| Smooth quarrystone..... | Pell-mell | >3 | 3.2 | 3.0 | 2.9 | |
| Rough quarrystone..... | Pell-mell | >3 | 4.3 | 4.0 | 3.8 | |
| Modified cube..... | Pell-mell | 2 | 7.5 | 7.0 | 5.0 | |
| Tetrapod..... | Pell-mell | 2 | 8.3 | 8.0 | 6.5 | 6.0 |
| Quadripod..... | Pell-mell | 2 | 8.3 | 8.0 | 6.5 | 6.0 |
| Hexapod..... | Pell-mell | 2 | 9.0 | 8.5 | 7.0 | 6.0 |
| Tribar..... | Pell-mell | 2 | 10.0 | 9.5 | 7.5 | 6.0 |
| Tribar..... | Uniform | 1 | 15.0 | 12.0 | 9.5 | |

Tabla 2.10.5

Valores de K_s sugeridos

La unidad akmon (del griego para yunque), es una unidad de concreto reforzado prefabricado para rompeolas, desarrollado y probado por el laboratorio de hidráulica de los Países Bajos de Delft, se muestran sus dimensiones en la figura 2.10.6. Las pruebas realizadas en el laboratorio indican un coeficiente de estabilidad $k_s = 4.8$ para una condición de no daño en comparación con el valor de $K_s = 4.7$ para tetrápodos, que es algo inferior a la cifra recomendada por la estación experimental de vías navegables (véase el cuadro 2.10.5) esto puede ser debido a diferentes procedimientos de prueba, cualidades del bloque, etc. La cantidad de concreto necesario para construir una doble capa, se compara favorablemente con la requerida para el tribar, como la unidad akmon tiene una porosidad del 55 por ciento. Las unidades Akmon se han utilizado en una escala intensiva sobre los nuevos rompeolas del Puerto de Egmont, Nueva Zelanda.

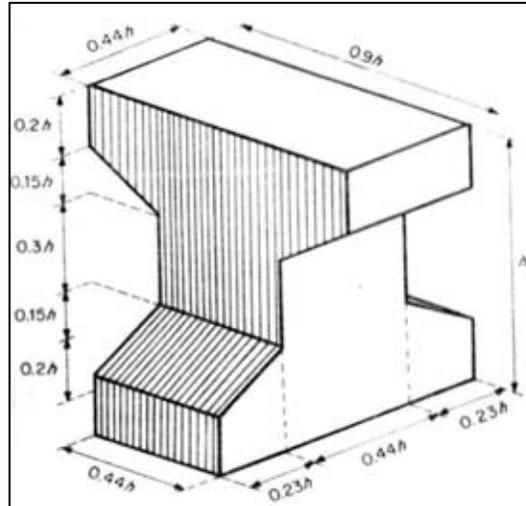


Figura 2.10.6
Unidad de concreto reforzado prefabricado denominado Akmon.

La stabit es una unidad de concreto armado prefabricado desarrollada para su uso en 1961. Para la reconstrucción del rompeolas en puerto de Benghazi, Libia, alrededor de diez mil unidades de 29 toneladas, fueron usadas en la reconstrucción. La figura 2.10.7. Presentan las dimensiones de la stabit.

Como se informó, por K&Y Singh, en las actas de la undécima Conferencia sobre Ingeniería Costera (septiembre de 1968), el modelo de ensayo determina el coeficiente de estabilidad K_s hasta un 1% el daño, en la fórmula de Hudson, que oscilan entre 19 y 25.4, dependiendo del grado de cuidado que se utiliza en la colocación de la unidad stabit. El modelo de prueba independiente en Nueva Zelanda, llegó a un coeficiente de 19.9 para una condición de daños de 2.5 a 3 por ciento. Los registros de alturas de ola y desplazamientos de la unidad stabit para el rompeolas fueron mantenidos para el período 1961-1965, el promedio anual de los daños ascendieron a 0.25 por ciento y durante este período en que los rompeolas fueron sometidos a las condiciones de diseño de la ola máxima varias veces. La porosidad de la doble capa de los stabits se encontró que es del 52 por ciento.

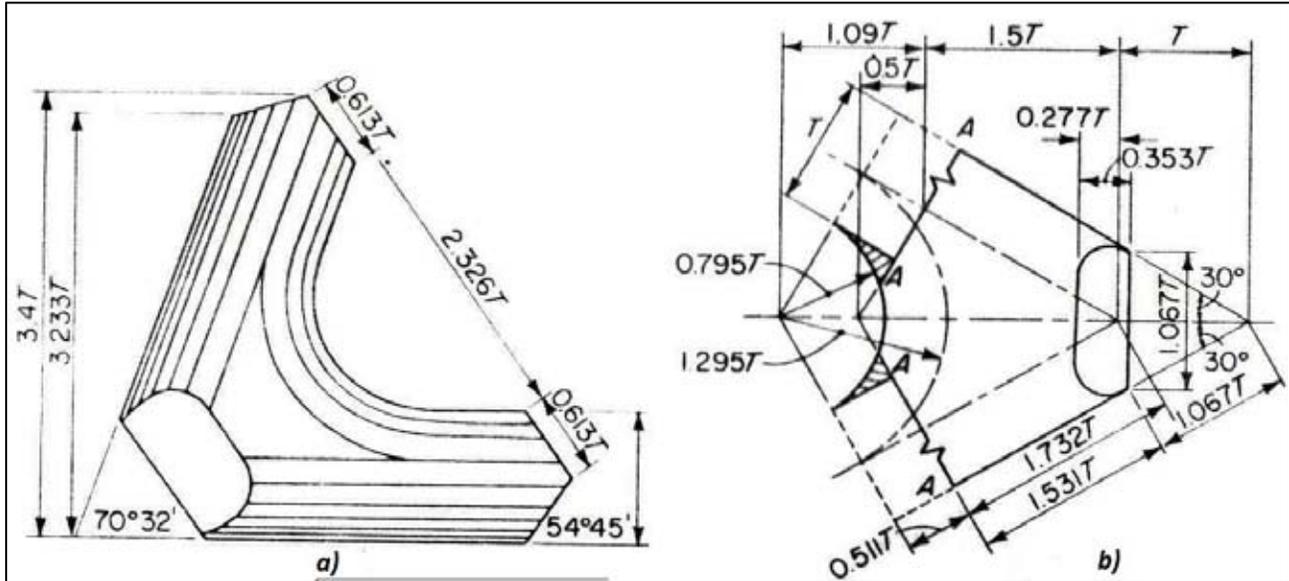


Figura 2.10.7

- a) Se muestran las dimensiones de los stabits.
- b) Se muestra la planta de la unidad stabits, la cual se soporta así misma sobre sus dos piernas quedando una de estas piernas levantada en ángulo de 70 grados aproximadamente.

2.10.1 EJEMPLOS DE ROMPEOLAS CONSTRUIDOS CON ELEMENTOS IRREGULARES DE CONCRETO. (TETRÁPODOS Y TRIBARS).

Los primeros tetrápodos realmente utilizados en la construcción se colocaron para la protección en la salida de agua en el puerto de Casablanca, Marruecos, con 16 toneladas por unidad, fue terminada en 1951. A comienzos de 1971, se inició la construcción de las instalaciones de la Base de la Armada de Estados Unidos en Rota, España y la extensión del rompeolas principal en Safi, Marruecos; la extensión de los rompeolas principales en el puerto de la ciudad de la Media Luna. California. La protección del rompeolas en Veracruz, México.

La construcción de las instalaciones en rota, España y Safi, Marruecos, se describirá con cierto detalle a continuación:



El principal puerto de entrada a las Bases de los Estados Unidos, en España, fue terminada sustancialmente en 1958, es Rota, en la Bahía de Cádiz. El puerto está protegido por un rompeolas que se extiende aproximadamente 610 metros de la costa y a continuación, gira 45° más o menos paralelo a la orilla en una longitud de 1524 metros, quedando esta sección perpendicular a las tormentas del suroeste del océano, que crean olas hasta de 5 metros de altura y tiene una inclinación que refleja las ondas hacia la orilla en lugar de hacia la salida del rompeolas.

La figura 2.10.8 muestra un corte transversal de la parte final del brazo del rompeolas, donde se utilizó una grúa de 400 toneladas para colocar los tetrápodos. La disponibilidad de roca adecuada fue un factor determinante en el diseño. Un banco de roca caliza estaba disponible a 55 kilómetros del puerto. Pero debido a las fisuras en la roca, la unidad de concreto reforzado no excedió de 7 a 8 toneladas. Una cantera de roca ligera estaba situada cerca del sitio y se utilizó para construir el núcleo alrededor 2.5 metros por arriba del nivel del mar, al final el material fue colocado por camiones. El núcleo fue protegido por capas de unidades de concreto reforzado cuadrados y en el lado del mar por una capa de tetrápodos de hasta 25 toneladas de peso cada uno. El rompeolas es coronado con un muro que varía en altura de +10 metros a +13 metros por encima del nivel de mar.

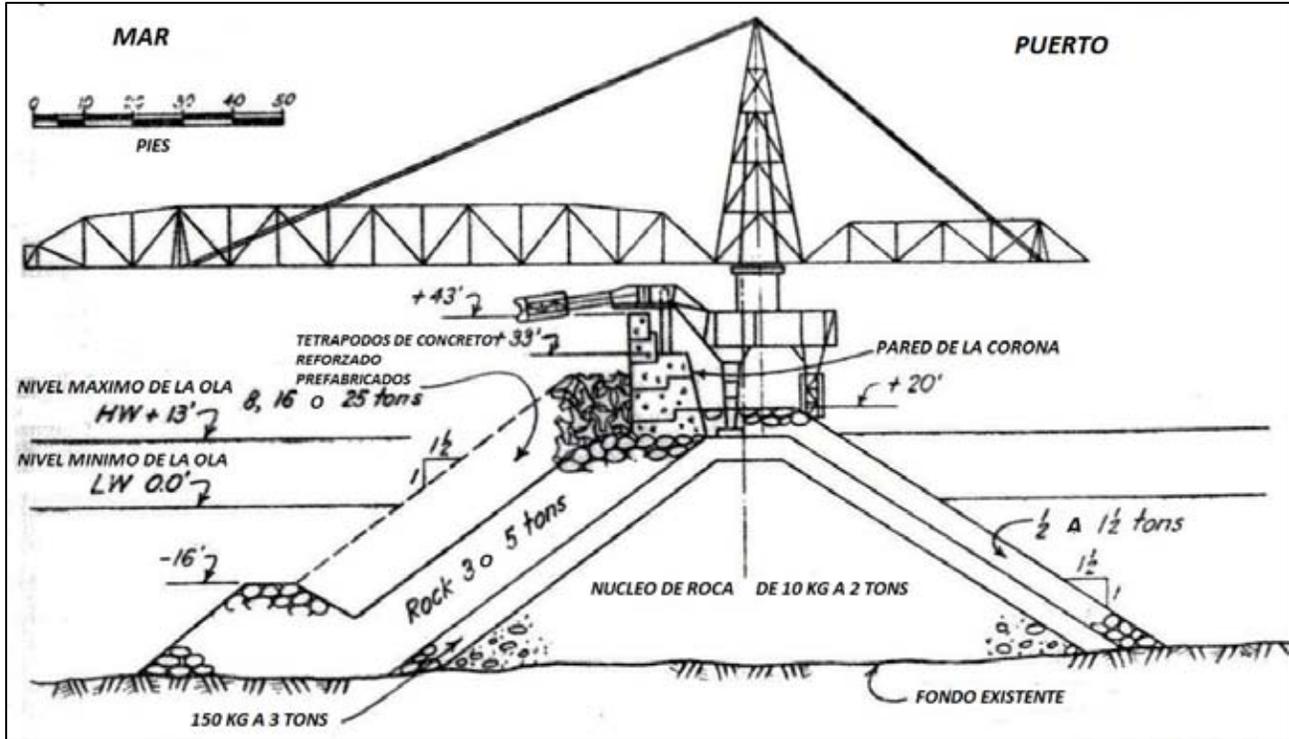


Figura 2.10.8

Corte transversal de la parte final del brazo del rompeolas, donde se utilizó una grúa de 400 toneladas para colocar los tetrapodos

Más de diez mil tetrapodos, con un peso de hasta 25 toneladas cada uno, Estos fueron colocados en el rompeolas a una distancia de hasta 40 metros desde el centro del rompeolas, con una grúa tipo cabeza de martillo dando un giro completo, la cual tiene una potencia de 360 hp a diesel, un generador eléctrico montado en su pórtico para suministrar energía eléctrica para viajar, izar, oscilar e iluminar. La grúa se montó sobre rieles dobles espaciados a 6 metros de distancia. Un apoyo auxiliar contrapeso de más de 6 metros, fue usado para dar mayor estabilidad para los elementos pesados. La grúa instaló la capa exterior de roca y tetrapodos hasta unos 30 metros, enfrente de la construcción del muro. Una vez completado en su totalidad, excepto por el espacio inmediatamente adyacente a la pared, se hizo regresar la grúa para instalar los tetrapodos restantes, sobre la cara de la pared. La grúa completamente se hundió durante una tormenta en diciembre de 1958. Al

final de ese año, se terminó la cabeza redondeada del rompeolas que fue revestida con bloques de concreto de 120 toneladas de peso.

En el rompeolas principal de Safi, Marruecos, se construyó con tetrápodos de 25 toneladas, colocados en una pendiente 1 a 1, sobre un terraplén de rocas y por el lado del mar con espigones de concreto armado. La figura 2.10.9 muestra un corte transversal de este rompeolas.

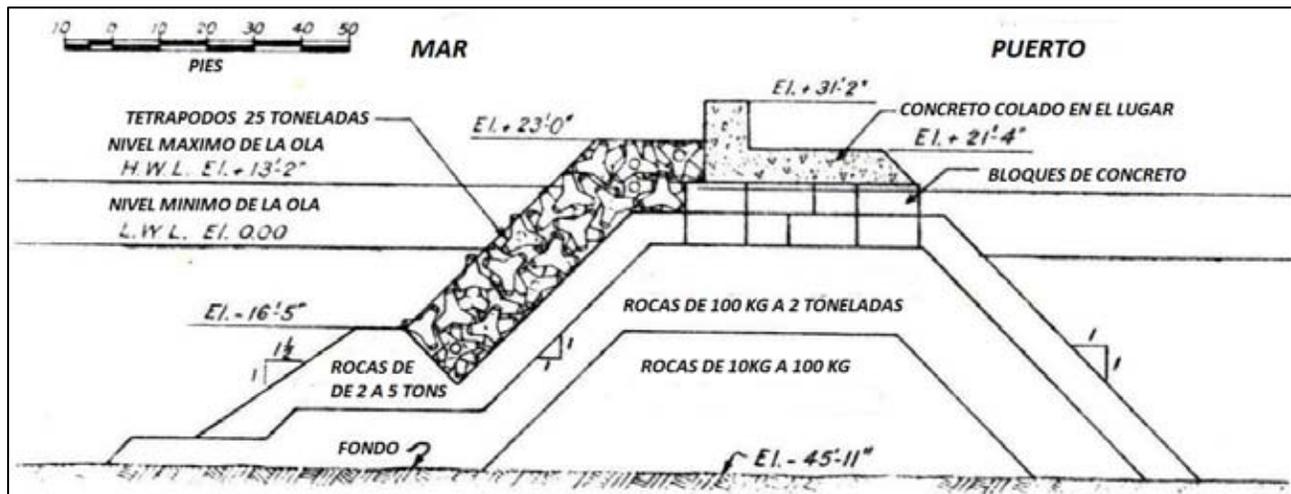


Figura 2.10.9

Sección transversal del rompeolas construido con tetrápodos, en el puerto de Safi, en Marruecos.

Se realizaron extensas pruebas en modelos para demostrar la estabilidad del rompeolas contra las olas de hasta 8 metros de altura, normal y oblicua al eje del rompeolas. Otras pruebas se llevaron a cabo para determinar la estabilidad de la estructura en las diferentes fases de la ejecución y para dar una idea de la magnitud probable de los daños causados por tormentas durante el período de construcción. También se realizaron estudios para determinar la necesidad de reforzar los tetrápodos, los cuales fueron reforzados con 20 kg de acero por metro cuadrado adicional. Los tetrápodos de concreto pretensados se probaron en Safi, Marruecos y se llegó a la conclusión de que se tenían

pocas ventajas asociadas utilizando unidades pretensadas, lo que no justifica el gasto adicional en su construcción.

Los tetrápodos se colocaron al azar sobre el terraplén de roca, las precauciones sólo fueron dejarlos descansar sobre el terraplén antes de liberarlos y determinar que la densidad necesaria fue de 22 tetrápodos por cada 500 metros cuadrados, en total fueron colocados 1400 tetrápodos.

Las Unidades tribars, se han utilizado en Hawaii; norte de Taiwán; Okinawa, Japón; Australia; California; puerto Nassau, en Bahamas,. La última instalación de tribars se hizo en 1968 utilizando tribars de 10, 19 y 35,5 toneladas, colocados en 2 capas sobre un rompeolas de tipo enrocamiento. La figura 2.10.10, muestra un corte transversal en el rompeolas del puerto de Nassau, California.

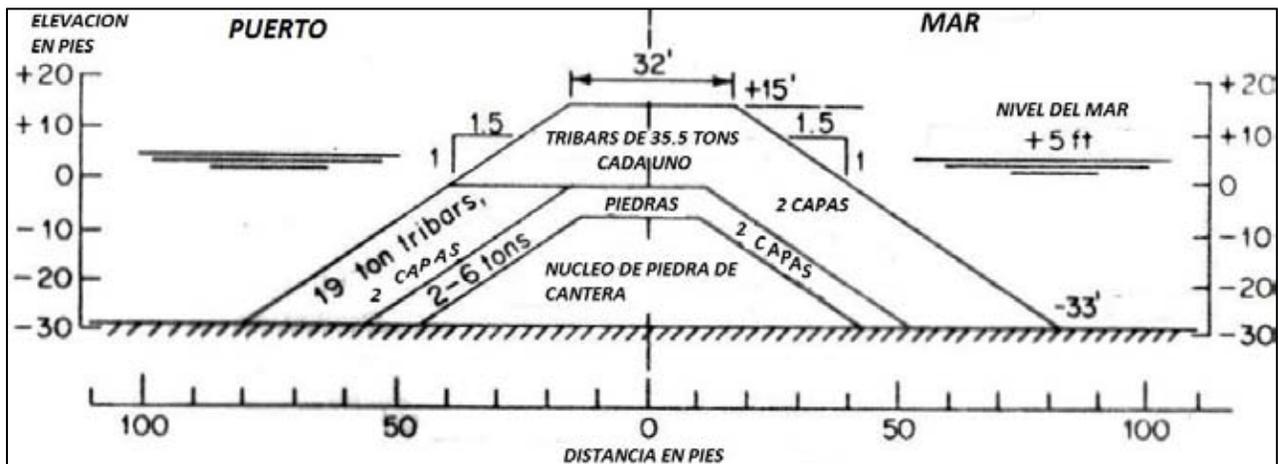


Figura 2.10.10
Sección transversal del rompeolas lado Este, construidos con tribars, del puerto de Nassau, en Bahamas.

2.11 ROMPEOLAS DE NEUMÁTICOS E HIDRÁULICOS.

Un rompeolas neumático es un método de control de olas con aire comprimido, cuando las olas están controladas por chorros de agua, el método se denomina un rompeolas hidráulico. La figura 2.11 se muestran los dos tipos de rompeolas.

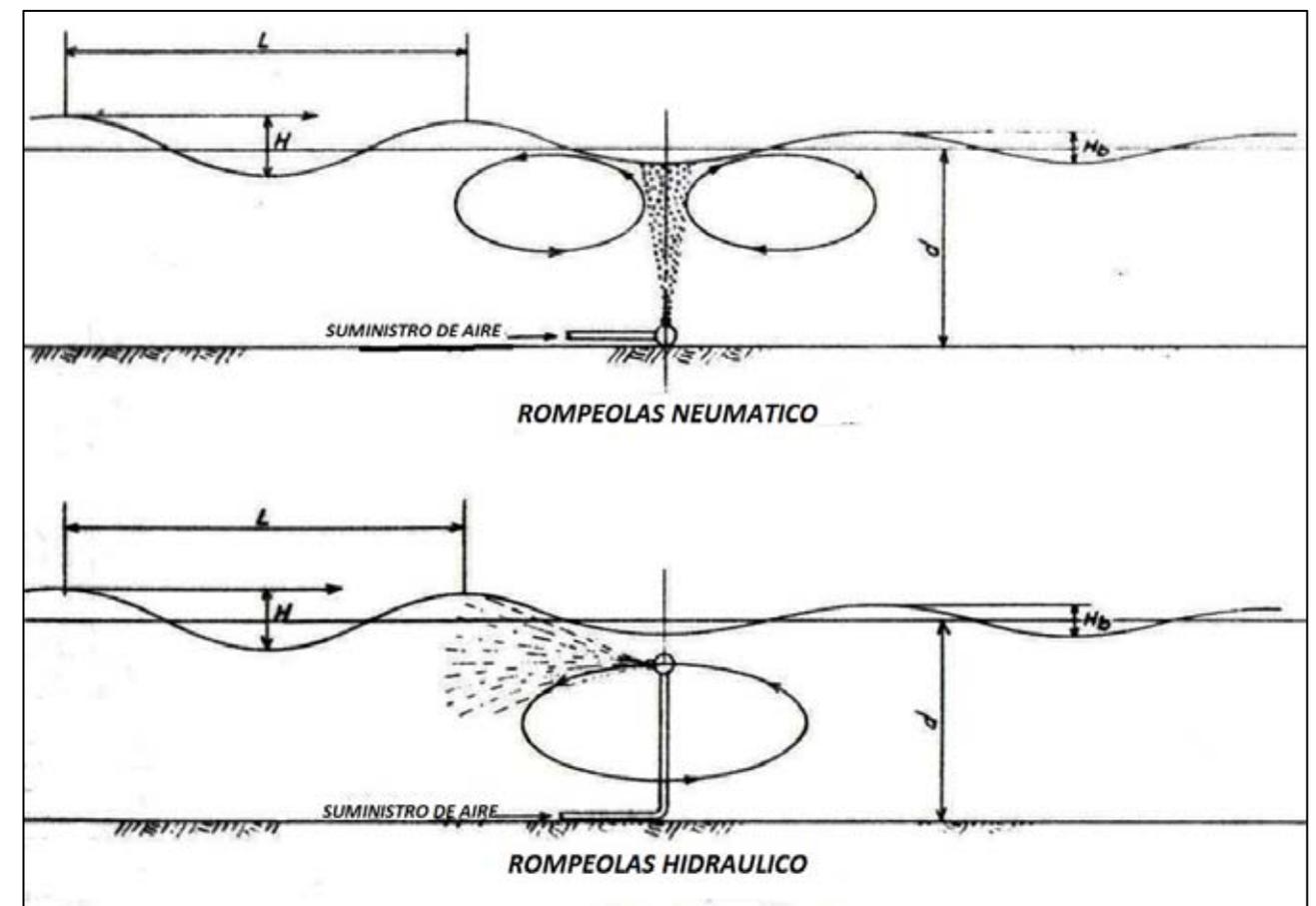


Figura 2.11

Se muestra la diferencia entre un rompeolas neumático y un rompeolas hidráulico.

El principio de un rompeolas neumático fue desarrollado por un estadounidense Phillips Brasher, que patentó un proceso para calmar las olas inyectando burbujas de aire debajo de la superficie del agua. Su método fue usado con cierto éxito durante varios años



después de 1915, para protegerse de la acción de las olas, el extremo de un muelle de la compañía de petróleo estándar, llamado: el Segundo, en California, después de que la parte exterior del rompeolas fuera destruida por una severa tormenta. El fenómeno de calmar las olas por medio de burbujas de aire no se entendió claramente entonces y a pesar de usarlo en algunas otras instalaciones en los años siguientes y después de un número de pruebas que se han llevado a cabo, el método nunca se ha convertido en popular para calmar el oleaje a través de las burbujas de aire. Sin embargo, ha habido un renovado interés en el desarrollo y mejora de los mecanismos para las instalaciones reales y en la promoción de una mejor comprensión de sus fenómenos a través de mayores pruebas en modelos y estudios. Un serio inconveniente para su uso ha sido y todavía sigue siendo la gran divergencia en los resultados de las pruebas en modelos con respecto a la cantidad de aire comprimido que se requiere y en consecuencia, la cantidad de energía y costo lo convierten en prohibitivo, de la experiencia obtenida en los pocos prototipos que se han realizado operativos. Esta falta de confianza y la incapacidad para configurar información fidedigna de un modelo de una instalación prototipo propuesto ha desalentado a continuar con cualquier gran proyecto de este tipo.

El siguiente es un breve resumen de los progresos que se han hecho en la comprensión y el desarrollo de los espigones neumáticos e hidráulicos. En 1936, se experimentó con un rompeolas neumático y se encontró que la cantidad de aire necesaria para la amortiguación eficiente sería muy grande. Propuso la teoría de que el apaciguamiento de las olas se debe no a las burbujas de aire sino a las corrientes de agua generadas por las burbujas. Se puso la primera cortina de aire vertical desde el tubo de aire paralela a las crestas de la ola de tal manera que el flujo de aire y de agua fuera horizontal de cada lado de la columna.



En 1950 el profesor A.W. Carr del Instituto de tecnología de California llevo a cabo pruebas a pequeña escala, en un tanque en el que las corrientes fueron producidas por burbujas de aire y chorros de agua. Llegando a la conclusión que la gran cantidad de energía que se necesita para disminuir las olas largas hizo que el método no fuera práctico.

En 1952, alentado por el éxito en un pequeño rompeolas neumático instalado para proteger la puerta de la parte interior del puerto en la base para el tren Ferry Dover, La British Transport Commission. Muelles y vías navegables interiores, llevó a cabo una investigación en el laboratorio de hidráulica para intentar determinar cómo funciona el agua con la inyección de burbujas de aire y las condiciones bajo las cuales tendría éxito. De las observaciones, según lo informado por el director de J. T. Evans de los muelles y la estación de investigación de las vías de navegación interiores, concluyó que el efecto de burbujas de aire en calmar las olas casi en su totalidad es debido a las corrientes de horizontales que se generan, las burbujas en sí mismas tienen un efecto muy pequeño sobre el movimiento de ola, su principal función es crear corrientes verticales que al llegar a la superficie se vuelven horizontales, el efecto de las corrientes en superficies horizontales aparece para acortar y elevar las olas hasta que rompen. Parte de las pruebas se llevaron a cabo sobre el uso de chorros de agua, debido a que con el equipo más potente disponible estaba provisto de agua y no de aire.

En la construcción del rompeolas neumático para proteger la base del Tren Ferry Dover, se llego a la conclusión de proponer un rompeolas neumático para calmar el mar en la Bahía de la isla de Helgoland y checar los efectos del rompeolas a través de pruebas en un modelo a escala. Según lo informado por el profesor Walter Hensen, en junio de 1955, la autoridad de muelles y de puertos, celebró una reunión entre representantes de las vías navegables y autoridades de transporte marítimo y el Instituto de Franzuis en Hannover, Alemania, en marzo y junio de 1954, un programa de pruebas fue establecido



para desarrollar información sobre la eficacia del rompeolas neumático, la forma en que funciona, su efecto sobre el movimiento interno de una ola pasando a través de ella entre otras consideraciones importantes.

Por primera vez, basados en la ley de Froude las investigaciones en modelos a escala similares, se pudo determinar que no era admisible el uso en el caso de un rompeolas neumático, ya que es necesario tener en cuenta, no sólo las fuerzas de la gravedad y la inercia, sino también las propiedades de la mezcla de agua y el aire, por lo que los experimentos de modelos a escala no pueden proporcionar información precisa sobre las cantidades de aire necesario para la reducción de las olas en condiciones naturales. Las pruebas en modelos parecen indicar que se requiere de una cantidad de aire de alrededor de 500 a 750 veces mayor que el que realmente se necesita.

Los resultados de la pruebas muestran que es posible reducir razonablemente la altura de una ola empinada con una proporción de L/H por debajo de 15 a 20, pero para las ondas planas la reducción hecha por el rompeolas neumático no es notable. Por la forma en que atraviesan el rompeolas, la tendencia es que se forme un vórtice detrás del rompeolas. El trabajo de investigación llevado a cabo en el Instituto de Franzuis, permite una mejor comprensión de cómo funciona el rompeolas neumático, que puede ser como se indica a continuación: las burbujas de aire ascienden en el agua. Al llegar a la superficie la corriente creciente de agua fluye hacia abajo y la pérdida de agua es compensada por las corrientes, dando origen a los vórtices, formándose olas en contra flujo en la parte superficial del vórtice y si la velocidad es lo suficientemente alta y la ola bastante empinada la marea rompe y se forma el efecto de deslizamiento.

En Japón, entre 1952 y 1956, se informó en el boletín del Instituto de Investigación de Mecánica Aplicada de la Universidad de Kyushu, un estudio completamente independiente del tanque de agua teórica y experimental complementado por dos pruebas



a gran escala que se llevaron a cabo y llegando a la conclusión de que la atenuación de la onda de la ola debido al rompeolas neumático, no se debe totalmente al aumento de las corrientes superficiales creadas por los vórtices, como se cree generalmente, sino a la viscosidad turbulenta que juega un papel importante en la aniquilación de la ola.

El rompeolas hidráulico se forma al forzar el paso de agua a través de un tubo perforado o boquillas. La mezcla que resulta en el agua circundante induce una corriente que tiende a aumentar el peralte de la ola y hacer que esta rompa, causando que pierda su energía a través de la turbulencia.

En junio de 1956, se publicó un informe titulado “Estudios experimentales de rompeolas hidráulicos”, por G. Lorenz straub, Director del laboratorio hidráulico de la Saint Anthony Falls, el cual presenta los resultados que se realizaron en modelos de jets para determinar el efecto de diversos parámetros en la atenuación de la ola. Dos canales de onda estaban empleados en estos estudios, geoméricamente similares, en un pequeño canal fue 0.60 metros de ancho, 1 metro de profundidad y 15 metros de largo y el canal de gran tamaño fue 3 metros de ancho, 2 metros de profundidad y 253 metros largo. Los resultados indicaron que los requisitos de energía de un rompeolas de sistema hidráulico dependen principalmente de la longitud de ola, la profundidad del agua, pendiente de la ola, inmersión de las boquillas, espaciado, tamaño y el número de salidas.

El informe desarrolla curvas de potencia de los requerimientos para la atenuación de 100 por ciento de un oleaje de 1.20 metros, de 30 metros de largo, para un rompeolas de 15 metros de largo, con diferentes diámetros de área de tubería y chorros de suministro de aire por metro de rompeolas. por lo que el gran poder necesario que se requiere prohibiría la instalación real de este tipo de rompeolas.



La sociedad estadounidense de ingenieros civiles publicó en marzo de 1959, en la revista de la División de las vías navegables y puertos, vol 85, no. 1, de la Segunda Guerra Mundial, parte 1 de 1979, por C.M. Snyder, Titulado: "Estudio de modelo de un rompeolas hidráulico sobre un arrecife". las pruebas experimentales se hicieron en el laboratorio para determinar las atenuaciones de la ola sin el arrecife sumergido en lugar y a continuación, para diversas combinaciones de los arrecifes sumergidos, variando las ubicaciones de los jets con respecto a los arrecifes sumergidos y modificando la variación de la relación de alto y el ancho del arrecife.

Llegando a las siguientes conclusiones:

1. Según los estudios de laboratorio las olas pueden atenuarse mediante el uso de jet hidráulico induciendo corrientes; Sin embargo, la potencia necesaria para atenuar tales ondas es relativamente alta y el costo para operar un rompeolas de este tipo, sería incosteable en una instalación como el prototipo de prueba.
2. La gran tasa de potencia y flujo necesario para una instalación del prototipo haría que fuera una instalación casi físicamente imposible de construir.
3. El uso de la combinación de chorros con arrecifes sumergidos aumenta la eficiencia de los jets; el aumento de la eficiencia obtenida no justifica la combinación de los jets con arrecifes sumergidos para formar un sistema práctico de rompeolas, excepto posiblemente como una emergencia en tiempos de guerra.



4. Para un tipo práctico de rompeolas hidráulico, la energía requerida para atenuar una ola sería del mismo orden de magnitud que la energía perdida por la ola.

El trabajo experimental en las instalaciones de gran escala no puede ayudar para promover el uso de los rompeolas neumáticos e hidráulicos. Sin embargo, desde un punto de vista práctico su uso parece limitarse a usos secundarios, por ejemplo:

1. Silenciar el oleaje a la entrada de puertos,
2. La mejora de las condiciones dentro del puerto,
3. La mejora de las condiciones de carga (control del sube y baja).
4. La creación de áreas protegidas temporales para permitir el aterrizaje en playas expuestas.

Su limitación parece deberse al hecho de que en el mejor de los casos se produce sólo una atenuación parcial de las olas y esto es muy sensible a la altura de ola y longitud.

A pesar del desarrollo de mejores equipos y métodos para la aplicación de las corrientes de aire o agua para calmar a las olas se puede disminuir el costo de operación a un punto que hará los rompeolas neumáticos más económicos sobre una amplia gama de usos, nunca será un elemento importante en la formación permanente y la protección de grandes puertos.

2.11 ROMPEOLAS FLOTANTES.

Una zona protegida podrá ser requerida como un puerto para la protección de buques o vehículos de desembarco de personal o carga para ser transferidos a la orilla. Un método para lograrlo fue solicitado por la Armada de los Estados Unidos a la Junta de erosión de playas que en 1952 a través de la oficina de muelles, para realizar algunas pruebas de investigación en un diseño particular de rompeolas flotante, en el instituto de tecnología de California. Los resultados de estas pruebas fueron dados en un informe por la Junta de erosión de playas en septiembre de 1957.

Indicando que el prototipo de rompeolas flotante, a través de un modelo construido en cinco secciones de 75 metros de largo cada una, las cuales en conjunto forman un rompeolas con una longitud total de 365 metros, la figura 2.12, muestra la disposición de un rompeolas flotante y la figura 2.12.1, es una vista isométrica de una de las cinco secciones. El modelo fue usado para su construcción en acero estructural.

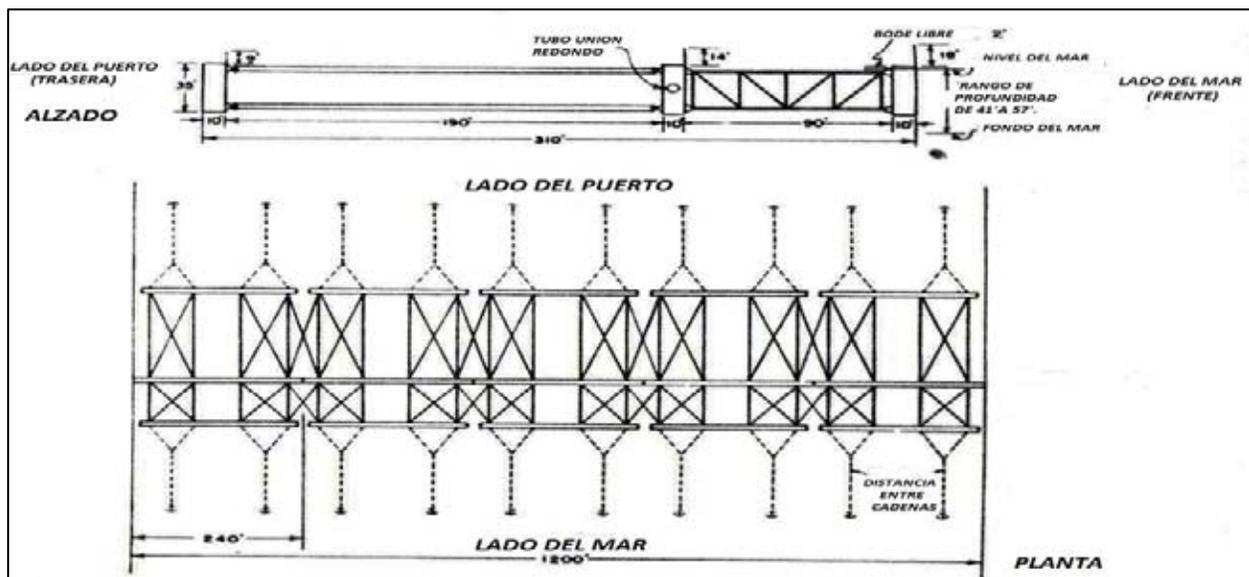


Figura 2.12
Arreglo de un rompeolas flotante.

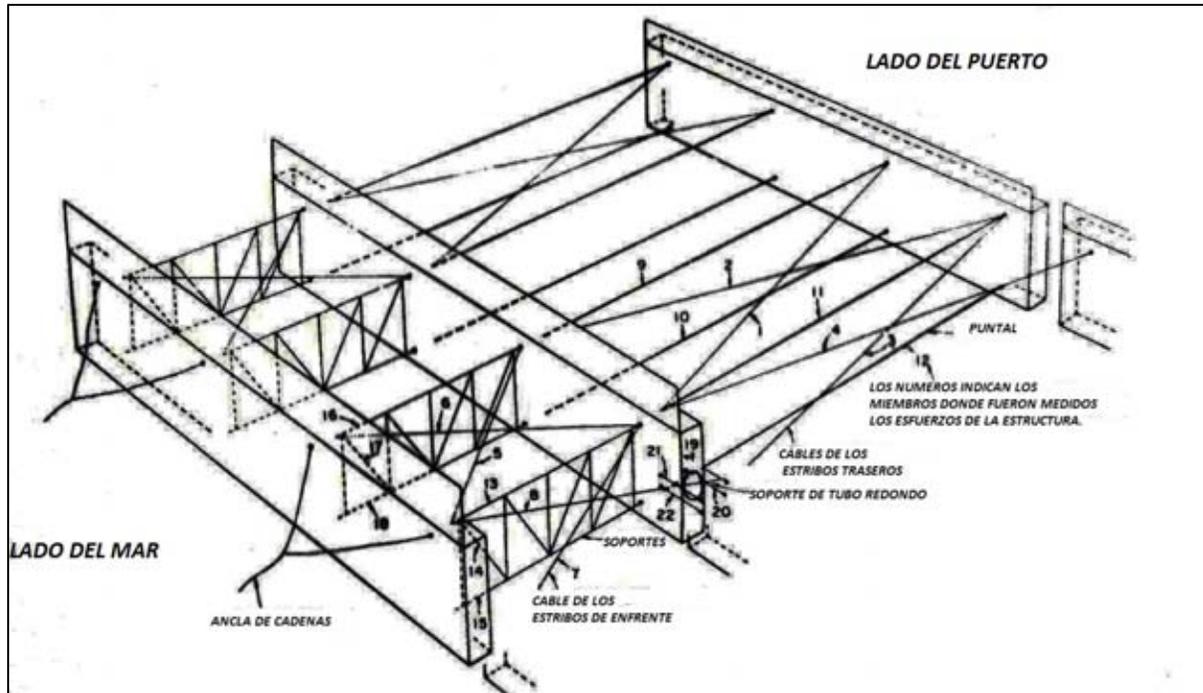


Figura 2.12.1
Vista isométrica de la sección de un rompeolas flotante.

Las mamparas y en primer plano de cada sección se ubicaron en posición paralela respecto a las demás por cuatro tramos rígidos de 30 metros de largo, se mueven como una unidad, la mampara trasera puede moverse verticalmente independientemente de los otros dos, las secciones fueron atadas para formar un rompeolas continuo de 190 m de ancho con superficie de rodamiento en los extremos. Cada sección fue armada con dos anclajes en el frente y dos en la parte trasera.

El informe de la erosión de las playas, indica que el rompeolas mas efectivo para reducir la altura (80 al 95 por ciento, prototipo) de la ola durante y períodos de onda de menos de 8.5 segundos y a profundidades de 12 a 16 metros, la eficiencia cae rápidamente con un aumento en el período de la onda más allá de 8.5 segundos, cuando la longitud de onda se aproxima al ancho del rompeolas. Las fuerzas necesarias para



mantener el rompeolas en su lugar contra las olas más grandes (de 3 metros) supera las 90 toneladas de resistencia por cadena de anclaje, las tensiones en algunos de los cables principales y puntales superó los 900 toneladas, con olas de 9 metros de alto las tensiones parecen estar más allá de los límites actuales de diseño práctico.

Otra observación en las pruebas de este modelo fue que cada ola tiende a mover el rompeolas en la dirección en que viaja la ola. Si el esfuerzo en el cable de anclaje no es suficiente para hacer que el rompeolas vuelva a su posición original entre cada ola, la cadena del anclaje pronto se convierte en casi recta, generándose grandes tensiones en la cadena del anclaje de este modelo. En la estructura real sin duda esto resultaría en cadenas rotas o anclas de arrastre perdidas..

A juzgar por los resultados de las pruebas, es dudoso que este tipo de rompeolas tendrá mucha aplicación práctica, ya que no sólo es costoso construirlo, su instalación provoca una incertidumbre en cuanto a si permanecerá en su posición anclado durante un período de tiempo y en diferentes condiciones de oleaje. Un tirón de las anclas o una falla en cualquiera de los miembros probablemente tendría graves consecuencias debido a la completa destrucción del rompeolas en poco tiempo. Su principal aplicación puede estar en su uso para proporcionar un puerto temporal, para una breve duración de tiempo con la finalidad de permitir la carga o descarga de un buque, cerca a la orilla donde faltan instalaciones de acoplamiento. Incluso aquí su uso parece ser limitado.



CAPÍTULO III

OLEAJE

OBJETIVO ESPECÍFICO:

ESTABLECER EL CONOCIMIENTO MÁS MODERNO DENTRO DE LAS TÉCNICAS DE HIDRÁULICA PORTUARIA, CONSIDERANDO QUE LAS CONDICIONES PARA EL DISEÑO DE LOS ROMPEOLAS SE DETERMINAN CON BASE EN LA SEGURIDAD, FINANCIAMIENTO Y COSTO DE CONSTRUCCIÓN.



3.1 CONSIDERACIONES PRINCIPALES.

Se presentan las teorías que se aplican para el diseño de las estructuras marítimas, en particular para las estructuras denominadas rompeolas de tipo compuesto y con tetrápodos.

Se considera que el parámetro más importante para el diseño de las obras de protección de un puerto es el oleaje, por esta razón, se pretende dirigir mayor interés en el cálculo de la altura de la ola de diseño, en virtud de que dicho valor será importante en la estabilidad y economía de la obra.

Se presentan las características del oleaje de diseño, así como las fuerzas y empujes que actúan en una estructura de tipo compuesto, con base en la teoría para el diseño de una estructura de tipo enrocamiento.

El objetivo es introducir al ingeniero en las teorías que se aplican para el diseño de las estructuras marítimas, en particular para las estructuras denominadas rompeolas de tipo compuesto y con tetrápodos. Conocimientos que serán la base para la comprensión en el diseño de este tipo de estructuras.

3.2 DEFINICIÓN DE OLEAJE.

El oleaje de diseño para las estructuras de cualquier puerto está dado por las definiciones: 3.2.1; 3.2.2; 3.2.3 y 3.2.4.

3.2.1 OLEAJE SIGNIFICANTE.

De un tren de oleaje irregular, primero se escoge el tercio de las olas más alto. Después se calculan los valores promedio de alturas y periodos los que se llaman $H_{1/3}$ y $T_{1/3}$ respectivamente. La ola hipotética que tienen los valores de $H_{1/3}$ y $T_{1/3}$ define el oleaje significativo. Por eso, el oleaje significativo es un índice estadístico de oleaje irregular. El



oleaje se aplica al determinar la ocurrencia del oleaje porque el valor de oleaje significativo es casi igual al valor observado en campo. Además, el periodo del oleaje significativo es casi igual al periodo del oleaje en el punto más alto del espectro de oleaje. Por eso, el valor oleaje significativo generalmente se usa el determinando el valor representativo de un tren de oleaje.

3.2.2 OLEAJE MÁXIMO.

En un tren de oleaje irregular las características del oleaje máximo se denominan $H_{\text{máx}}$ (altura máxima) y $T_{\text{máx}}$ (periodo máximo).

Los valores máximos del oleaje significativo observado durante un plazo de un día, un mes o un año, se llama oleaje máximo. Se debe de indicar el periodo de observación para evitar confusiones. El valor máximo del oleaje significativo durante una tormenta o temporal, se denomina oleaje de valor extremo.

3.2.3 OLEAJE EQUIVALENTE EN AGUAS PROFUNDAS.

En oleaje significativo en que la profundidad del mar es mayor que un medio de su longitud de ola, se llama oleaje en aguas profundas y se indica como H_0 y T_0 . La altura de ola en el lugar de estudio se determina con los resultados de las deformaciones del oleaje en aguas profundas por difracción, refracción, deformación de oleaje por disminución de profundidad y de oleaje por rompiente.

Por otra parte, la deformación de oleaje horizontal no se considera en el análisis teórico bidimensional ni en los ensayos del oleaje en modelo. Por eso, cuando los resultados del análisis teórico y de los ensayos se aplican al diseño en el lugar de estudio, se tiene que introducir previamente la influencia de la deformación como difracción y refracción del oleaje en aguas profundas.



El oleaje modificado de esta manera, se conoce como el oleaje equivalente en aguas profundas y es un índice hipotético muy útil para diseñar aplicando los resultados del análisis teórico y del modelo.

3.2.4 OTRAS DEFINICIONES DE OLEAJE.

Existen también otras definiciones de oleaje como las siguientes:

1) $H_{1/10}$, $T_{1/10}$.

De un tren de oleaje irregular se escoge un décimo de las olas más altas.

Después se calculan los valores promedio de alturas y periodos a los que se llaman $H_{1/10}$ y $T_{1/10}$.

2) \bar{H} , \bar{T} .

\bar{H} Es la altura de la ola que corresponde al promedio de todas las olas en un tren de oleaje registrado (m) y \bar{T} es el periodo de ola que corresponde al promedio de todas las olas en un tren de oleaje registrado (seg) y se llaman altura media (\bar{H}) y periodo medio (\bar{T}) respectivamente.

3.3 CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DE LA OLA.

Las características básicas de la ola, tales como: longitud, celeridad, etc. Se calcula con base en la teoría de las olas de pequeña amplitud. Cuando la precisión en el cálculo es insuficiente, este se debe hacer considerando la influencia de la amplitud finita. Cuando el oleaje irregular se presenta como la acumulación de las olas componentes, se puede calcular con la teoría de la ola de pequeña amplitud.

Las características básicas de la ola calculadas con la teoría de la ola de pequeña amplitud son como sigue, las coordenadas de la ola se presentan en la figura 3.3.

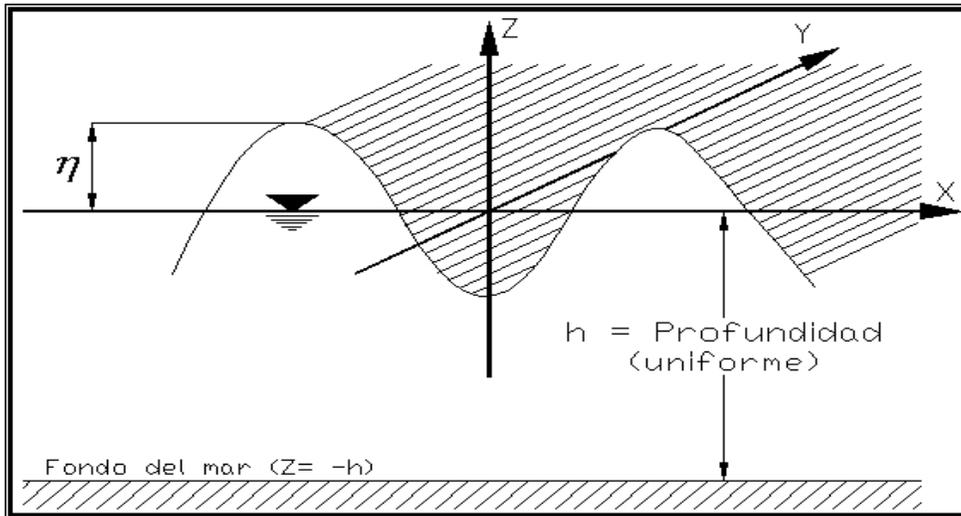


Figura 3.3
Coordenadas de la ola.

3.3.1 PERFIL DE LA OLA.

$$\eta(x,t) = \frac{H}{2} \operatorname{sen}\left(\frac{2\pi}{L}x - \frac{2\pi}{T}t\right) \quad (\text{Fórmula 3.3.1})$$

Dónde:

η = Perfil de la ola (m).

H = Altura de ola (m).

t = Tiempo. (seg)

L = Longitud de la ola. (m).

T = Periodo de la ola (seg).



3.3.2 LONGITUD DE OLA.

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh \frac{2\pi h}{L} \quad (\text{Fórmula 3.3.2})$$

Dónde:

g = aceleración de la gravedad. (m/seg²).

3.3.3 CELERIDAD DE LA OLA.

$$c = \frac{gT}{2\pi} \tanh \frac{2\pi h}{L} = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \tanh \frac{2\pi h}{L}} \quad (\text{Fórmula 3.3.3})$$

Dónde:

c = Celeridad de la ola (m/seg).

3.3.4 VELOCIDAD DE LA PARTÍCULA DE AGUA.

Las componentes u y w de la velocidad de la partícula de agua dentro de la ola son como sigue:

$$u = \frac{\pi H}{T} \frac{\cosh \frac{2\pi(2+h)}{L}}{\sinh \frac{2\pi h}{L}} \operatorname{sen} \left(\frac{2\pi}{L} x - \frac{2\pi}{T} t \right) \quad (\text{Fórmula 3.3.4})$$

$$w = \frac{\pi H}{T} \frac{\sinh \frac{2\pi(2+h)}{L}}{\sinh \frac{2\pi h}{L}} \cos \left(\frac{2\pi}{L} x - \frac{2\pi}{T} t \right) \quad (\text{Fórmula 3.3.4.1})$$

Dónde:

u = Velocidad en la dirección “x” de la partícula de agua (m/seg).

w = Velocidad en la dirección “z” de la partícula de agua (m/seg).



3.3.5 ACELERACIÓN DE LA PARTÍCULA DE AGUA.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = -\frac{2\pi^2 H}{T^2} \frac{\cosh \frac{2\pi(2+h)}{L}}{\sinh \frac{2\pi h}{L}} \cos\left(\frac{2\pi}{L}x - \frac{2\pi}{T}t\right) \quad (\text{Fórmula 3.3.5})$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} = -\frac{2\pi^2 H}{T^2} \frac{\sinh \frac{2\pi(2+h)}{L}}{\sinh \frac{2\pi h}{L}} \sin\left(\frac{2\pi}{L}x - \frac{2\pi}{T}t\right) \quad (\text{Fórmula 3.3.5.1})$$

Dónde:

$\frac{\partial u}{\partial t}$ = aceleración en la dirección "x".

$\frac{\partial w}{\partial t}$ = aceleración en la dirección "z".

3.3.6 PRESIÓN DENTRO DEL AGUA.

$$p = \frac{1}{2} \varpi_0 H \frac{\cosh \frac{2\pi(h+z)}{L}}{\cosh \frac{2\pi h}{L}} \sin\left(\frac{2\pi}{L}x - \frac{2\pi}{L}t\right) - \varpi_0 z \quad (\text{Fórmula 3.3.6})$$

Dónde:

P = Presión dentro del agua (t/m²).

ϖ_0 = Peso por unidad de agua de mar (10.025 t/m³).



3.3.7 ENERGÍA DE LA OLA MEDIA POR UNIDAD DE SUPERFICIE.

$$E = E_K + E_P = \frac{1}{8} \rho_0 H^2 \quad (\text{Fórmula 3.3.7})$$

$$E_K = E_P$$

Dónde:

E = Energía de la ola media por unidad de superficie ($t \cdot m/m^2$).

E_K = Energía cinética de la ola ($t \cdot m/m^2$).

E_P = Energía potencial de la ola ($t \cdot m/m^2$).

3.3.8 PROPAGACIÓN DE LA ENERGÍA DE LA OLA.

La cantidad media de energía que se propaga por unidad de ancho, por unidad de tiempo (W) es:

$$W = C_G E = \eta c E \quad (\text{Fórmula 3.3.8})$$

$$C_G = \eta c$$

Dónde:

w = cantidad media de energía ($(t \cdot m)/(cm \cdot seg)$).

C_G = Celeridad de grupo (m/seg).

$$\eta = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{\frac{4\pi h}{L}}{\sinh \frac{4\pi h}{L}} \right) \quad (\text{Fórmula 3.3.8.1})$$



3.4 NATURALEZA DE LA FUERZA DEL OLEAJE.

Se debe determinar la fuerza que ejerce el oleaje sobre la estructura, considerando el tipo de esta, el perfil del fondo, la profundidad de desplante y las condiciones del oleaje.

Se estima la fuerza del oleaje por medio de ensayos en modelos o por las fórmulas de diseño, en este caso se debe considerar la irregularidad del oleaje.

Tomando en cuenta el tipo de estructura, la fuerza de la ola se divide en:

- 1) Fuerza de la ola sobre la estructura de tipo pared o muro vertical.
- 2) Fuerza de la ola sobre estructuras formadas de elementos sueltos, piedra o elementos artificiales de concreto.
- 3) Fuerza de la ola sobre pilas.
- 4) Fuerza de la ola sobre tipo de estructuras como son: estructuras flotantes o plataformas.

El método a utilizar para estimar la fuerza dependerá del tipo de estructura, identificando las fórmulas para el cálculo de la fuerza de la ola. Si se conocen las fuerzas del oleaje sobre algunas estructuras es conveniente analizarlas con ensayos de modelo.

Los periodos y las alturas del oleaje en el mar, son diferentes y actúan bajo varios factores como: oleaje no rompiente, rompiente y el oleaje después de rompiente, la profundidad y el perfil del fondo. Por eso, para estimar la fuerza de la ola, se debe considerar el oleaje más severo y las condiciones de la acción del oleaje sobre las estructura.



La fuerza de ola sobre las estructuras verticales se divide en fuerza del oleaje estacionario, del oleaje rompiente y del oleaje después del rompiente con las condiciones actuantes. Estas cambian continuamente, en caso de oleaje estacionario, la variación del empuje de la ola depende del tiempo, en cuanto más grande sea la altura de la ola, la fuerza será más grande gradualmente y cuando el oleaje haya roto poco antes de la estructura, la fuerza sobre esta será máxima. La fuerza de la ola que rompe dentro de la estructura será menor.

Especialmente, el choque del empuje de la ola rompiente actúa de vez en cuando sobre estructuras colocadas en el fondo escarpado del mar y sobre una sección de material muy alto. Por lo que se deben considerar las condiciones de ocurrencia del choque, del empuje de ola rompiente para estimar la fuerza de la ola.

3.5 CASO CUANDO LA CRESTA ESTA EN LA PARED VERTICAL.

La máxima fuerza horizontal y ascensional de sustentación para este caso, es cuando el oleaje se propaga sobre el talud, la cual, se estima normalmente con los siguientes métodos.

3.5.1 EMPUJE DE OLA.

Se considera que la distribución del empuje de la ola tiene su máximo valor ρ_1 , en el nivel del mar, el valor de cero en la altura η^* , sobre el nivel del mar y el valor de ρ_2 , en el fondo del mar, como se presenta en la figura 3.5.1.

CAPÍTULO III
OLEAJE

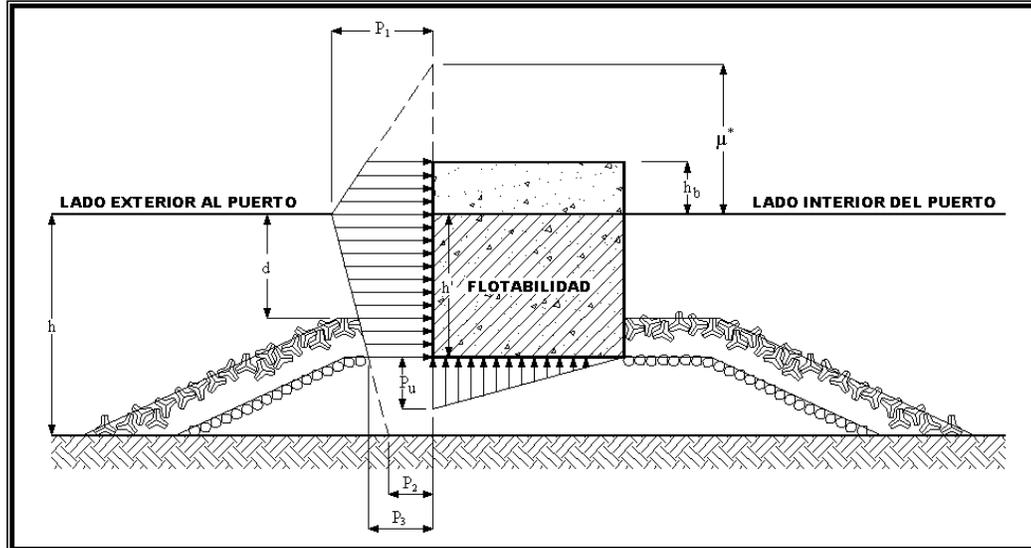


Figura 3.5.1
Distribución del empuje de la ola.

Se presentan los valores para el cálculo en las fórmulas siguientes:

$$\eta^* = 1.5H_D \quad (\text{Fórmula 3.5.1.1})$$

$$\rho_1 = (\alpha_1 + \alpha_2)\omega_o H_D \quad (\text{Fórmula 3.5.1.2})$$

$$\rho_2 = \frac{\rho_1}{\cosh(2\pi h / L)} \quad (\text{Fórmula 3.5.1.3})$$

$$\rho_3 = \alpha_3 \rho_1 \quad (\text{Fórmula 3.5.1.4})$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left[\frac{4\pi h L}{\sinh(2\pi h / L)} \right] \quad (\text{Fórmula 3.5.1.5})$$

$$\alpha_2 = \min \left[\frac{hb - d \left(\frac{H}{d} \right)^2}{3hb}; \frac{2d}{H_D} \right] \quad (\text{Fórmula 3.5.1.6})$$



$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h / L)} \right] \quad (\text{Fórmula 3.5.1.7})$$

Dónde:

η^* = Altura sobre el nivel del mar donde el empuje será cero (m).

ρ_1 = Intensidad del empuje en el nivel del mar (t/m^2).

ρ_2 = Intensidad del empuje en el fondo del mar (t/m^2).

ρ_3 = Intensidad del empuje en el fondo de la pared vertical.

h = Profundidad del mar en el lugar donde la pared está colocada (m).

h_b = Profundidad del mar, en el lugar de la distancia de $5\left(\frac{h}{3}\right)$, de la pared hacia el mar (m).

h' = Profundidad del fondo de la pared vertical (m).

d = Profundidad de la corona de la sección de material graduado (m).

ω_0 = Peso específico del agua (t/m^3).

H_D = Altura de ola de diseño (m).

L = Longitud de ola de diseño en el lugar de profundidad h (m).

Min (a,b) = El valor más pequeño entre a y b.

3.5.2 FUERZA ASCENSIONAL DE SUSTENTACIÓN.

La fuerza ascensional de sustentación se distribuye triangularmente teniendo los valores de ρu (ton/m^2) en el frente de la pared y cero detrás de esta, como se presenta en la figura 3.5.1 y su fórmula es la siguiente:

$$\rho u = \alpha_1 \alpha_2 \omega_0 H_D \quad (\text{Fórmula 3.5.2})$$



En este caso, se piensa que la flotabilidad actúa sobre el volumen que se desplaza como se representa también en la figura 3.5.1.

3.5.3 ALTURA Y LONGITUD DE OLA USADOS EN EL DISEÑO.

La altura y longitud de ola que se usan en el diseño, serán las determinadas en la ola máxima. La longitud de la ola máxima corresponde a la ola significativa y la altura de la ola máxima. Esto será como sigue:

- 1) Caso en que la pared vertical este antes que la zona rompiente.

$$H_D = H_{\text{máx}} = 1.8H(1/3) \quad (\text{Fórmula 3.5.3})$$

Dónde:

$H(1/3)$ = Altura de ola significativa frente a la pared (m).

- 2) Caso en que la pared este en la zona de rompiente.

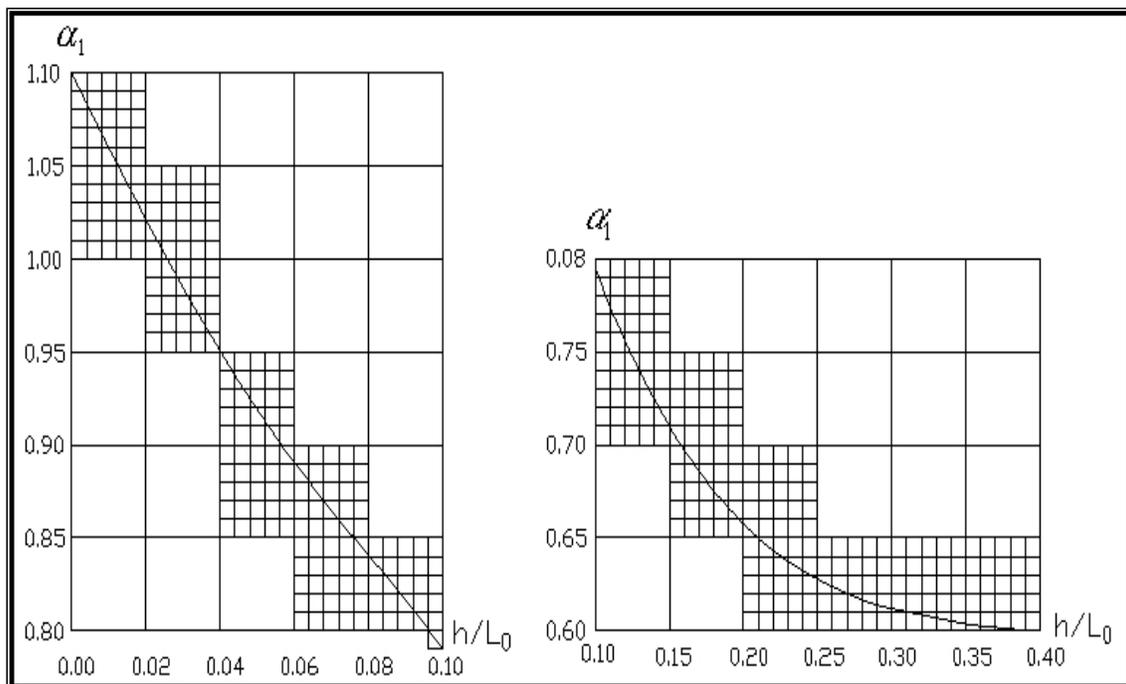
H_D = Se da por el valor de $H_{\text{máx}}$ en las figuras según Goda.

Para consultar el valor de $H_{\text{máx}}$, se debe usar el valor de la profundidad de hb que está a $5(H/3)$, adentro de la pared hacia el mar.

Las fórmulas para estimar la fuerza de la ola que se presentan aquí, fueron propuestas por Goda, tomando en consideración los resultados de los ensayos de modelo y sus aplicaciones a los rompeolas actuales. Antes de la presentación de esta fórmula, se había usado la fórmula de Sainfluo, para determinar la ola estacionaria y la fórmula de Hiroi, para determinar la ola de rompiente.

Actualmente, las fuerzas de la ola estacionaria y la rompiente se pueden calcular con la fórmula (Goda).

Los valores de α_1 y $1/\cosh(2\pi h/L)$ en las fórmulas 3.5.1.5 y 3.5.1.7, se pueden consultar con las gráficas 3.5.3a y 3.5.3b. En esta gráfica, el valor de L_0 , se calcula con la relación $L_0 = \frac{g}{2\pi} T^2$, donde T es el periodo significativo.



Gráfica 3.5.3 a

Relación entre $\frac{h}{L_0}$ y α_1 .

Dónde:

$$\alpha_1 = 0.60 + \frac{1}{2} \left(\frac{4\pi h}{L} \right)^2 \quad (\text{Fórmula 3.5.3.1})$$

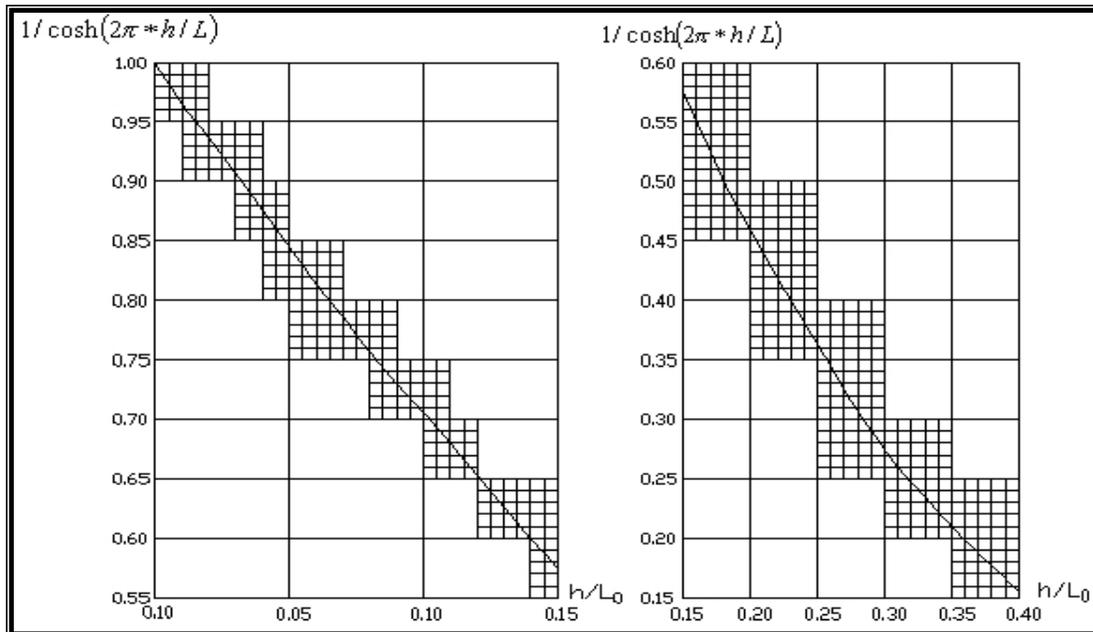


Figura 3.5.3 b

Relación entre $\frac{h}{L_o}$ y $1 / \cosh(2\pi h / L)$.

3.5.4 FÓRMULAS SOBRE LA ESTIMACIÓN DE LA FUERZA DE LA OLA.

Hasta ahora, hemos usado la fórmula de Saintflou que considera la fuerza de la ola rompiente parcialmente en el caso de $d / H_{1/3} \geq 2$ fórmula de Hiroi en caso de $d / H_{1/3} < 2$. Estas fórmulas son como sigue:

a) En el caso de $d / H_{1/3} \geq 2$ (no rompiente).

La distribución de la fuerza de la ola en este caso, se presenta en la Figura 3.5.4. Esta fórmula de Saintflou, considera la fuerza de rompiente parcialmente de la siguiente manera:



- 1) En la zona $\pm \frac{H_D}{2}$ mar.

Dónde p_b es la fuerza de rompiente según Hiroi y se presenta en la fórmula 3.5.4.3, H_D es la altura de ola significativa y d es la profundidad de la corona del enrocamiento.

- 2) En la zona más arriba de $\frac{H_D}{2}$ y más abajo de $-\frac{H_D}{2}$.

$$p_1 = (p_2 + \varpi_0 h) \left(\frac{H_D + \delta_0}{h + H_D + \delta_0} \right) \quad (\text{Fórmula 3.5.4})$$

$$p_2 = \frac{\varpi_0 H_D}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \quad (\text{Fórmula 3.5.4.1})$$

$$\delta_0 = \frac{\pi H_D^2}{L} \coth\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \quad (\text{Fórmula 3.5.4.2})$$

Donde:

P_1 = Intensidad de empuje en el nivel de mar cuando la cresta de ola está en la pared (t/m^2).

P_2 = Intensidad de empuje en el pie de la pared (t/m^2).

ϖ_0 = Peso específico del agua (t/m^3).

δ_0 = Altura de la cresta de ola en la pared adicional a H_D (m).

h = Profundidad del mar en el lugar donde la pared está colocada (m).

H_D = Altura de ola significativa de diseño (m).

L = Longitud de ola de diseño en el lugar de profundidad h (m).



Cuando el nivel del rompeolas es menor de $H_D + \delta_0$, la distribución del empuje no cambia y la zona de acción del empuje será del fondo al nivel de la pared.

b) En caso de que $d / H_{1/3} < 2$ (rompiente).

La distribución del empuje se da en la figura 3.5.4 y la fórmula 3.5.4.3.

$$p_b = 1.5\omega_0 H_D \quad (\text{Fórmula 3.5.4.3})$$

P_b = Intensidad del empuje en rompiente (t/m^2).

ω_0 = Peso específico del agua (t/m^3).

H_D = Altura de ola significativa de diseño (m).

Cuando el nivel de la pared es menor de $1.5 H_D$, el empuje actúa hasta ese nivel.

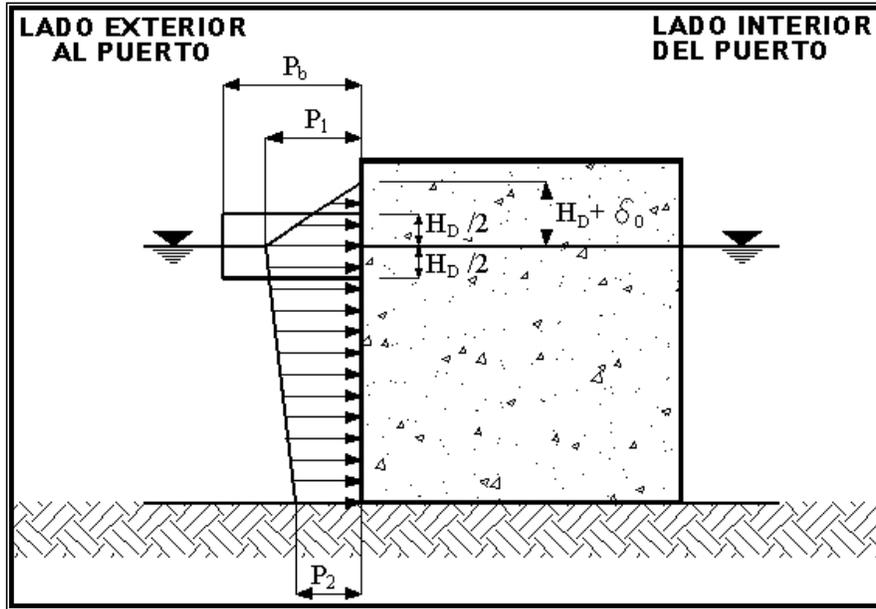


Figura 3.5.4

Distribución del empuje en el caso de $d/H_{1/3} \geq 2$.

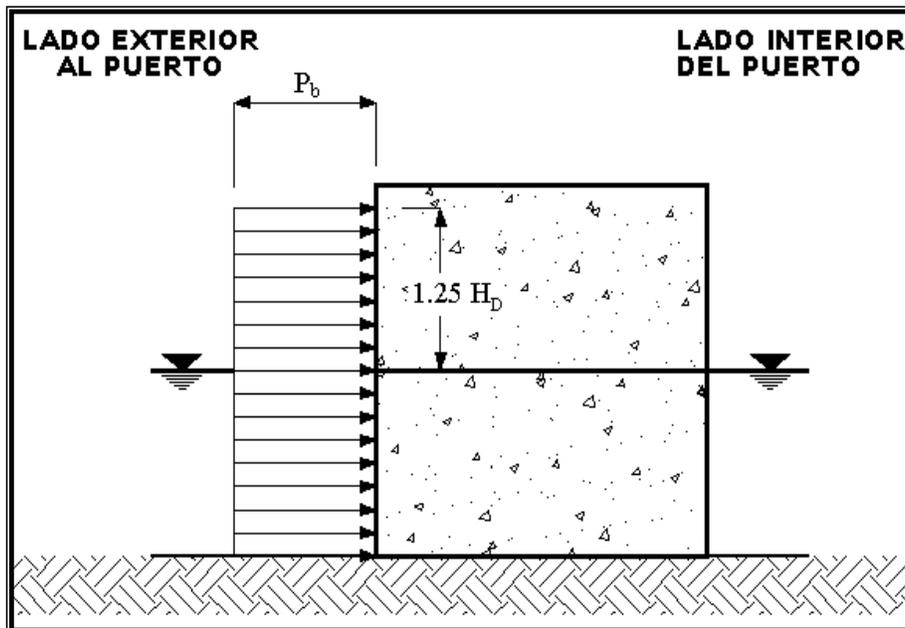


Figura 3.5.4.1

Distribución del empuje en el caso de distribución del empuje en el caso de $d/H_{1/3} < 2$.



c) Fuerza ascensional de sustentación.

Cuando el nivel de la estructura es mayor que $H_D + \delta_0$ (en caso de que $d/H_{1/3} \geq 2$) ó $1.25 H_D$ (en caso de $d/H_{1/3} < 2$), podemos pensar que no ocurre el overtopping. En este caso, actúa la flotabilidad sobre el volumen sumergido y la fuerza ascensional de sustentación.

La distribución de esta fuerza ascensional será triangular, donde la fuerza máxima es P_u enfrente de la pared y es igual a cero detrás de la pared como se presenta en la figura 3.5.4. El valor de P_u será como sigue para el caso de que $d \geq 2H_{1/3}$.

$$P_u = \frac{\varpi_0 H_D}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \quad (\text{Fórmula 3.5.4.4})$$

Si el rompeolas tiene enrocamiento, la misma intensidad de la fuerza horizontal en el fondo de la pared actúa como la fuerza ascensional de sustentación.

En el caso de $d/H_{1/3} < 2$, figura 3.5.4.1, es decir cuando la ola rompiente actúa, el valor de P_u será como sigue:

$$P_u = 1.25\varpi_0 H_D \quad (\text{Fórmula 3.5.4.5})$$

Donde:

P_u = Fuerza ascensional de sustentación enfrente de la pared (t/m^2).

H_D = Altura de ola de diseño (m).

H = Profundidad enfrente de la pared (m).

L = Longitud de la ola significativa en el lugar de profundidad (m).

ϖ_0 = Peso específico del agua de mar ($1.025 t/m^3$).

Cuando el nivel de la estructura es menor que $H_D + \delta_0$ (en el caso que $d/H_{1/3} \geq 2$) ó $1.25H_D$ (en el caso de que $d/H_{1/3} < 2$), podemos pensar que ocurre el overtopping. En este



caso, pensamos que actúa la flotabilidad en todo el volumen del cuerpo y la fuerza ascensional de sustentación está incluida en esta flotabilidad.

3.5.5 CASO EN QUE EL VALLE DE LA OLA ESTE EN LA PARED VERTICAL.

Cuando el valle de la ola está en la pared vertical, la fuerza negativa se puede calcular como sigue:

- a) Empuje negativo horizontal.

La intensidad del empuje negativo horizontal será cero en el nivel del mar, en el lugar con más profundidad que $0.5H_D$ será p_n como se presenta en la figura 3.5.5. El valor de p_n será:

$$p_n = 0.5\omega_0 H_D \quad (\text{Fórmula 3.5.5})$$

Donde:

P_n = Intensidad del empuje negativo (t/m^2)

ω_0 = Peso específico del agua de mar ($1.025 t/m^3$).

H_D = Altura de ola de diseño (m).

- b) Fuerza ascensional de sustentación negativa.

La intensidad del empuje ascensional de sustentación negativa enfrente de la pared será p_n y en la parte posterior será, como se presenta en la figura 3.5.5.

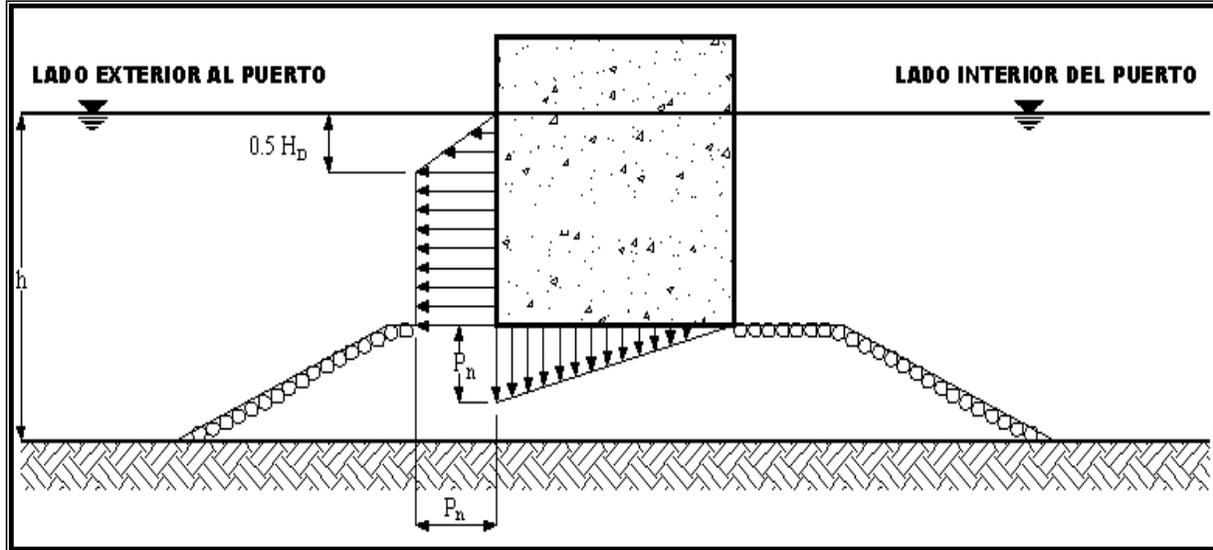


Figura 3.5.5
Modificación de la fuerza de la ola por la dirección incidente.

3.5.6 MODIFICACIÓN DE LA FUERZA DE LA OLA POR LA DIRECCIÓN INCIDENTE.

Cuando el oleaje incide en un ángulo, las fuerzas máximas horizontal y ascensional de sustentación se modifican como sigue:

- 1) La fórmula 3.5.1.1, de la página 79, quedará

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta)H_D \quad (\text{Fórmula 3.5.6.1})$$

- 2) La fórmula 3.5.1.2 de la página 79, quedará:

$$\rho_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta)(\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta)\varpi_0 H_D \quad (\text{Fórmula 3.5.6.2})$$

- 3) La fórmula 5.5.1.3 de la página 79, quedará:

$$\rho_u = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta)\alpha_1\alpha_3\varpi_0 H_D \quad (\text{Fórmula 3.5.6.3})$$

CAPÍTULO III
OLEAJE

Donde:

η^* = Altura sobre el nivel del mar donde el empuje será cero considerando el efecto de la dirección de la ola (m).

ρ_1 = Intensidad del empuje en el nivel del mar considerando el efecto de la dirección de la ola (t/m^2).

ρ_u = Intensidad del empuje ascensional de sustentación enfrente del cuerpo, considerando el efecto de la dirección de la ola (t/m^2).

α_1 = Es igual a la fórmula 3.5.1.5

α_2 = Es igual a la fórmula 3.5.1.6

α_3 = Es igual a la fórmula 3.5.1.7

β = Angulo que se presenta en la figura 3.5.6.

ϖ_0 = Peso específico del agua de mar ($1.025 \text{ ton}/m^3$)

H_D = Altura de ola de diseño (m).

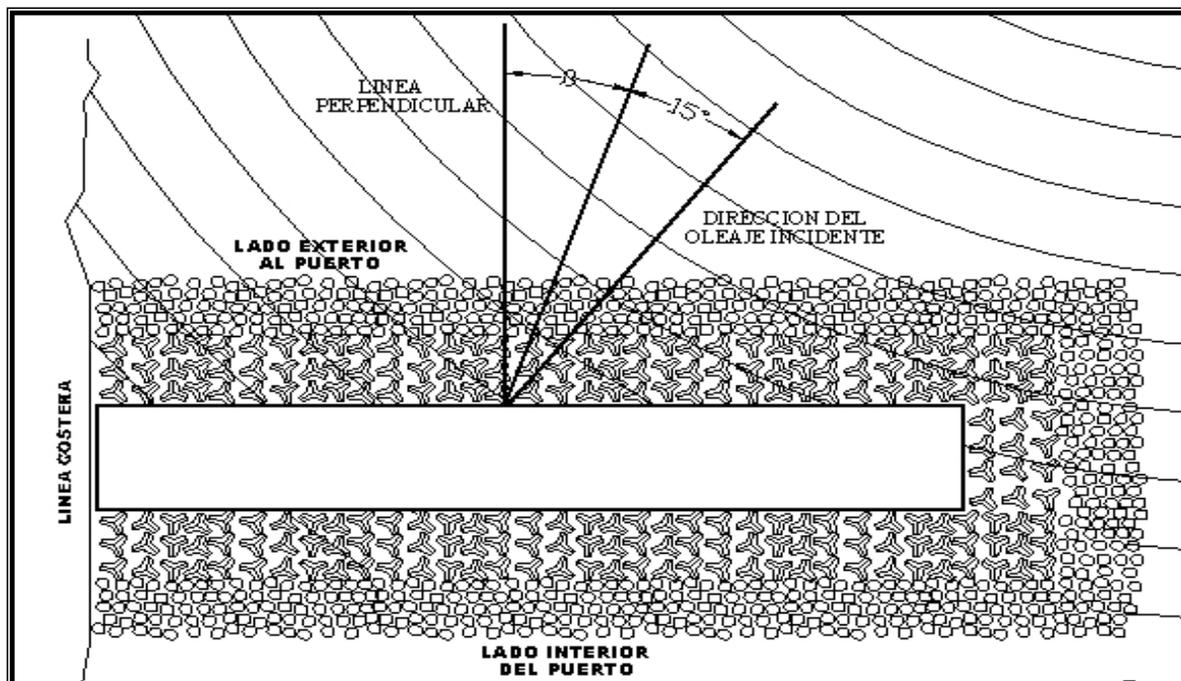


Figura 3.5.6

Método para decidir la dirección del oleaje de diseño.



3.5.7 RESULTANTE DE LA FUERZA Y MOMENTO DE LA FUERZA.

El resultado de la fuerza horizontal P (ton/m) y el momento rotación al alrededor del punto y detrás del cuerpo $M\rho$ (t^*m/m) por la fórmula, según Goda es como sigue:

$$P = \frac{1}{2} \left\{ 1 + \alpha_3 (1 + \alpha_4) \frac{h'c}{h'} \right\} \rho_1 h' \quad (\text{Fórmula 3.5.7.1})$$

$$M\rho = \frac{1}{6} \left\{ 2 + \alpha_3 + 3(1 + \alpha_4) \frac{h'c}{h'} + (1 + 2\alpha_4) \left(\frac{h'c}{h'} \right)^2 \right\} \rho_1 h'^2 \quad (\text{Fórmula 3.5.7.2})$$

Donde:

$$\alpha_4 = \text{máx} \left\{ \left(1 - \frac{hc}{\eta^*} \right), 0 \right\} \quad (\text{Fórmula 3.5.7.3})$$

$$h'c = \text{mín} \{ \eta^*, hc \} \quad (\text{Fórmula 3.5.7.4})$$

3.6 FUERZA DE LA OLA ROMPIENTE DE CHOQUE.

Si hay una posibilidad de que ocurra el empuje de la ola rompiente de choque, normalmente se hacen ensayos de modelo para estimar la fuerza. Sin embargo, es deseable evitar este empuje disminuyendo la fuerza de la ola mediante: cambio de diseño de la obra, recubrimiento de elementos artificiales, etc.

3.6.1 CARACTERÍSTICAS DE LA FUERZA DE OLA ROMPIENTE DE CHOQUE.

De vez en cuando, el empuje máximo por la ola rompiente de choque llega a ser hasta diez veces de la presión hidráulica estática. Sin embargo, el tiempo actuante es muy corto y actúa localmente, y la manera de acción cambia evidentemente por el tipo de estructura. Por eso, es difícil presentar una fórmula general para calcular esta fuerza. Por esta razón, es deseable estimar la fuerza de ola rompiente de choque para cada condición de la estructura.



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN**



**CAPÍTULO III
OLEAJE**

Generalmente es difícil de describir las condiciones en que ocurre el empuje de ola rompiente de choque, sin embargo, es factible que ocurra para los casos siguientes:

- 1) Cuando el valor de β es menor de 20° .
- 2) La pendiente del fondo sea más fuerte que $1/30$ y esta incluyendo la ola rompiente poco antes del cuerpo y además la esbeltez de la ola es menor de 0.03 al romper en el mismo.
- 3) Caso en que se tiene cota del enrocamiento alto.

Si la pendiente del fondo es más suave que $1/50$ y la proporción del nivel de la cota del enrocamiento a la profundidad es menor de 0.6 , no ocurre el empuje de ola rompiente de choque.

3.6.2 FUERZA ROMPIENTE DE CHOQUE EN CASO DE QUE EL FONDO SEA DE PENDIENTE FUERTE.

El cambio de la intensidad del empuje rompiente de choque por la pendiente del fondo se presenta en la figura 3.6.2. En esta figura el valor de H_0 será la altura de ola equivalente en aguas profundas.

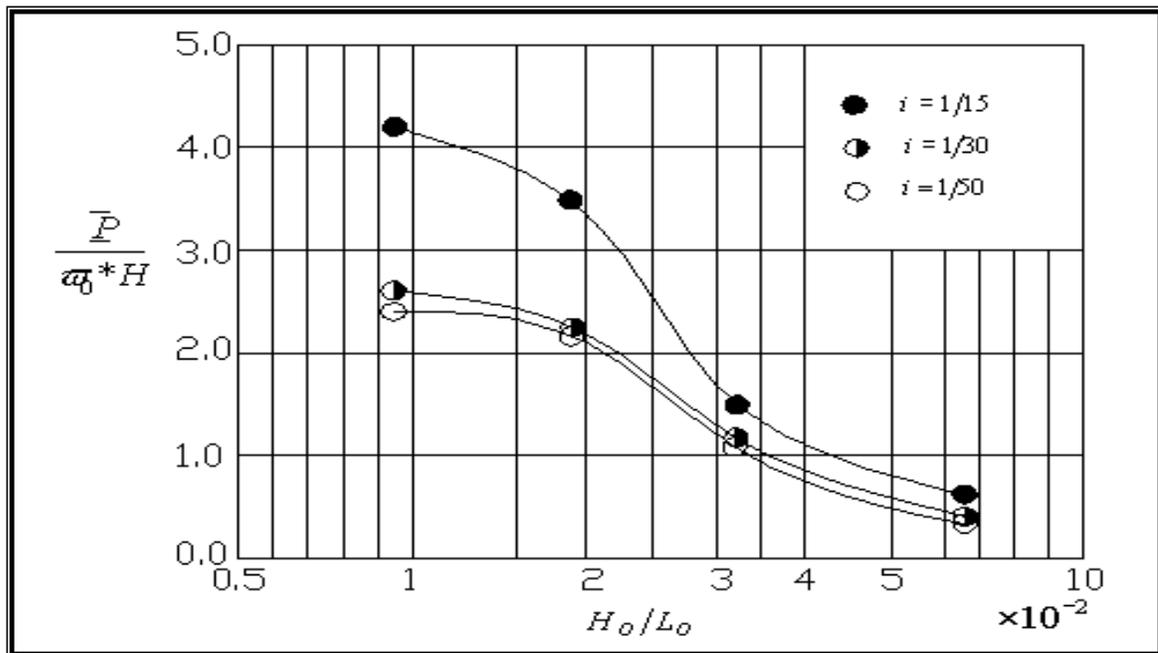


Figura 3.6.2
Intensidad promedio del empuje rompiente de choque

3.6.3 FUERZA ROMPIENTE DE CHOQUE QUE ACTÚA SOBRE UN ROMPEOLAS DE TIPO COMPUESTO.

El valor de $\bar{p}/\varpi_0 H$ sobre los valores adimensionales de d/h y H/h se presenta en la figura 3.6.3.

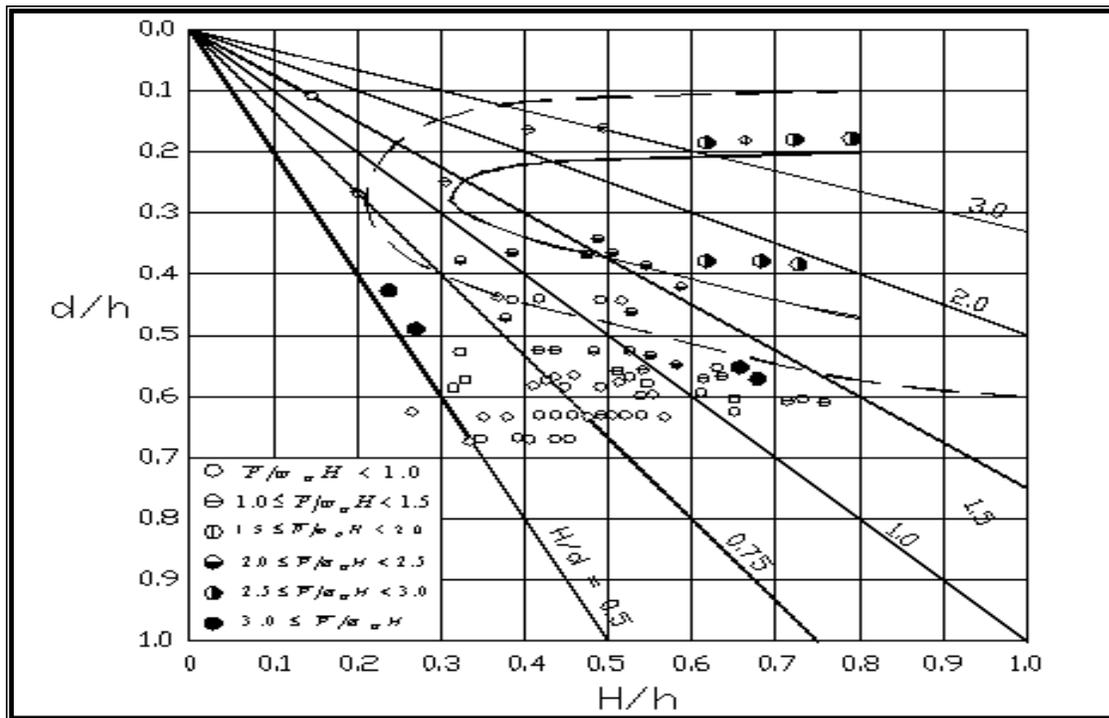


Figura 3.6.3
Valor de $\bar{P}/\varpi_0 H$ sobre d/h Y H/h .

En esta figura 3.6.3, la línea punteada representa la zona donde el valor de $\bar{p}/\varpi_0 H$ es mayor que 2.0. Podemos ver las condiciones donde ocurre la fuerza rompiente de choque.

Es decir, cuando $d/h \geq 0.6$ la fuerza rompiente de choque y cuando $d/h < 0.6$, hay una posibilidad de que ocurra la fuerza rompiente de choque. Además los valores de d/h y H/h están dentro de la zona, hay una gran posibilidad que ocurra la fuerza rompiente de choque.



3.7 FUERZA DE OLA QUE ACTÚA EN EL CUERPO VERTICAL CUBIERTO CON ELEMENTOS ARTIFICIALES DE CONCRETO PARA DISMINUIR LA FUERZA DE OLA.

La fuerza de ola que actúa sobre el cuerpo vertical cubierto con los elementos artificiales de concreto cambia con la altura y el ancho de corona de los elementos y sus características. Por eso se debe estimar la fuerza con los resultados de ensayos y las fórmulas considerando estos factores.

Normalmente, cuando actúa la ola estacionaria sobre el cuerpo vertical cubierto con los elementos artificiales de concreto, el cambio de la fuerza de ola es poco, y cuando actúa la ola de rompiente de choque sobre la estructura, la fuerza de ola disminuye evidentemente. Sin embargo, se manifiesta un gran efecto de los elementos artificiales que disminuye la fuerza de ola solo cuando el recubrimiento de la corona tiene suficiente altura y ancho.

Si, la altura de la corona es más baja que el nivel de marea, la fuerza no disminuye, por el contrario aumenta algunas veces.

3.7.1 FUERZA DE LA OLA SOBRE ESTRUCTURAS CUBIERTAS CON ELEMENTOS ARTIFICIALES.

Ya que la fuerza de ola cambia mucho en estructuras con elementos artificiales, normalmente, se estima esta fuerza con ensayos de modelo.

Cuando la sección de elementos artificiales tiene la altura y ancho de corona suficiente y la estructura está en la zona de rompiente, la fuerza se puede estimar con la fórmula 3.7.1. La distribución del empuje de la ola se presenta en la figura. 3.7.1.

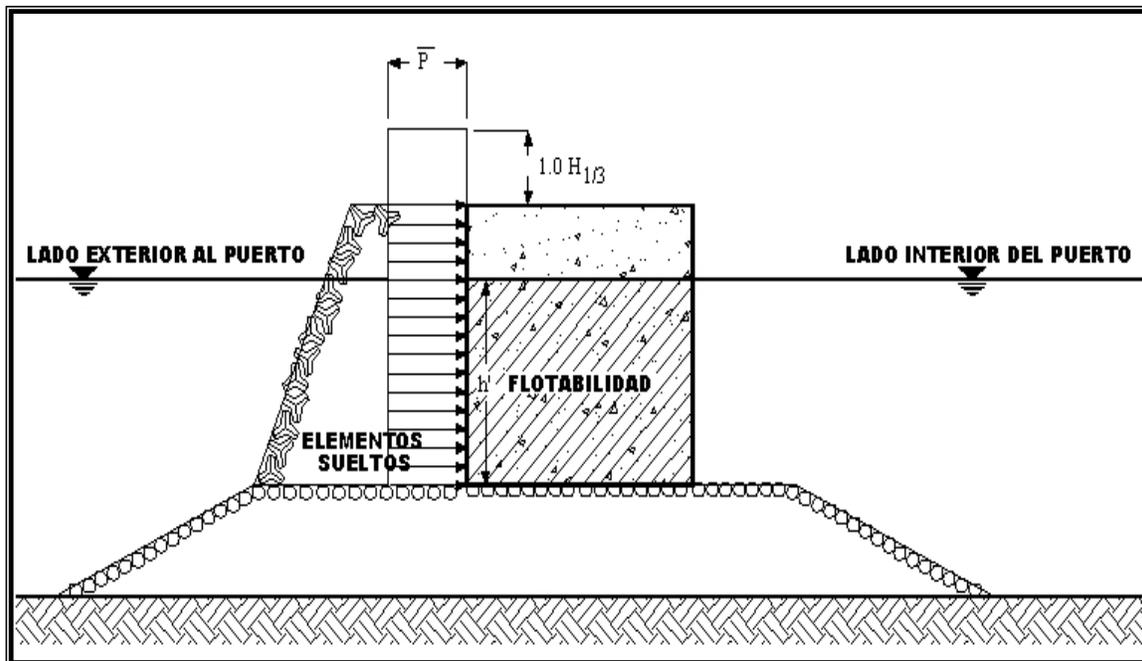


Figura 3.7.1.
Distribución del empuje de la ola



En la figura 3.7.1, si la altura de la corona es más alta que $1.0 h_{1/3}$ del nivel del mar, el empuje actúa hasta la altura de $1.0 h_{1/3}$.

$$\bar{p} = 1.0 \varpi_0 H_{1/3} \quad (\text{Fórmula 3.7.1})$$

Donde:

\bar{p} = Intensidad promedio del empuje cuando el cuerpo está cubierto con elementos artificiales de concreto (t/m^2).

ϖ_0 = Peso específico del agua de mar (t/m^2).

$H_{1/3}$ = Ola significativa de diseño (m).

La flotabilidad actúa en todo el cuerpo y el empuje ascensional de sustentación se incluye en esta flotabilidad.

Cuando el oleaje incide oblicuamente, el empuje se estima con las siguientes fórmulas:

$$\bar{p} = 1.0 \varpi_0 H_{1/3} \cos \beta \quad 0 \leq \beta \leq 45^\circ$$

$$\bar{p} = 0.7 \varpi_0 H_{1/3} \quad \beta > 45^\circ$$

Donde β es igual al caso de las fórmulas 3.5.6.1 a 3.5.6.3 de la pagina 89, como se presentó en la figura 3.5.6.

3.7.2 MÉTODO QUE UTILIZA LA FÓRMULA MODIFICADA DE GODA.

La fórmula modificada de Goda es conveniente usarla en zonas más profundas que la de rompiente. La distribución del empuje se presenta en la figura 3.7.2.

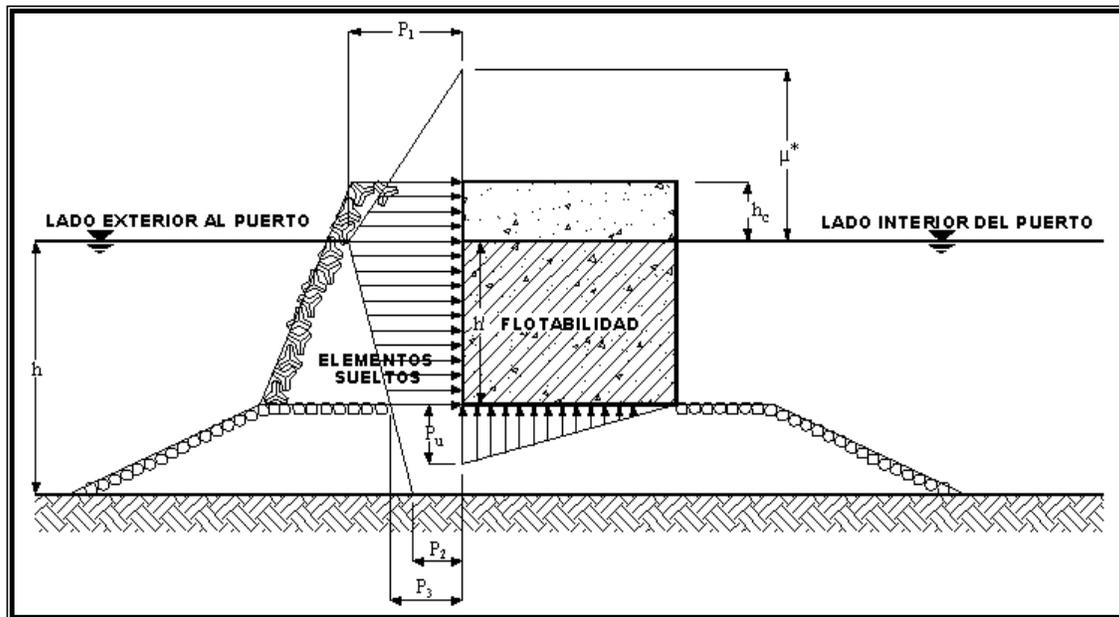


Figura 3.7.2.

Distribución del empuje que actúa sobre un cuerpo vertical cubierto con los elementos artificiales de concreto.

Cuando el cuerpo se cubre con elementos artificiales de concreto, las intensidades del empuje horizontal y ascensional de sustentación se modifican.

Es decir, las fórmulas 3.5.6.1; 3.5.6.2 y 3.5.6.3 de la página 89, se cambian a:

La fórmula 3.5.6.1 será:

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta)\lambda H_D \quad (\text{Fórmula 3.7.2.1})$$



La fórmula 3.5.6.2 será:

$$\rho_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta)\lambda\alpha_1\varpi_0H_D \quad (\text{Fórmula 3.7.2.2})$$

La fórmula 3.5.6.3 será:

$$\rho_U = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta)\lambda\alpha_1\alpha_3\varpi_0H_D \quad (\text{Fórmula 3.7.2.3})$$

Donde:

η^* = Altura sobre el nivel del mar donde el empuje será cero (m).

ρ_1 = Intensidad del empuje en el nivel del mar sobre el cuerpo en el caso de que se cubra con elementos artificiales de concreto (t/m^2).

ρ_U = Intensidad del empuje ascensional de sustentación enfrente del cuerpo en caso de que se cubra con elementos artificiales de concreto (t/m^2).

β = Se presenta en la figura 3.5.6 en la página 90.

λ = Coeficiente de disminución de la intensidad del empuje sobre el cuerpo por elementos artificiales de concreto.

α_1 = Es igual a la fórmula 3.5.1.5 en la página 79.

α_3 = Es igual a la fórmula 3.5.1.7 en la página 79.

ϖ_0 = Peso específico del agua de mar (t/m^3).

H_D = Altura de ola de diseño (m).

En estas fórmulas, el coeficiente (λ) tiene un valor máximo entre 0.8 y 1.0 por los ensayos como se presenta en la figura 3.7.2.1.

En la figura 3.7.2.1, P_E es la fuerza total, medida en ensayos y P_C es la calculada en el caso de que: $\lambda = 1.0$ con las fórmulas 3.5.6.1 a 3.5.6.3 de la página 89.

La proporción de P_E y P_C , es decir el coeficiente λ es casi menor de 0.8. Por eso, se piensa que el valor de λ será 0.8. Sin embargo, por la falta de datos en campo no se pueden comparar con los datos de ensayo por lo que es necesario usar el valor de entre 0.8 a 1.0.

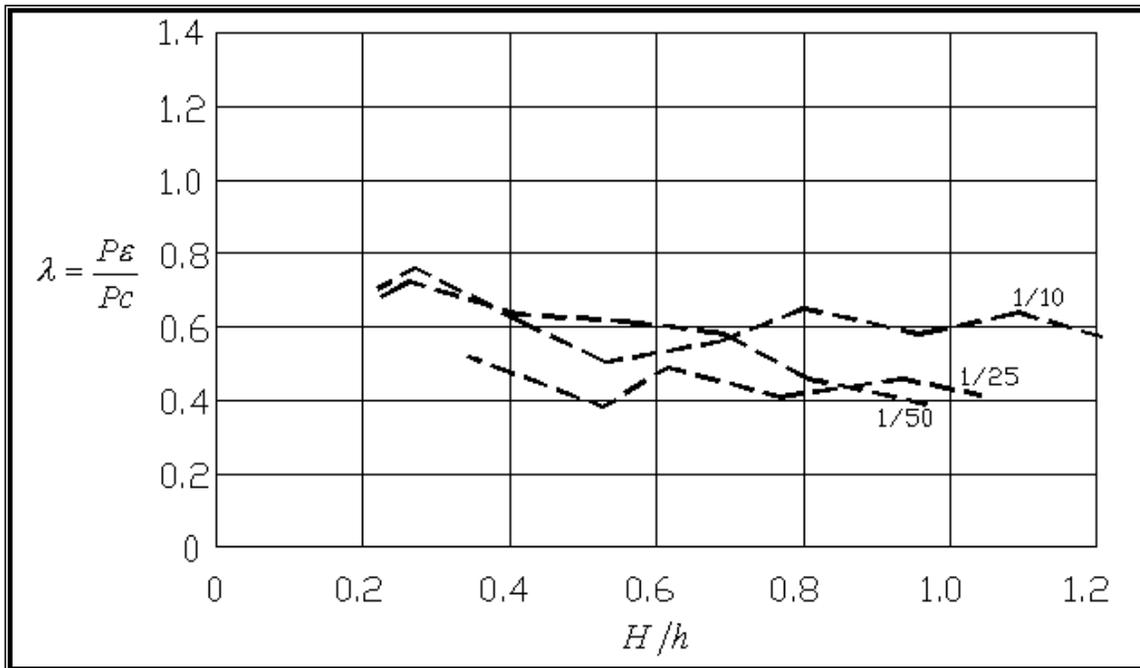


Figura 3.7.2.1

Valores del coeficiente de disminución de la intensidad del empuje sobre el cuerpo por elementos artificiales de concreto (comparación entre los resultados de ensayo por el cálculo de la fórmula modificada de goda).

La resultante de la fuerza horizontal P (t/m) y el momento rotacional alrededor del punto detrás del cuerpo MP (ton*m/m) se puede calcular con las fórmulas 3.5.7.1 a 3.5.7.2 usando los valores de ρ_1 y η^* que se calculan con las fórmulas 3.7.2.2 y 3.7.2.1.



3.8 FUERZA DE LA OLA EN CASO DE ROMPEOLAS CON DEFLEXIÓN.

Cuando el rompeolas tiene deflexión como se presenta en la figura 3.5.6 de la página 90. Se debe considerar el aumento de la fuerza de la ola. Este caso, la altura de ola de diseño se modifica multiplicándose por el coeficiente de aumento de la altura. Luego la fuerza de ola sobre la estructura se calcula con el mismo método de la fórmula de Goda, usando la altura modificada de ola de diseño, esta se calcula como:

$$H_D^I = \min\{K_C H_D, K_{cb} H_{bB}\} \quad (\text{Fórmula 3.8.1})$$

Donde:

H_D^I = Altura modificada de ola de diseño considerando el efecto de rompeolas con deflexión (m).

K_C = Coeficiente de aumento por el efecto de rompeolas con deflexión ($K_C \geq 1.0$).

H_D = Altura de la ola de diseño sin considerar el efecto de rompeolas con deflexión (m).

K_{cb} = Límite del coeficiente de aumento de la altura de ola de rompiente crítica ($K_{cb} \approx 1.4$)

H_b = Altura de ola de rompiente crítica en lugar $\frac{5}{3}H$ adentro de la estructura hacia el mar.

H_b = Es la altura crítica de rompiente que se calcula con la figura 3.12.1, de la página 111, cuando el rompeolas está en la zona de rompiente. Cuando el rompeolas está más adentro que la zona de rompiente, el valor de H_b se da en la figura 3.12.2, de la página 113.

3.9 FUERZA DE LA OLA SOBRE EL CUERPO VERTICAL CUANDO LA PROFUNDIDAD CAMBIA REPENTINAMENTE.

En el lugar donde la profundidad cambia repentinamente, la deformación del oleaje es notable y por eso, es deseable estimar la fuerza de la ola basándose en los resultados de ensayos de modelo.

Cuando el cuerpo vertical esta sobre una barrera como se presenta en la figura 3.9, la fuerza de ola se da en la fórmula 3.9.2.

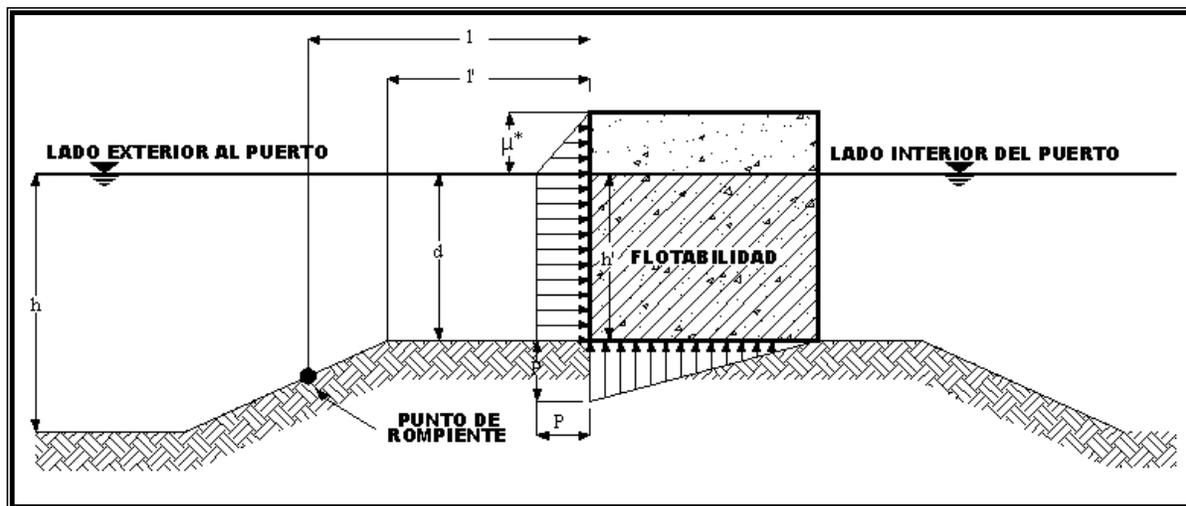


Figura 3.9.
Fuerza sobre el cuerpo vertical entre la ola rompiente y la línea de costa.

Cuando $l > 10H$

$$\eta^* = 0.7H \quad (\text{Fórmula 3.9.1})$$

$$\rho = (0.5 - 0.7)\varpi_0 H \quad (\text{Fórmula 3.9.2})$$



La distribución del empuje también se presenta en la figura 3.9. Las condiciones del ensayo de modelo para obtener la fórmula 3.9.2 son:

$$d/h = 0 \text{ a } 0.25$$

$$h/L = 0.067 \text{ a } 0.16$$

$$H/h = 0.12 \text{ a } 0.5$$

$$\ell/L = 0.67 \text{ a } 1.3$$

Donde:

d = Profundidad sobre la barrera (m).

h = Profundidad enfrente de la barrera (m).

ℓ = Ancho de la corona de la barrera. (m).

H = Altura de ola incidente enfrente de la barrera (m).

L = Longitud de la ola incidente enfrente de la barrera (m).

La fórmula 3.9.2, es el resultado del ensayo de modelo con el oleaje regular y por eso para aplicar al diseño, se debe considerar que H será la altura máxima ($H_{\text{máx}}$) enfrente de la barrera donde tiene la profundidad h . Además, el valor de d , es decir la profundidad sobre la barrera será menor que $H/3$.

La fuerza en zona de aguas muy someras está determinada por la pendiente del fondo y el perfil de la ola. Por eso, es necesario considerar no solo las fórmulas de Goda, sino también otras fórmulas como las de Tominaga-Kutsumi y según Homma-Horikawa-Hase. Estas tres fórmulas se usan como sigue:

1) Fórmula según Goda.

Se usa la fórmula según Goda en el caso de que la profundidad sea bastante grande y la pendiente del fondo sea bastante suave.

2) Fórmula según, Homma-Horikawa-Hase.

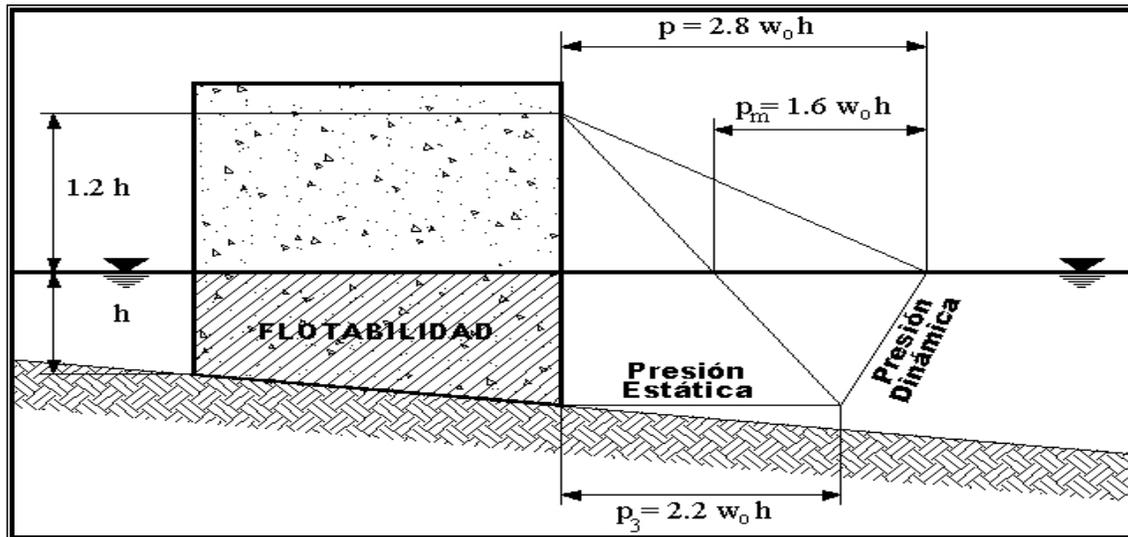


Figura 3.9.1

Distribución del empuje según Homma, Horikawa y Hase.

En esta fórmula, la distribución del empuje se presenta en la fig. 3.9.3. Las intensidades del empuje son:

a) Presión dinámica hidráulica.

En la superficie del nivel del mar:

$$\rho = 1.6 \varpi H \quad (\text{Fórmula 3.9.3})$$

En la altura 1.2h sobre el nivel del mar:

$$\rho = 0 \quad (\text{Fórmula 3.9.4})$$

En el fondo

$$\rho = 0 \quad (\text{Fórmula 3.9.5})$$



b) Presión estática hidráulica.

En la altura $1.2H$ sobre el nivel del mar:

$$\rho = 0 \quad (\text{Fórmula 3.9.6})$$

En el fondo del cuerpo vertical, es decir en la profundidad h :

$$\rho = 2.2\varpi H \quad (\text{Fórmula 3.9.7})$$

Esta fórmula normalmente se usa en el caso que la pendiente del fondo sea abrupta y la profundidad sea bastante grande en la zona de rompiente.

3) Fórmula según, Tominaga-Kutsumi.

La fórmula según Tominaga-Kutsumi se usa en el caso de poca profundidad, es decir cuando la estructura está muy cerca de la costa. Se considera en esta fórmula el fenómeno de wave set-up. La distribución del empuje se presenta en la figura 3.9.2.

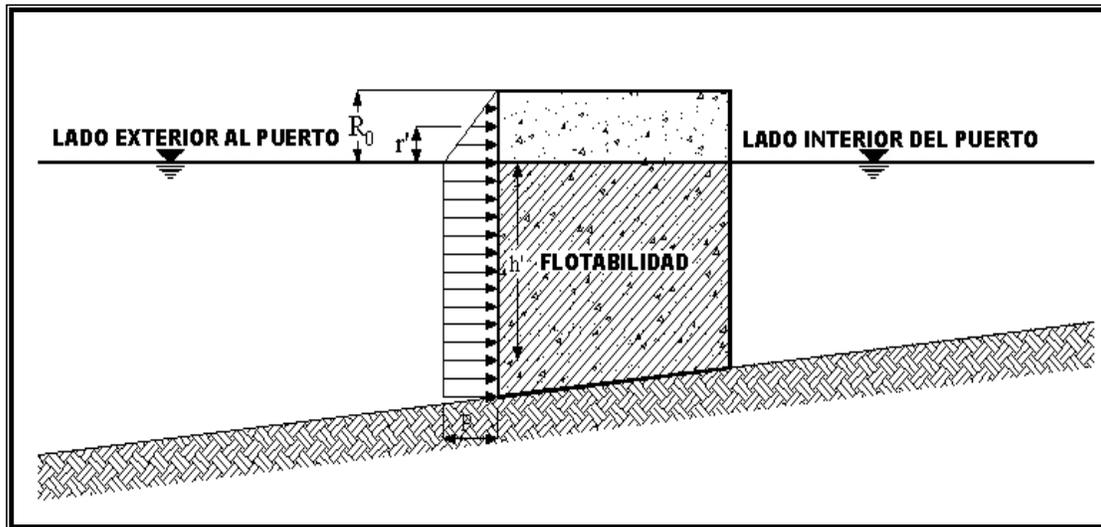


Figura 3.9.2.
Distribución del empuje según Tominaga – Kutsumi.

La intensidad del empuje es:

$$\rho = 4\varpi_0 \left(0.45(H_D L_0)^{1/2} \tan\theta + 0.8h \right) \quad (\text{Fórmula 3.9.8})$$

$$\Gamma' = 0.4h \quad (\text{Fórmula 3.9.9})$$

$$R'_0 = 2h + 1.68(H_D L_0)^{1/2} \tan\theta \quad (\text{Fórmula 3.9.10})$$

Donde:

ρ = Intensidad del empuje (ton/m^2).

H_D = Altura de ola en aguas profundas (m).

L_0 = Longitud de ola en aguas profundas (m).

h = Profundidad de desplante del cuerpo vertical (m).

$\tan\theta$ = Pendiente del fondo.

ϖ_0 = Peso específico del agua de mar (ton/m^3).

En esta fórmula, H_D es la altura de ola significativa. Esta fórmula se usa en el caso de $h/H_D < 0.5$.

3.10 FUERZA SOBRE UN CUERPO VERTICAL INSTALADO SOBRE LA COSTA.

Para estimar la fuerza, hay dos fórmulas, estas son: CERC (U.S Army Coastal Engineering Research Center) y Hasimoto – Kutsumi.

1) Fórmula de CERCA.

La distribución del empuje se presenta en la figura 3.10.

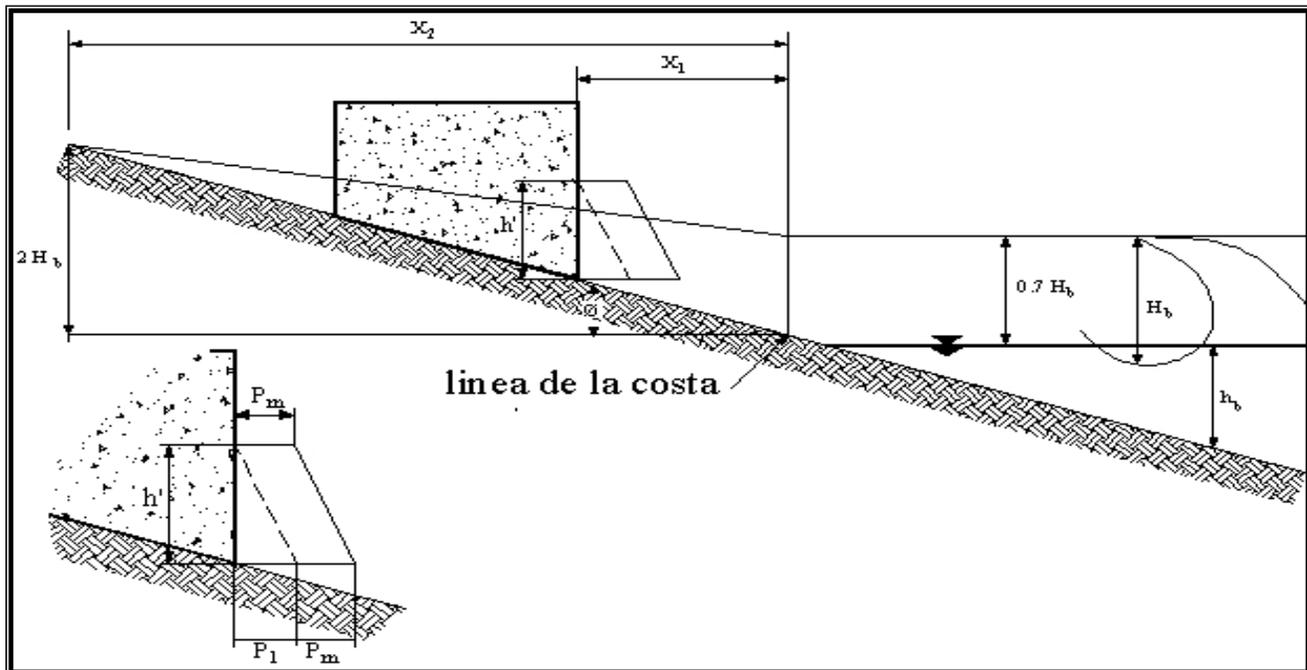


Figura 3.10
Distribución del empuje según CERC.

En esta figura 3.10, la presión dinámica hidráulica (ρ_m), la presión estática hidráulica (ρ_1) y h' , se calculan con las siguientes fórmulas:

$$\rho_m = 0.5\omega_0 h_b \left(1 - \frac{X_1}{X_2}\right)^2 \quad (\text{Fórmula 3.10.1})$$

$$\rho_1 = \omega_0 h' \quad (\text{Fórmula 3.10.2})$$



$$h' = 0.7H_b \left(1 - \frac{X_1}{X_2} \right) \quad (\text{Fórmula 3.10.3})$$

Donde:

X_1 = Distancia de línea de costa a la estructura (m).

X_2 = Distancia de la línea de costa al lugar hipotético hasta donde la ola llegaría (m).

ϖ_0 = Peso específico del agua de mar (ton/m^3).

H_b = Altura de ola rompiente (m).

h_b = Profundidad rompiente (m).

Nota: si se puede estimar la altura del alcance, la altura de ola de rompiente (H_b) será un medio de la altura de alcance.

2) Fórmula según, Tominaga- Kutsumi.

La distribución del empuje se presenta en la figura 3.10.1.

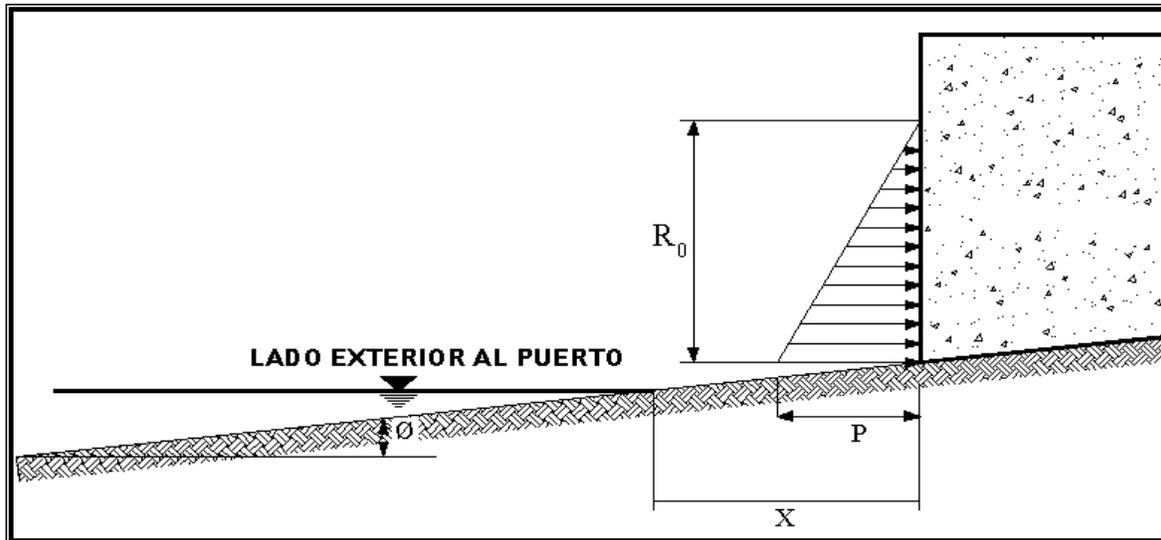


Figura 3.10.1
Distribución del empuje según Tominaga – Kutsumi.

La intensidad del empuje es:

$$\rho = 1.8\varpi_0 \tan\theta \left\{ \left(\frac{H_D}{L_0} \right)^{1/2} - X \right\} \quad (\text{Fórmula 3.10.4})$$

$$R_0 = 1.7 \tan\theta \left\{ \left(\frac{H_0}{L_0} \right)^{1/2} - X \right\} \quad (\text{Fórmula 3.10.5})$$

Donde:

ρ = Intensidad del empuje al pie del cuerpo vertical (ton/m^2).

R_0 = Altura de la acción del empuje al pie del cuerpo vertical (m).

$\tan\theta$ = Pendiente de la playa.

X = Distancia de la línea de costa al cuerpo vertical (m).

ϖ_0 = Peso específico del agua de mar (ton/m^3).

H_0 = Altura de la en aguas profundas (m).

L_0 = Longitud de ola en aguas profundas (m).



3.11 CRITERIO DE DISEÑO.

Las estructuras de rompeolas de tipo compuesto y de elementos sueltos, naturales y artificiales de concreto, juegan un papel preponderante para el buen funcionamiento de un puerto, por esta razón, se ha elaborado el presente capítulo cuya finalidad es proporcionar a los ingenieros los conocimientos y técnicas necesarias para diseñar este tipo de estructuras.

Se analizarán las técnicas y su aplicación en el diseño de estructuras, basadas en la teoría del modelo de rompiente de la ola según el Dr. Goda. Dicha técnica es utilizada actualmente por los expertos japoneses, ya que presenta ventajas de tipo práctico, por la utilización de gráficas que permiten de manera eficiente el diseño de las estructuras.

3.12 OLEAJE DE DISEÑO PARA CADA SECCIÓN DEL ROMPEOLAS.

El objetivo es calcular la altura de la ola de diseño, para las diferentes secciones del rompeolas, considerando su profundidad y aplicando la teoría del modelo de rompiente de la ola según el Dr. Goda.

El parámetro más importante para el diseño de las obras de protección de un puerto es el oleaje, por esta razón, se pretende dirigir mayor interés en el cálculo de la altura de la ola de diseño, en virtud de que dicho valor determinara la estabilidad y economía de la obra.

3.12.1 ROMPIENTE DE LA OLA.

En el lugar donde la profundidad es menor que tres veces la altura de ola equivalente es aguas profundas, se debe considerar la deformación de la altura de ola por rompiente. Para estimar la deformación de altura de ola, normalmente se toma en consideración la irregularidad del oleaje.

CAPÍTULO III
OLEAJE

La deformación de la altura de ola por rompiente, se calcula con las gráficas 3.12.1 (a) a (e) y 3.12.2 (a) a (e). Estas gráficas consideran la teoría del modelo de rompiente de la ola según el Dr. Goda. La figura 3.12.1 es para estimar la altura de ola significativa en la zona de rompientes y la figura 3.12.2 es para estimar la altura de la ola máxima en la zona de rompiente.

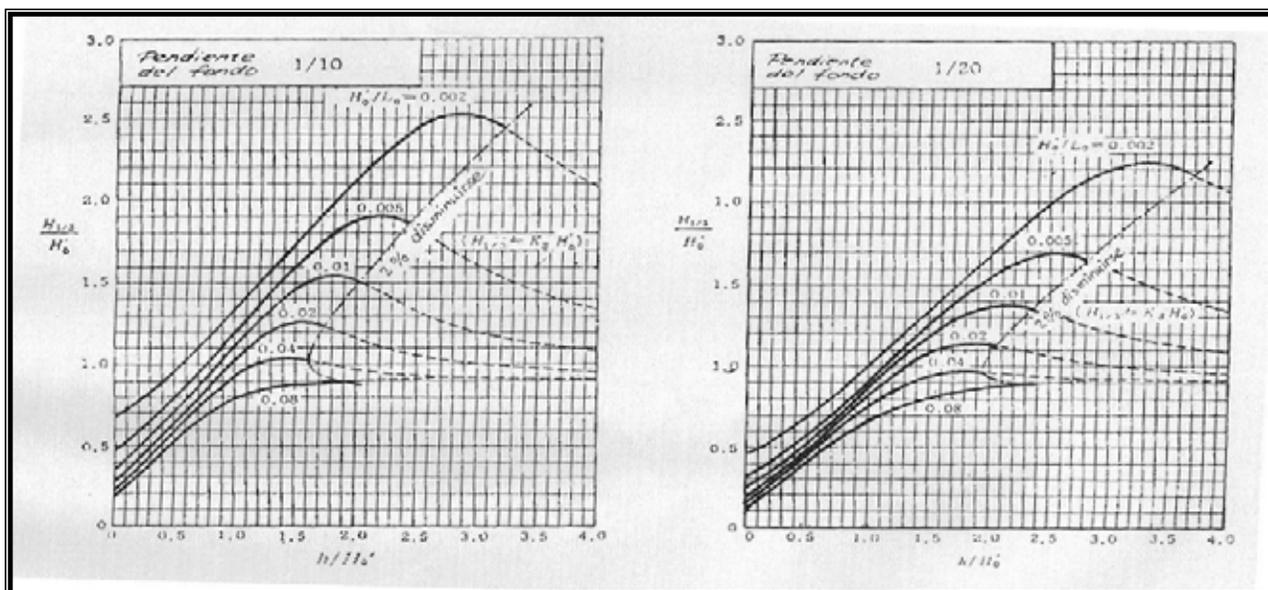


Figura 3.12.1
Altura de la ola significativa en la zona de rompiente.
Pendiente en el fondo 1/10. (a)
Pendiente en el fondo 1/20. (b)

CAPÍTULO III
OLEAJE

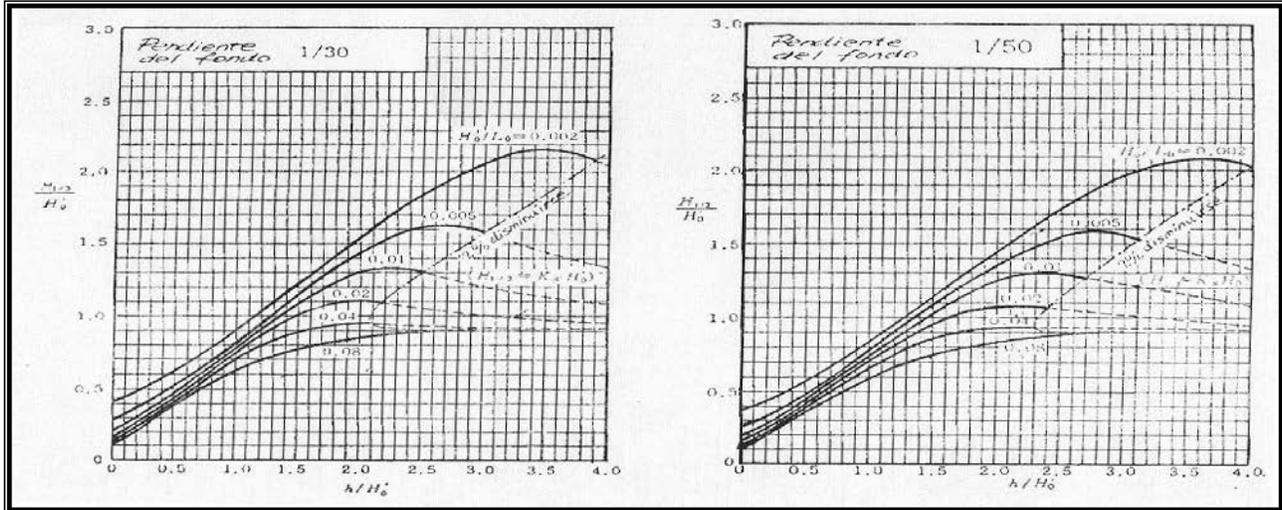


Figura 3.12.1
Altura de la ola significativa en la zona de rompiente.
Pendiente en el fondo 1/30. (c)
Pendiente en el fondo 1/50. (d)

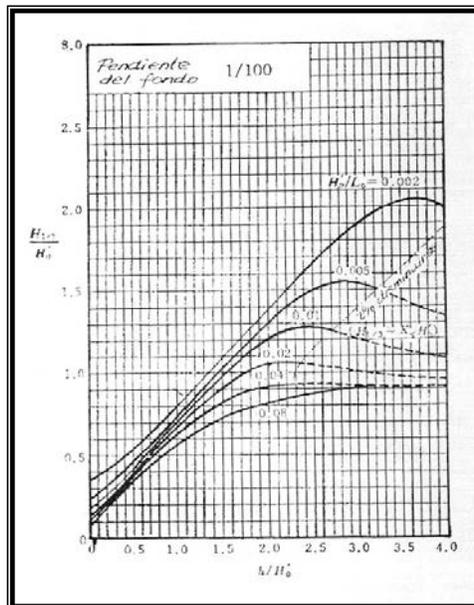


Figura 3.12.1
Altura de la ola significativa en la zona de rompiente.
Pendiente en el fondo 1/100. (e)

CAPÍTULO III
OLEAJE

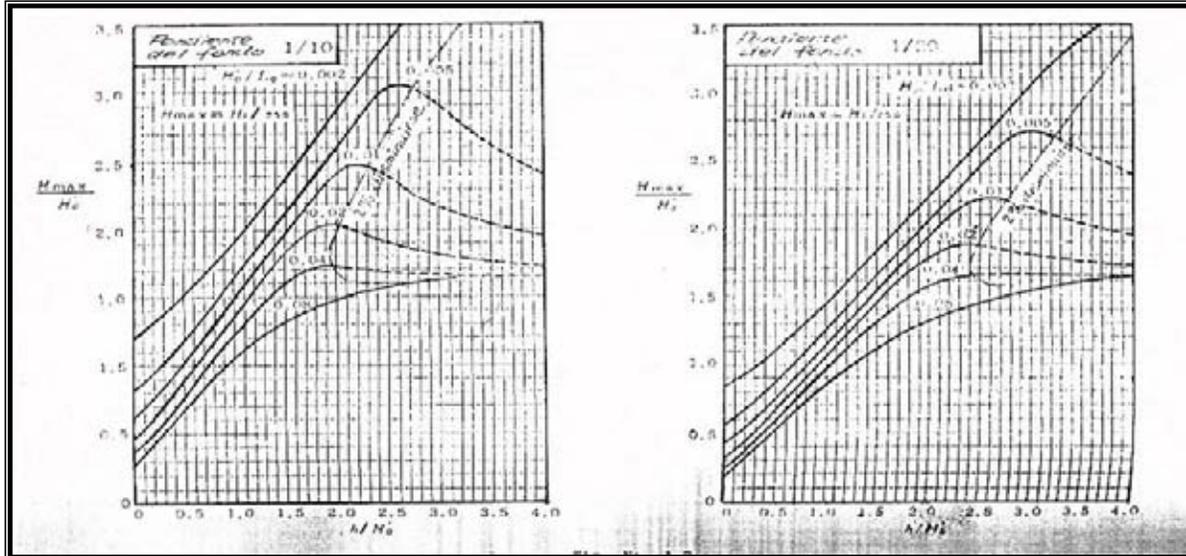


Figura 3.12.2

Altura de la ola máxima en la zona de rompiente.
Pendiente en el fondo 1/10. (a)
Pendiente en el fondo 1/20. (b)

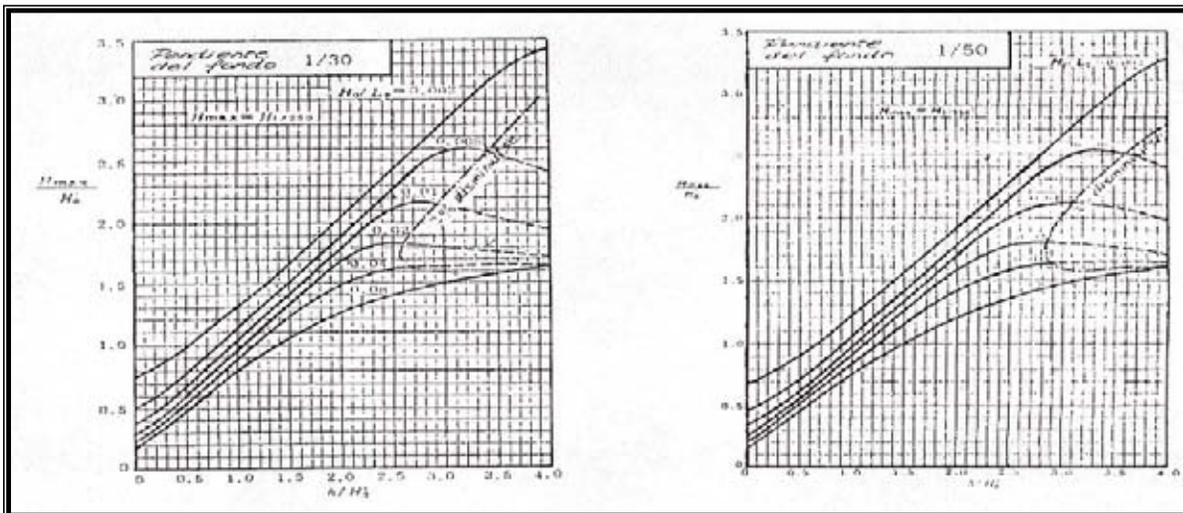


Figura 3.12.2

Altura de la ola máxima en la zona de rompiente.
Pendiente en el fondo 1/30. (c)
Pendiente en el fondo 1/50. (d)

CAPÍTULO III
OLEAJE

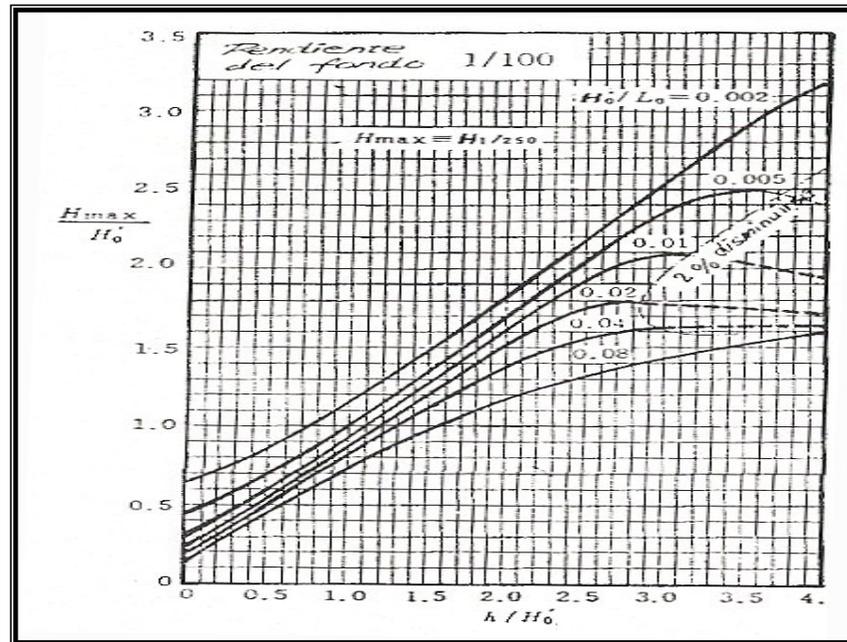


Figura 3.12.2
Altura de la ola máxima en la zona de rompiente.
Pendiente en el fondo 1/100. (e)

Para estimar la altura de ola significativa ($H_{1/3}$) y la altura de ola máxima ($H_{\text{máx}}$) se puede usar el método de cálculo aproximado como sigue:

$$H_{1/3} = \left\{ \begin{array}{l} K_S H_0, (h / L_0 \geq 0.2) \\ \min\{(B_0 H_0 + B_1 h), B_{\text{máx}} H_0, K_S H_0\} (h / L_0 < 0.2) \end{array} \right\}$$

Donde:

$$B_0 = 0.028 (H_0 / L_0)^{-0.38} e^{[20(\tan\theta)^{1.5}]}$$

$$B_1 = 0.52 e^{4.2 \tan\theta}$$

$$B_{\text{máx}} = \text{máx}\{0.92, 0.32 (H_0 / L_0)^{-0.29} e^{2.4 \tan\theta}\}$$



3.13 EJEMPLO DE CÁLCULO DE LA DEFORMACIÓN POR ROMPIENTE.

A continuación se presenta un ejemplo de cálculo de la deformación por rompiente en casos de costas simples.

Supongamos que hay una costa con curvas batimétricas rectas y paralelas a la costa. La pendiente del fondo de la costa será 1/100. En la planeación se considera una estructura del puerto en el lugar de 12 m de profundidad.

La altura y periodo de la ola estimada en aguas profundas son:

$$H_0 = 10 \text{ m.}$$

$$T_0 = 12 \text{ seg.}$$

$$S_{\text{máx}} = 10 \text{ (wind wave).}$$

$$g = 9.81 \text{ m/seg}^2$$

En este caso, las alturas de ola significativa y de ola máxima (es decir, las olas de diseño) se calculan como sigue:

$$L_0 = \frac{g}{2\pi} T_0^2 = \frac{9.81 \text{ m/seg}^2}{2\pi} (12 \text{ seg}^2) = 225 \text{ m}$$

$$g = 9.81 \text{ m/seg}^2$$

$$\frac{h}{L_0} = \frac{12 \text{ m}}{225 \text{ m}} = 0.53$$

Con la gráfica 3.13, es caso de $S_{\text{máx}} = 10$ y $(\alpha_p)_0 = 0^\circ$, el valor de K_r es:

$$K_r = 0.94.$$



Podemos pensar que no ocurre la difracción antes de la llegada del oleaje a la estructura. Así como, la altura de ola equivalente de la ola en aguas profundas (H_0) es:

$$H_0 = k_r H_0 = 0.94 * (10 \text{ m}) = 9.4 \text{ m}.$$

Los valores de la relación de esbeltez de la ola (H_0 / L_0) y la profundidad relativa a la altura equivalente de la ola en aguas profundas (h / H_0) son:

$$\frac{H_0}{L_0} = \frac{9.4 \text{ m}}{225 \text{ m}} = 0.042 \qquad \frac{h}{H_0} = \frac{12 \text{ m}}{9.4 \text{ m}} = 1.28$$

El valor $H_{1/3} / H_0$ se estiman con la gráfica 3.12.1 (e) como sigue:

$$\frac{H_{1/3}}{H_0} = 0.76$$
$$\frac{H_{1/3}}{9.4 \text{ m}} = 0.76$$

Por lo tanto, la ola significativa es el lugar de diseño será:

$$H_{1/3} = 0.76 * 9.4 \text{ m} = 7.14 \text{ m} .$$

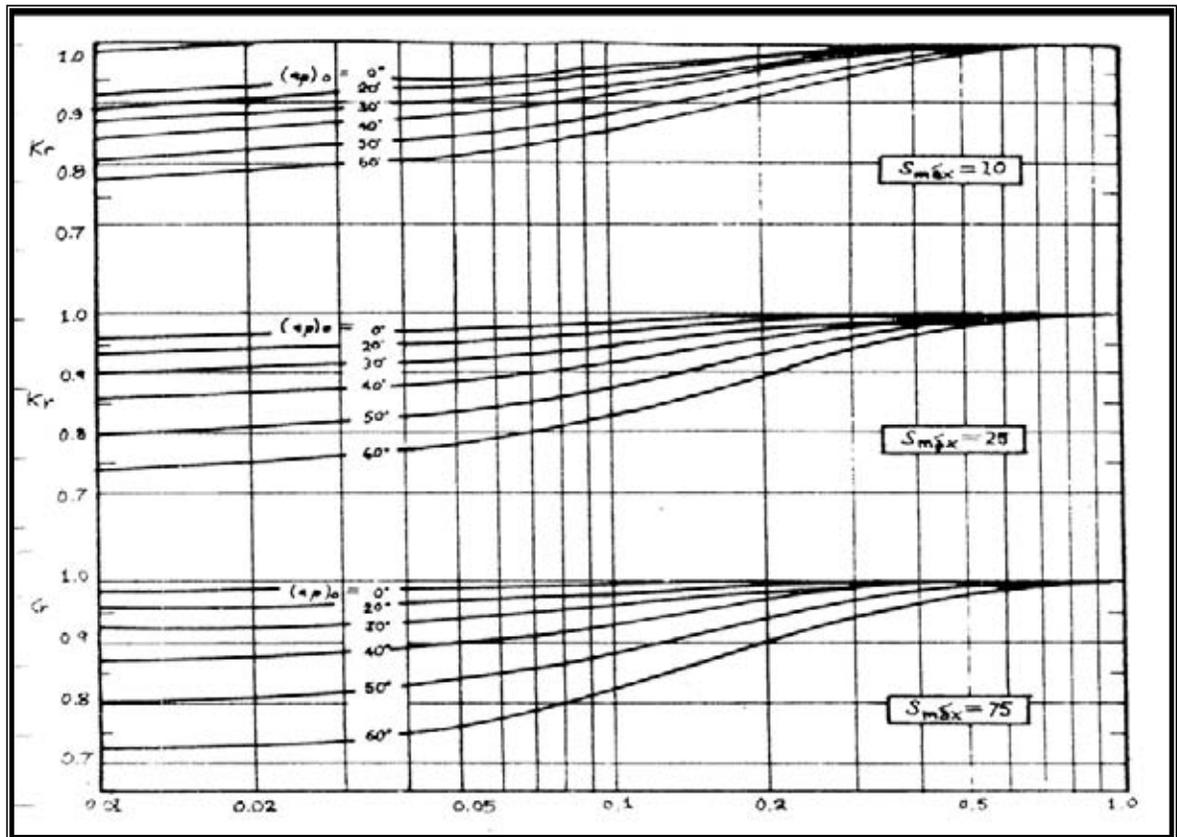
El valor de $H_{\text{máx}}$ se estima con la gráfica 3.12.2 (e) como sigue:

$$\frac{H_{\text{máx}}}{H_0} = 0.98$$

Por lo tanto, la ola máxima es el lugar de diseño será:

$$\frac{H_{\text{máx}}}{9.4 \text{ m}} = 0.98$$

$$H_{\text{máx}} = 0.98 * 9.4 \text{ m} = 9.21 \text{ m} .$$



Gráfica 3.13

Coefficiente de refracción del oleaje irregular en caso de que las líneas batimétricas sean rectas y paralelas a la costa.

3.13.1 EJERCICIO DE CÁLCULO.

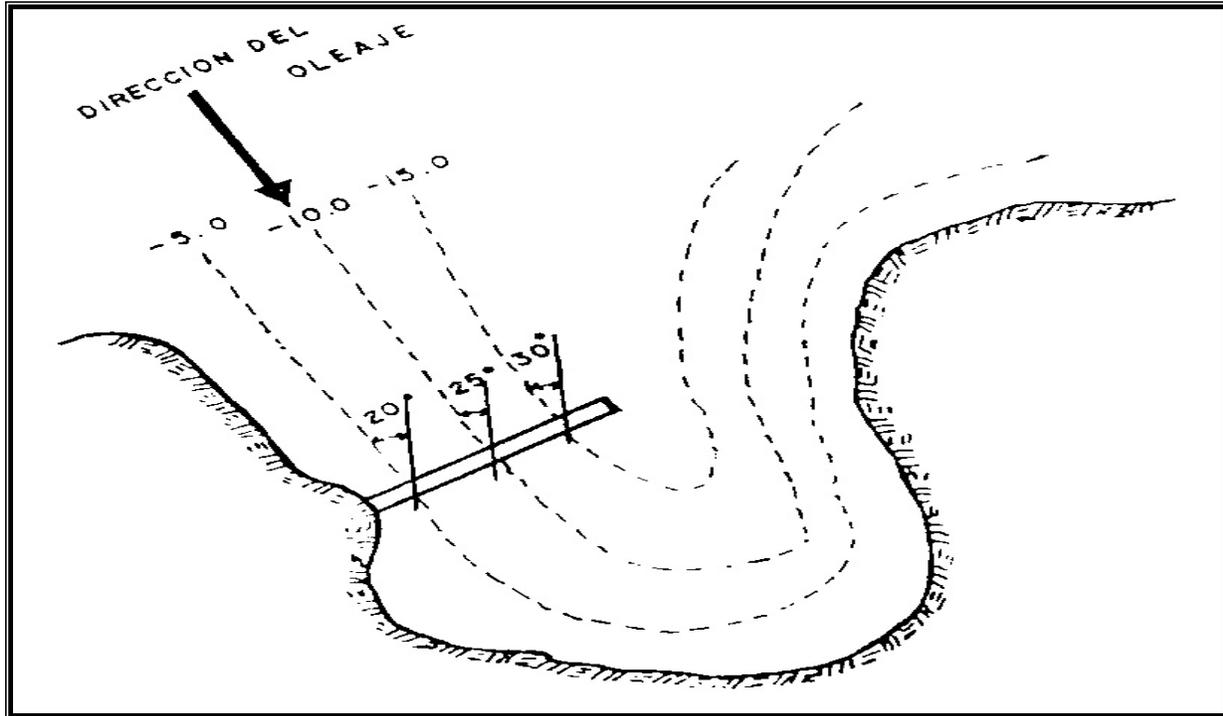


Figura 3.13.1
Grafico del ejercicio de cálculo.

Supóngase que se tiene el rompeolas de la figura 3.13.1.

Se desea calcular la altura de ola para las profundidades de -5 m, -10 m y -15 m, en las condiciones indicadas:

Datos:

Dirección del oleaje = 40° .

$H_0 = 8$ m.

$i = 1/50$.

$S_{\text{máx}} = 25$

$T_{1/3} = 10$ seg.

$h = -5, -10, -15$ m.



El valor de K_r se obtiene con la gráfica 3.13.

| H(m) | K_r | Hó | Hó= $k_r \cdot H_0$. |
|------|-------|----|-----------------------|
| 15 | 0.93 | 8 | 7.44 |
| 10 | 0.95 | 8 | 7.60 |
| 5 | 0.94 | 8 | 7.52 |

Considerando que el NPS = +1.0 m.

| H(m) | Ló | Hó/Lo | h/Hó |
|------|--------|--------|-------|
| 16 | 263.64 | 0.0282 | 0.151 |
| 11 | 263.64 | 0.0288 | 1.44 |
| 6 | 263.64 | 0.0285 | 0.798 |

Cálculo de $H_{1/3}$ Y $H_{m\acute{a}x}$.

| h(m) | $H_{1/3}/Hó$ | $H_{1/3}$ | $H_{m\acute{a}x}/Hó$ | $H_{m\acute{a}x}$ |
|------|--------------|-----------|----------------------|-------------------|
| 16 | 1.02 | 7.59 | 1.52 | 11.31 |
| 11 | 0.84 | 6.38 | 1.10 | 8.36 |
| 6 | 0.48 | 0.48 | 3.61 | 4.88 |

$H_{1/3}/Hó$ se estimaron con la gráfica 3.12.1 (e).

$H_{m\acute{a}x}/Hó$ se estimaron con la gráfica 3.12.2 (e).



CAPÍTULO IV

DISEÑO DE ROMPEOLAS DE TIPO COMPUESTO Y DE TIPO ENROCAMIENTO

OBJETIVO ESPECÍFICO:

CÁLCULAR LOS FACTORES QUE INFLUYEN EN EL DISEÑO DE UN ROMPEOLAS DE TIPO COMPUESTO Y TIPO ENROCAMIENTO.

4.1 EJEMPLO DE DISEÑO PARA UN ROMPEOLAS DE TIPO COMPUESTO.

El objetivo es diseñar un rompeolas de tipo compuesto, basado en las teorías expuestas en los capítulos anteriores.

Pensemos en un rompeolas de tipo compuesto como se presenta en la figura 4.1.

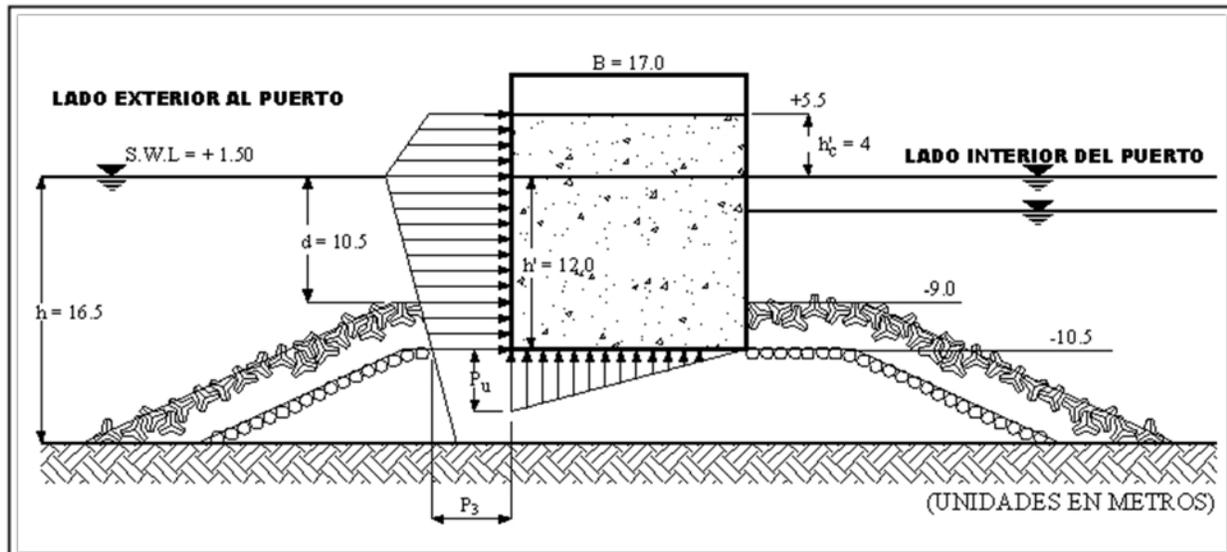


Figura 4.1.
Ejemplo de rompeolas de tipo compuesto.

El objetivo es calcular la fuerza horizontal y ascensional de sustentación y el momento de rotación alrededor del punto detrás del cuerpo con las condiciones siguientes:



4.1.1 DATOS.

(1) Nivel del mar de diseño:

+1.5 del nivel del mar de referencia.

(2) Pendiente del fondo (i):

$$i = 1/50$$

(3) B = 30

(4) Altura de ola significativa:

$$Hó = 7.0 \text{ m.}$$

(5) Periodo de ola significativa (T1/3):

$$T_{1/3} = 12.0 \text{ seg.}$$

El cálculo de diseño será como sigue:

4.1.2 CÁLCULO DE LA PROFUNDIDAD Y LONGITUD DE LA OLA.

$$h = 15.0 + 1.5 = 16.5 \text{ m.}$$

$$h' = 10.5 + 1.5 = 12.0 \text{ m}$$

$$d = 9.0 + 1.5 = 10.5 \text{ m}$$

$$h'c = 5.5 - 1.5 = 4.0 \text{ m}$$

$$Lo = 1.56 * 12' = 224.6 \text{ m}$$

$$H/Lo = 16.5 / 224.6 = 0.0735 \text{ m}$$

$$Hó/Lo = 7.0 / 224.6 = 0.0312 \text{ m}$$



4.1.3 ALTURA DE LA OLA.

Se puede calcular la altura de ola con las fórmulas siguientes:

$$B_0 = 0.028(0.0312)^{-0.038} e^{\left[20*\left(\frac{1}{50}\right)^{1.5}\right]}$$

$$B_0 = 0.111$$

$$B_1 = 0.52 e^{\left[4.2\left(\frac{1}{50}\right)\right]}$$

$$B_1 = 0.566$$

$$B_{\text{máx}} = \text{máx}\left\{0.92, 0.32 * 0.312^{-0.29} e^{\left[2.4\left(\frac{1}{50}\right)\right]}\right\}$$

$$B_{\text{máx}} = \text{máx}\{0.92, 0.918\} = 0.92$$

$$K_s = 0.98 \text{ (de la gráfica 3.12.3)}$$

Por lo tanto

$$H_{1/3} = \text{mín}\{(0.111 * 7.0 + 0.566 * 16.5), 0.92 * 7.0, 0.98 * 7.0\}$$

$$H_{1/3} = \text{mín}\{10.11, 6.44, 6.86\} = 6.44m$$

La profundidad (hb) que está a $5 H_{1/3}$ hacia el mar es:

$$hb = 16.5 + 5 * 6.44 * \frac{1}{50} = 17.1m$$



Se puede calcular la altura de la ola de diseño (A_d) con las fórmulas:

$$B_0 = 0.052 * 0.0312^{-0.38} e \left[20 \left(\frac{1}{50} \right)^{1.5} \right] = 0.206$$

$$B_1^* = 0.63 e \left[3.8 \left(\frac{1}{50} \right) \right] = 0.680$$

$$B_{\max}^* = \max \left\{ 1.65, 0.53 * 0.0312^{0.29} * e \left[2.4 \left(\frac{1}{50} \right) \right] \right\} = 1.65$$

$$B_{\max}^* = \max \{ 1.65, 0.00 \}$$

$$B_{\max}^* = 1.65$$

$$K_s = 0.98$$

Por lo que:

$$H_d = H_{\max} = \min \{ (0.206 * 7.0 + 0.680 * 17.1); 1.65 * 7.0; 1.8 * 0.98 * 7.0 \}$$

$$H_d = \min \{ 13.1; 11.6; 12.6 \} = 11.6m$$

NOTA: Las fórmulas que a continuación se indican corresponden al Capítulo III.

OLEAJE.

Con la fórmula 3.5.6.1.

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta) H_D$$

$$\eta^* = 0.75 * (1 + 0.866) * 11.6 = 16.2m$$



4.1.4 CÁLCULO DEL COEFICIENTE DEL EMPUJE DE LA OLA.

Con la gráfica 3.5.3 a.

$$\alpha_1 = 0.853$$

Con la gráfica 3.5.3 b.

$$\frac{1}{\cosh\left(\frac{2 * \pi * h}{L}\right)} = 0.777$$

Con la fórmula 3.5.1.6.

$$\alpha_2 = \min\left[\frac{hb - d}{3hb} \left(\frac{H}{d}\right)^2; \frac{2d}{H_D}\right]$$

$$\alpha_2 = \min\left\{\frac{17.1 - 10.5}{3 * 17.1} * \left[\frac{11.6}{10.5}\right]^2; \frac{2 * 10.5}{11.6}\right\}$$

$$\alpha_2 = \min\{0.157; 1.81\} = 0.157$$

Con la fórmula 3.5.1.7.

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

$$\alpha_3 = \left\{1 - \frac{12.0}{16.5} * (1 - 0.777)\right\} = 0.838$$

Con la fórmula 3.5.7.3.

$$\alpha_4 = \max\left\{\left(1 - \frac{hc}{\eta^*}\right); 0\right\}$$

$$\alpha_4 = \max\left\{\frac{(1 - 4.0)}{16.2}; 0\right\} = 0.753$$



4.1.5 CÁLCULO DE LA INTENSIDAD DEL EMPUJE.

Con la fórmula 3.5.6.2.

$$\rho_1 = \frac{1}{2} (1 + \cos \beta) (\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta) \varpi_0 H_D$$

$$\rho_1 = \frac{1}{2} * \left(1 + \frac{0}{0.866}\right) * (0.853 + 0.157 * 0.866^2) * 1.03 * 11.6 = 10.82 \frac{ton}{m^2}$$

Con la fórmula 3.5.1.4.

$$\rho_3 = \alpha_3 \rho_1$$

$$\rho_3 = 0.838 * 10.82 = 9.07 \frac{ton}{m^2}$$

La intensidad del empuje en la altura h'c:

$$P_4 = \alpha_4 P_1 = 0.753 * 10.82 = 8.15 \frac{ton}{m^2}$$

Intensidad del empuje ascensional de sustentación enfrente del cuerpo

Con la fórmula 3.5.6.3.

$$\rho_u = \frac{1}{2} (1 + \cos \beta) \alpha_1 \alpha_3 \varpi_0 H_D$$

$$P_u = \frac{1}{2} * (1 + 0.866) * 0.853 * 0.838 * 1.03 * 11.6 = 7.97 \frac{ton}{m^2}$$



4.1.6 CÁLCULO DE LA RESULTANTE DE LA FUERZA Y MOMENTO DE LA FUERZA.

Con la fórmula 3.5.7.4.

$$h'c = \min\{\eta^*, hc\}$$

$$h'c = \min\{16.2; 4.0\} = 4.0m$$

Con la fórmula 3.5.7.1.

$$P = \frac{1}{2} \left\{ 1 + \alpha_3 (1 + \alpha_4) \frac{h'c}{h'} \right\} \rho_1 h'$$

$$P = \frac{1}{2} \{ 1 + 0.838 + (1 + 0.753) \} * \frac{4.0}{12.0} * 10.82 * 12.0 = 157.3 \frac{ton}{m^2}$$

Es el total de la fuerza ascensional de sustentación:

$$U = \frac{1}{2} P_u B = \frac{1}{2} * 7.97 * 17 = 67.7 \frac{ton}{m^2}$$

Con la fórmula 3.5.7.2, es el momento por la fuerza ascensional de sustentación en el punto detrás del cuerpo).

$$M_\rho = \frac{1}{6} \left\{ 2 + \alpha_3 + 3(1 + \alpha_4) \frac{h'c}{h'} + (1 + 2\alpha_4) \left(\frac{h'c}{h'} \right)^2 \right\} \rho_1 h'^2$$

$$M_\rho = \frac{1}{6} \left\{ 2 + 0.833 + 3 * (1 + 0.753) * \frac{4.0}{12.0} + (1 + 2 * 0.753) * \frac{4.0^2}{12.0} \right\} * 10.82 * 12.0^2$$

$$M_\rho = 1264 \frac{t * m}{m}$$



Es el momento por la fuerza ascensional de sustentación en el punto detrás del cuerpo:

$$Mu = \frac{2}{3}UB$$

$$Mu = \frac{2}{3}(67.7)(17.0)$$

$$Mu = 767 \frac{t * m}{m}$$



4.2. FACTORES PARA EL DISEÑO DE UN ROMPEOLAS DE TIPO ENROCAMIENTO.

El objetivo es diseñar la sección transversal para un rompeolas de enrocamiento, aplicando el criterio del CERC (Coastal Engineering Research Center), Mediante la aplicación de la fórmula de Hudson.

4.2.1. SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA ESTRUCTURA.

Dos aspectos deben considerarse en el diseño de un rompeolas: geometría y estabilidad de la sección transversal del rompeolas. Esto nos conduce a considerar lo siguiente:

- a) Características del oleaje.
- b) Disponibilidad y características de los materiales de construcción.
- c) Utilización de modelos reducidos.
- d) Procedimientos de construcción y equipo disponible.

Desde luego que geometría y estabilidad están íntimamente ligadas. La geometría también depende de la finalidad de la obra.

Lo principal en el diseño de la sección de un rompeolas de talud, es el cálculo de los pesos de los elementos naturales o artificiales que forman la coraza. Una vez determinado el peso de los elementos de la coraza, se obtiene fácilmente el espesor de esta, así como el espesor de la capa secundaria y los pesos límite de los materiales que forman estas capas.

A la fecha se conocen 18 fórmulas para la determinación de los pesos de los elementos que componen la coraza. En todas ellas intervienen la altura de la ola significativa, el ángulo que el talud forma con la horizontal y el peso específico del material; en algunas fórmulas también intervienen el periodo de la ola.



4.2.2 ALTURA Y ANCHO DE LA CORONA.

La estructura de elementos sueltos, normalmente se compone de una base, núcleo, capa secundaria y coraza de piedras granel o elementos artificiales de concreto prefabricado.

Una sección típica transversal de la estructura, se presente en las figuras 4.2.2 y 4.2.2.1. La figura 4.2.2 es la sección del rompeolas que permite poco overtopping. La altura de la corona de esta sección normalmente se diseña para permitir poco overtopping por tormenta o temporal de largo periodo de retorno, la figura 4.2.2.1 es la sección del rompeolas que se expone a la acción constante del oleaje en ambos lados. En este caso permitirá el overtopping más frecuente.

El overtopping es el movimiento de los elementos sueltos en una estructura como el rompeolas, normalmente se tolera si el oleaje no causa efectos perjudiciales al lado interior de la estructura.

El overtopping ocurre por el alcance del oleaje. El alcance depende de las características del oleaje, la pendiente de la estructura, porosidad y aspereza de la coraza como se ha dicho anteriormente. La altura de la corona que se elija debe ser la mínima que trabaje con eficiencia.

El overtopping excesivo en el rompeolas, causa agitación detrás del rompeolas y será perjudicial a operaciones del puerto como atraque del barco, carga y descarga.



El ancho mínimo de la corona en el caso que se tolere poco overtopping, se da con la fórmula 4.2.2:

$$B = \eta_{\beta} K_{\Delta} \left[\frac{W}{W_r} \right]^{1/3} \quad (4.2.2)$$

Donde:

B = Ancho de la corona (m).

η_{β} = Número de elementos.

(Se recomienda que el mínimo valor de η_{β} sea 3).

K_{Δ} = Coeficiente de capa (se obtiene en la tabla 4.1).

W = Peso de los elementos en la coraza.

W_r = Peso específico de los elementos de la coraza. (ton/m²).

Hay que tener en cuenta que el ancho de la coraza deber ser suficiente para la operación de los equipos de construcción y mantenimiento. Por lo tanto para el cálculo de sobrancho de la corona, se deberá considerar que el ancho mínimo permitido para el núcleo deberá de ser 4.0 m.

El cálculo del sobre ancho de corona para la capa secundaria y coraza deberá de afectarse por un factor que depende del talud de la estructura y cuyos valores se presenta en la tabla 4.2.2.

El sobrancho de corona para la capa secundaria se calcula con la siguiente fórmula 4.2.2.1.

$$S_{CS} = e_{CS} * F_T * 2 + A_n \quad (4.2.2.1)$$



Donde:

e_{CS} =Espesor de la capa secundaria.

F_T = Factor, que depende del talud de la estructura.

A_n =Ancho de la corona del núcleo.

El sobreebancho de corona para la coraza se calcula por medio de la fórmula 4.2.2.2.

$$S_C = e_r * F_T * 2 + S_{CS} \quad (4.2.2.2)$$

Donde:

e_{CS} =Espesor de la coraza.

F_T = Factor, que depende del talud de la estructura.

S_{CS} = Sobreebancho de corona de la capa secundaria.

En las fórmulas 4.2.2.1 y 4.2.2.2 el primer término del segundo miembro se multiplica por 2, en virtud de que son dos lados de sobreebancho. Esta expresión será válida siempre que el talud de la estructura sea el mismo en ambos lados si no se cumple lo anterior se deberá calcular el sobreebancho con el factor correspondiente.

El ancho de la corona se compara con el resultado de la fórmula 4.2.2, si el valor de esta resulta mayor, se deberá rediseñar la geometría de la estructura para el ancho de la corona establecido por la fórmula 4.2.2.



4.2.3 ESPESOR DE LA CORAZA Y NÚMERO DE ELEMENTOS.

Se puede determinar el espesor de la coraza y el número de elementos con la siguiente fórmula:

$$e_r = \eta_r K_{\Delta} \left[\frac{W}{W_r} \right]^{1/3} \quad (4.2.3)$$

Donde:

e_r = espesor promedio de la coraza.

η_r = número de capas de los elementos de la coraza.

W = peso de los elementos (ton).

W_r = peso específico del material (ton/m²).

La densidad de colocación se da con la siguiente fórmula:

$$\frac{N_r}{A} = \eta_r K_{\Delta} \left[1 - \frac{P}{100} \right] * \left[\frac{W}{W_r} \right]^{2/3}$$

Donde:

N_r = Número de elementos necesarios en un área dada.

A = Área de la superficie de la estructura (m).

k_{Δ} = Coeficiente de capa.

P = Porosidad promedio de la coraza (en porcentaje %).

η_r = Número de capas de los elementos de la coraza.

W = Peso de los elementos (ton).

W_r = Peso específico del material (ton/m²).

En la tabla 4.2.3 se presentan los valores del número de capas de los elementos de la coraza N_r , coeficiente de capa k_{Δ} y porosidad promedio de la coraza P , obtenidos en ensayos en modelos hidráulicos.



| ELEMENTO DE LA CORAZA | Nr | COLOCACION | COEFICIENTE DE CAPA (k Δ) | POROSIDAD EN PORCENTAJE (P) |
|--------------------------|----|------------|---------------------------|-----------------------------|
| ROCA DE CANTERA (LISA) | 2 | VOLTEO | 1.02 | 38 |
| ROCA DE CANTERA (RUGOSA) | 2 | VOLTEO | 1.15 | 37 |
| ROCA DE CANTERA(RUGOSA) | 3 | VOLTEO | 1.10 | 48 |
| CUBO MODIFICADO | 2 | VOLTEO | 1.10 | 47 |
| TETRAPODO | 2 | VOLTEO | 1.10 | 50 |
| CUADRIPODO | 2 | VOLTEO | 8.95 | 49 |
| HEXAPODO | 2 | VOLTEO | 1.15 | 47 |
| TRIBAR | 2 | VOLTEO | 1.02 | 54 |
| DOLOS | 2 | VOLTEO | 1.00 | 63 |
| TRIBAR | 1 | UNIFORME | 1.13 | 47 |

Nr = Número de capas.

Tabla 4.2.3
Coeficiente de capa y porosidad promedio de la coraza.

4.2.4 PROFUNDIDAD DE LA CORAZA.

Se deben colocar los elementos de la coraza hasta una profundidad de $-1.5 H$ abajo del nivel de diseño del mar, en el caso de que la profundidad de desplante sea mayor de $1.5 H$ como se presenta en la figura 4.2.4. Cuando la estructura esta a una profundidad menor que $1.5 H$, se deben colocar los elementos hasta el fondo como se presenta en la figura 4.2.4.1. H es la altura de la ola de diseño.

CAPÍTULO IV
DISEÑO DE ROMPEOLAS DE TIPO COMPUESTO Y DE TIPO ENROCAMIENTO

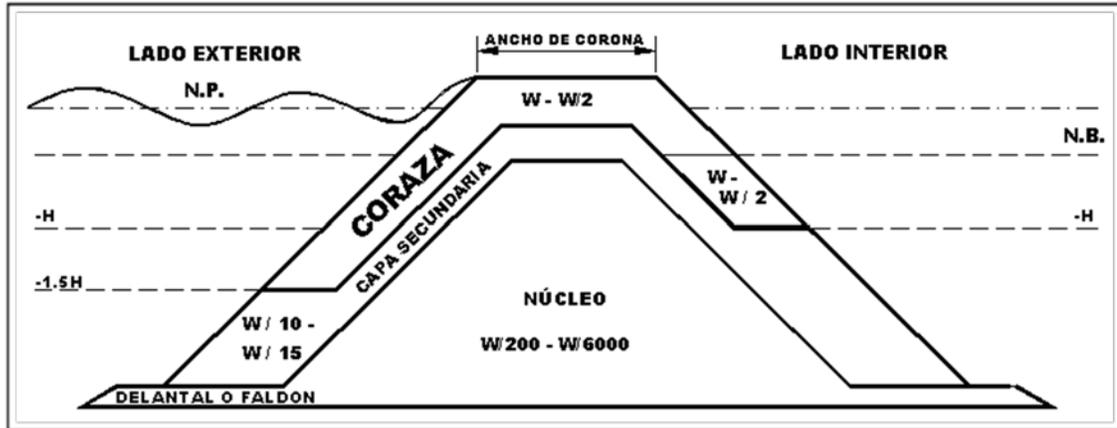


Figura 4.2.4
Sección típica transversal en la que actúa el oleaje del lado exterior

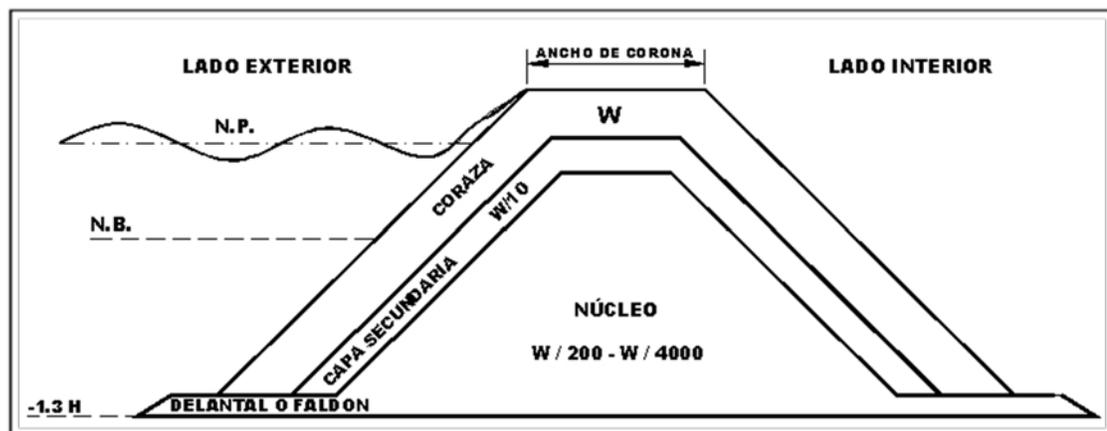


Figura 4.2.4.1.
Sección típica transversal en la que actúa el oleaje en ambos lados.



4.2.5. PESO DE LOS ELEMENTOS DE LA CORAZA EN EL MORRO.

En la naturaleza el oleaje actúa en el morro procedente de varias direcciones requiriéndose de mayor estabilidad de los elementos que lo constituyen. Es recomendable que la coraza donde actúa el oleaje de rompiente se apoye en una cuña de piedra como se presenta en la figura 4.2.4 el peso de la piedra de la cuña será $W/10$, donde W , es el peso de la piedra de la coraza. Se coloca la cuña de piedra antes de la colocación de la coraza.

Cuando las estructuras se forman con elementos sueltos que se cubren con piedra o elementos artificiales de concreto, el peso necesario de la coraza se calcula con la siguiente fórmula de Hudson:

$$W = \frac{\gamma H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot \alpha} \quad (4.2.5)$$

Donde:

W = Peso mínimo necesario de las piedras o de los elementos artificiales de concreto para coraza (ton).

γ = Peso específico de los elementos en coraza (ton/m^3).

S_r = Densidad de sólidos de los elementos sumergidos en el mar, es decir

$$\frac{\gamma}{\gamma_s}.$$

γ = Densidad del agua de mar ($1.025 \text{ ton}/\text{m}^3$).

$\cot \alpha$ = Talud de la coraza.

H = Altura de la ola de diseño.

K_D = Coeficiente de estabilidad (adimensional).

En esta fórmula, la altura de la ola (H) será la significativa ($H/3$) en el lugar donde la estructura se construye. Podemos usar la piedra o el elemento artificial más pequeño cuando la profundidad del lugar donde se le coloca sea mayor que $1.5 H$.



La fórmula es la más usada para calcular el peso de los elementos es la propuesta por Hudson en 1959 y está basada en la fórmula de Ibarren. La fórmula 4.2.5, está basada en muchos ensayos de modelos y fue calibrado con datos de campo.

El oleaje actúa en el morro procedente de varias direcciones y por eso requiere más estabilidad de los elementos. Es recomendable que el peso de los elementos en el morro sea de 1.5 veces el peso de los elementos en el fondo.

| Tamaño de piedra | Capa | Graduación de tamaños (%) |
|------------------|-----------------|---------------------------|
| W | Coraza | 125 a 75 |
| W/10 W/15 | Capa secundaria | 125 a 75 |
| W/200 W/600 | Núcleo | 170 a 30 |

H = altura de ola de diseño.

W = Peso de los elementos de la coraza

| Tamaño de piedra | Capa | Graduación de tamaños (%) |
|------------------|-----------------|---------------------------|
| W | Coraza | 125 a 75 |
| W/10 | Capa secundaria | 125 a 75 |
| W/200 W/4000 | Núcleo | 170 a 30 |

H = altura de ola de diseño.

W = Peso de los elementos de la coraza.

**Tabla 4.2.5
Peso de los elementos en el morro.**



4.2.6 VALOR DE K_D Y COEFICIENTE DE DAÑO.

El valor de K_D en la fórmula 4.2.6, está afectado por los siguientes factores:

- Tipo de piedra y de elementos artificiales de concreto.
- Forma de colocación de los elementos.
- Características de la ola.
- Espesor de la coraza.

Además, este valor cambia de acuerdo al coeficiente de daño que se considere. Por esto, se debe decidir el valor de K_D basándose en los resultados de ensayos de modelos. Además, en el caso de ensayo en modelo con oleaje regular, se debe considerar la relación entre el oleaje de ensayo (oleaje regular) y el oleaje de campo (oleaje irregular).

El CERC Propone que el coeficiente de daño de 0 a 1% en el ensayo de modelo con oleaje regular es equivalente a un daño menor de 5%, en el caso de oleaje irregular, donde, el coeficiente de daño significa el porcentaje del número de los elementos que se mueven con respecto al número total de los elementos.

En la tabla 4.2.6 se muestra una parte de los resultados del ensayo de modelo según Hudson.

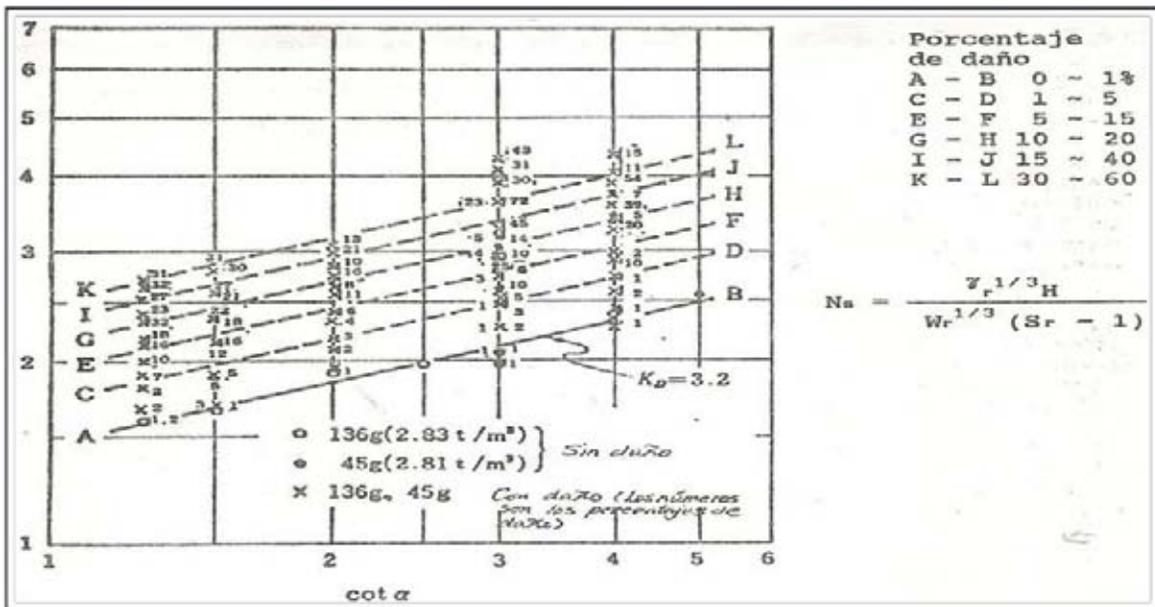
Los números en la gráfica son el porcentaje de daño. El número de estabilidad (N_s) de la gráfica se define con la fórmula 4.2.6:

$$N_s = \frac{\gamma r^{1/3} H}{Wr^{1/3} (Sr - 1)} \quad (\text{Fórmula 4.2.6})$$

CAPÍTULO IV
DISEÑO DE ROMPEOLAS DE TIPO COMPUESTO Y DE TIPO ENROCAMIENTO

En esta fórmula los valores de γ_r , S_r y H son iguales a la fórmula 4.2.5, W_r es igual a W . La relación entre N_s y K_D es:

$$N_s = \frac{N_s^3 * H}{\cot \alpha} \quad \text{(Fórmula 4.2.6.1)}$$



Grafica 4.2.6
Relación entre el número de estabilidad y el coeficiente de daño según Hudson.

Con la gráfica 4.2.6 podemos obtener la relación entre $H/H_0=0$ y el valor de K_D . $H_D = 0$, significa la altura de ola cuando el porcentaje de daño es cero. Cuando el porcentaje de daño es cero a uno en el caso de la línea A-B, el valor de K_D será:

$$K_D = \frac{N_s^3}{\cot \alpha} = \frac{2^3}{2.5} = 3.2 \quad \text{(Fórmula 4.2.6.2)}$$

Ver en caso de $\cot \alpha = 2.5$.



La tabla 4.2.6 es la relación entre el porcentaje de daño y el valor de K_D y se calcula basándose en la tabla 4.2.6.

| PORCENTAJE DE DAÑO | $H/H_0 = 0$ | K_D |
|--------------------|-------------|-------|
| 0 – 1 | 1.00 | 3.2 |
| 1 – 0 | 1.18 | 5.1 |
| 5 – 15 | 1.33 | 7.2 |
| 10 – 20 | 1.45 | 9.5 |
| 15 – 40 | 1.60 | 12.8 |
| 30 – 60 | 1.73 | 15.9 |

Tabla 4.2.6
Relación entre el valor de K_D y el porcentaje de daño.

Los resultados del ensayo de modelo que se presentan en la tabla 4.2.6. Son obtenidos usando piedra poco redondeada y oleaje regular.

Como se menciono anteriormente, la altura de ola de diseño, el porcentaje de daño y el valor de K_D están relacionados respectivamente. Por lo que es recomendable determinar el valor de K_D con ensayos de modelos. Por lo tanto, se usara el valor de K_D con ensayos usando el oleaje irregular, sin embargo, faltan muchos datos de oleaje irregular.

Por otra parte, los datos de oleaje irregular sobre la estabilidad de la coraza de elementos sueltos, se han obtenido con muchos ensayos de modelos. Por lo tanto, se usara el valor de K_D obtenido con los ensayos de oleaje regular, modificando su valor consultando los datos de oleaje irregular.

El CERC ha calculado el valor de K_D basándose en el concepto que el porcentaje de daño menor de 5%, en el caso de oleaje regular es admisible como se presenta en



la tabla 4.2.6.1. Estos datos se obtuvieron según Hudson y Jackson con la condición de no overtopping.

Se debe considerar en esta tabla que, si el elemento artificial tiene un valor alto de K_D , los esfuerzos de tensión también serán más grandes y por lo tanto, será necesario algunas veces utilizar refuerzo en el concreto de los elementos artificiales.

La tabla 4.2.6.2, presenta los valores de K_D en función del daño, sobre la coraza y el tipo de elemento utilizado. En esta tabla, H es la altura de ola significativa que corresponda al porcentaje de daño (D) y $H_0 = 0$ la altura de la ola significativa corresponde al porcentaje de daño de 0% hasta 5 % (es la condición de no daño).

El porcentaje de daño se define como la proporción del volumen desplazado de elementos de coraza al volumen de la misma a partir de la mitad de la sección hasta $A_d = 0$ abajo del nivel del mar en la parte frente a la estructura.



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN**



**CAPÍTULO IV
DISEÑO DE ROMPEOLAS DE TIPO COMPUESTO Y DE TIPO ENROCAMIENTO**

| NOMBRE DE LOS ELEMENTOS ARTIFICIALES DE CONCRETO | NUMERO DE CAPAS DE LA CORAZA | COLOCACION | VALOR DE K_D (CUERPO) | | | VALOR DE K_D (MORRO) | | |
|--|------------------------------|---------------|-------------------------|------------------|-------------|------------------------|------------------|-------------|
| | | | OLA ROMPIENTE | OLA NO ROMPIENTE | $COT\alpha$ | OLA ROMPIENTE | OLA NO ROMPIENTE | $COT\alpha$ |
| Roca de cantera | | | | | 1.5 a 5.0 | | | |
| Lisa y redonda | 2 | Azar | 2.1 | 2.4 | | 1.7 | 1.9 | 15-38 |
| Lisa y redonda | >3 | Azar | 2.8 | 3.2 | | 2.1 | 2.3 | |
| Rugosa y angular | 1 | Azar | (*1) | 2.9 | | (*1) | 2.3 | |
| Rugosa y angular | 2 | Azar | 3.5 | 4.8 | | 2.9 | 3.2 | 1.5 |
| | | | | | | 2.5 | 2.8 | 2.0 |
| | | | | | | 2.0 | 2.3 | 3.0 |
| Rugosa y angular | >3 | Azar especial | 3.9 | 4.5 | | 3.7 | 4.2 | 1.5 a |
| | | | | | | 4.8 | 5.5 | 3.0 |
| Tetrápodo y cuadrípodo | 2 | Azar | 7.2 | 8.3 | | 5.9 | 6.6 | 1.5 |
| | | | | | 5.5 | 6.1 | 2.0 | |
| | | | | | 3.7 | 4.1 | 3.0 | |
| Tribar | 2 | Azar | 9.0 | 10.4 | 8.3 | 9.0 | 1.5 | |
| | | | | | 7.8 | 8.5 | 2.0 | |
| | | | | | 7.0 | 7.7 | 3.0 | |
| | 1 | Uniforme | 12.8 | 15.0 | 7.5 | 9.5 | 1.5 a | |
| | | | | | 3.0 | | | |
| Dolos | 2 | Azar | 22.0 | 25.0 | 2.0 | 15.0 | 16.5 | 2.0 |
| Cubo modificado | 2 | Azar | 6.8 | 7.8 | 1.5 a | - | 5.0 | 1.5 a 3.0 |
| Hexápodo. | 2 | Azar | 8.2 | 9.5 | 5.0 | 5.0 | 7.0 | 1.5 a 3.0 |

Nota: el uso de una capa para la coraza formada con un solo elemento de roca sujeto a olas rompientes no es recomendable.

**Tabla 4.2.6.1
Valor de K_D para piedra y elementos artificiales de concreto.**



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN



CAPÍTULO IV
DISEÑO DE ROMPEOLAS DE TIPO COMPUESTO Y DE TIPO ENROCAMIENTO

| ELEMENTO | RELACION | PORCENTAJE DEL DAÑO D (%) | | | | | | |
|---------------------------|----------|---------------------------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | | 0 a 5 | 5 a 10 | 10 a 15 | 15 a 20 | 20 a 30 | 30 a 40 | 40 a 50 |
| ROCA (LISA) | H/HD = 0 | 1.00 | 1.08 | 1.14 | 1.20 | 1.29 | 1.41 | 1.54 |
| | K_D | 2.40 | 3.00 | 3.60 | 4.10 | 5.10 | 6.70 | 8.70 |
| ROCA (RUGOSA) | H/HD = 0 | 1.00 | 1.08 | 1.19 | 1.27 | 1.37 | 1.47 | 1.56 |
| | K_D | 4.00 | 4.90 | 6.60 | 8.0 | 10.0 | 12.4 | 15.0 |
| TETRÁPODO Y CUADRIPODO | H/HD = 0 | 1.00 | 1.09 | 1.17 | 1.24 | 1.32 | 1.41 | 1.50 |
| | K_D | 8.30 | 10.8 | 13.40 | 15.90 | 19.20 | 23.4 | 27.8 |
| TRIBAR | H/HD = 0 | 1.11 | 1.11 | 1.25 | 1.36 | 1.50 | 1.59 | 1.64 |
| | K_D | 10.4 | 14.20 | 19.40 | 26.20 | 35.20 | 41.8 | 45.9 |

*.- Las condiciones de ensayo son: Tronco, 2 capas, azar, ola no rompiente y no overtopping.

Tabla 4.2.6.2
Relación entre el porcentaje de daño, la altura de ola y el valor de K_D .

4.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE UN ROMPEOLAS CON TETRÁPODOS.

El objetivo es realizar el diseño apropiado de un rompeolas de enrocamiento para las condiciones indicadas a continuación:

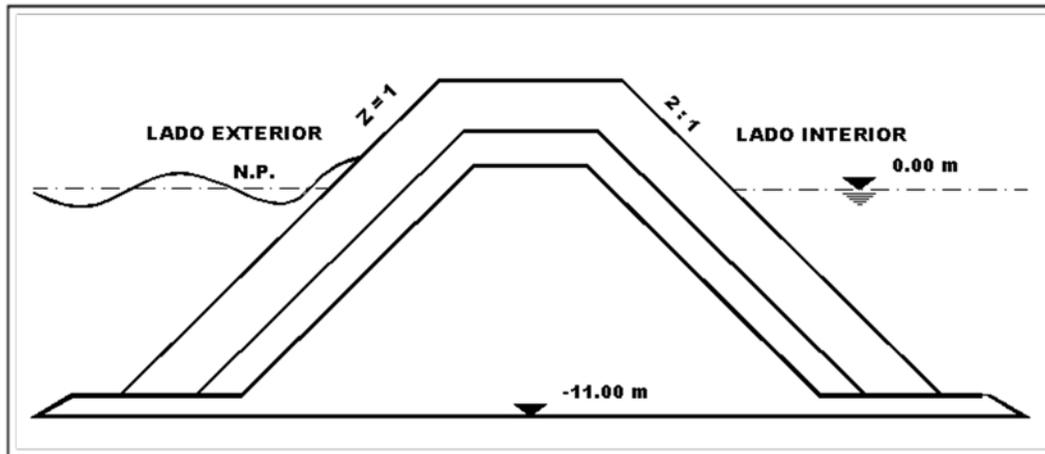


Figura 4.3.
Ejemplo de rompeolas de enrocamiento.

4.3.1 DATOS.

Profundidad de desplante: -11.00 m.

Altura de ola de diseño: $H_{1/3} = 3.80$ m;

$\cotg \alpha = 2$.

$$W_r = 2.6 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$$w_w = 1.03 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$K_d = 2.8$ Morro.

Ola no rompiente

$K_d = 4$ Cuerpo

Elementos de la coraza = **TETRÁPODOS.**



4.3.2 CÁLCULO DEL PESO DE LOS ELEMENTOS DE CORAZA (CUERPO).

Pesos de los elementos de coraza (cuerpo).

$$S_r = \frac{w_r}{w_w} = \frac{2.6}{1.03} = 2.52 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$$W = \frac{\gamma H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot \alpha} \quad (\text{Fórmula 4.2.5})$$

$$W = \frac{2.6 * (3.8)^3}{4 * (2.52 - 1)^3 * 2} = 5 \text{ ton.}$$

Por recomendación del Shore Protección Manual tenemos:

$$5 * 0.75 = 3.5 \text{ ton}$$

Elementos de coraza:

$$5 * 1.25 = 6.5 \text{ ton.}$$

b).- Peso de los elementos de la coraza (morro).

$$W = \frac{\gamma H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot \alpha} \quad (\text{Fórmula 4.2.5})$$

$$W = \frac{2.6 * (3.8)^3}{.28 * (2.52 - 1)^3 * 2} = 7.5 \text{ ton}$$

Por recomendación del Shore Protección Manual tenemos:

$$7.5 * 0.75 = 5.5 \text{ ton}$$

Elementos de coraza:

$$7.5 * 1.25 = 9.5 \text{ ton.}$$



4.3.3 CÁLCULO DEL PESO DE LOS ELEMENTOS DE LA CAPA SECUNDARIA (CUERPO).

$$W_{CS} = \frac{w}{10} a \frac{w}{15} = \frac{5}{10} a \frac{5}{15} = 0.5 \text{ a } 0.33 \text{ ton} \quad (\text{Tabla 4.2.5})$$

$$W_{CS} = 500 \text{ a } 330 \text{ kg.}$$

4.3.4 CÁLCULO DEL PESO DE LOS ELEMENTOS DE LA CAPA SECUNDARIA (MORRO).

$$W_M = \frac{w}{10} a \frac{w}{15} = \frac{7.5}{10} a \frac{7.5}{15} = 0.75 \text{ a } 0.5 \text{ ton.} \quad (\text{Tabla 4.2.5})$$

$$W_M = 750 \text{ a } 500 \text{ kg.}$$

4.3.5 CÁLCULO DEL PESO DE LOS ELEMENTOS DEL NÚCLEO (CUERPO).

$$W_{NC} = 300 \text{ kg a } 5 \text{ kg.}$$

4.3.6 CÁLCULO DEL PESO DE LOS ELEMENTOS DEL NÚCLEO (MORRO).

$$W_{NM} = 500 \text{ kg a } 5 \text{ kg.}$$

4.3.7 CÁLCULO DE LOS ESPESORES (CUERPO).

Espesor de la coraza:

$$e_r = \eta_r K_d \left[\frac{W}{W_r} \right]^{1/3} \quad (\text{Fórmula 4.2.3})$$

$$K_d = 1.15 \quad (\text{De la tabla 4.2.6.1}).$$

$$\eta_r = 2 \text{ (Número de capas).} \quad (\text{De la tabla 4.2.6.1}).$$

$$e = (2)(1.15) \left\{ \frac{5}{2.6} \right\}^{1/3} = 2.86m$$

Espesor de la capa secundaria:

$$e_r = \eta_r K_d \left[\frac{W}{W_r} \right]^{1/3} \quad (\text{Fórmula 4.2.3})$$

$$e = (1.15)(2) \left\{ \frac{0.4}{2.6} \right\}^{1/3} = 1.23m$$

4.3.8 CÁLCULO DE LOS ESPESORES (MORRO).

Espesor de coraza:

$$e_r = \eta_r K_d \left[\frac{W}{W_r} \right]^{1/3} \quad (\text{Fórmula 4.2.3})$$

$$e = (1.15)(2) \left\{ \frac{7.5}{2.6} \right\}^{1/3} = 3.27m$$

Espesor de la capa secundaria:

$$e_r = \eta_r K_d \left[\frac{W}{W_r} \right]^{1/3} \quad (\text{Fórmula 4.2.3})$$

$$e = (1.15)(2) \left\{ \frac{0.625}{2.6} \right\}^{1/3} = 1.43m$$

4.3.9 SECCIÓN CALCULADA.

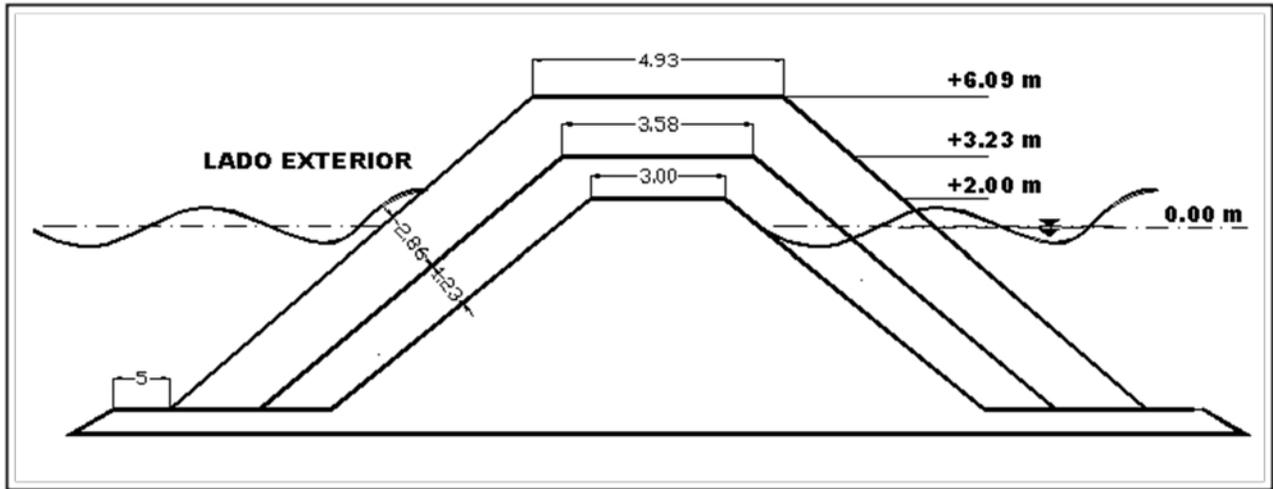


Figura 4.3.9
Sección de diseño de rompeolas de enrocamiento tipo cuerpo.

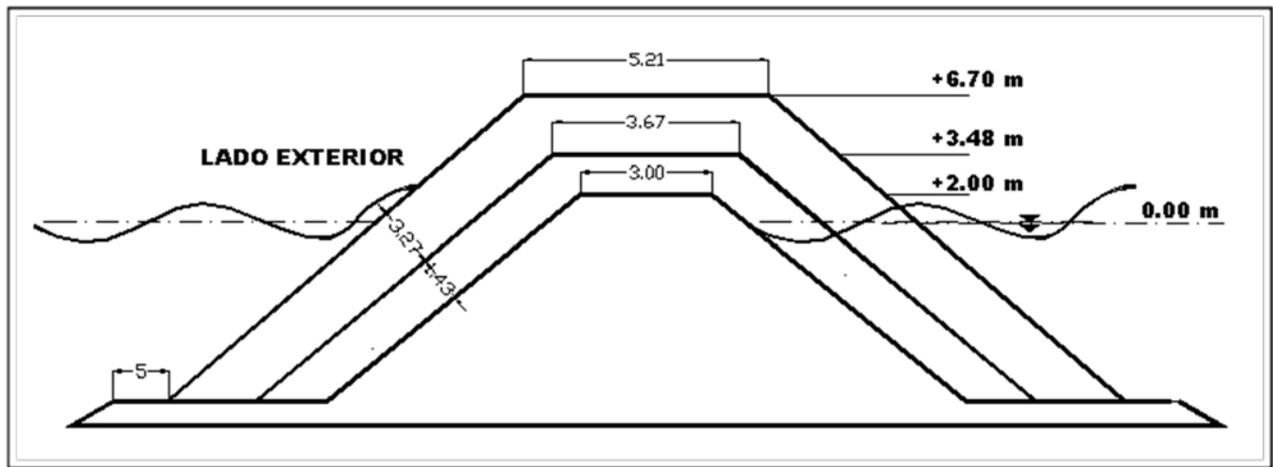


Figura 4.3.9.1
Sección de diseño de rompeolas de enrocamiento tipo morro.



CONCLUSIONES.

México es un país que ha hecho todo lo posible por establecer vías físicas de comunicación que sean efectivas y funcionales, con el resto del mundo.

Sabemos que la vía marítima a través de los siglos sigue siendo el principal medio de comunicación y transporte, ya sea comercial, industrial y turístico.

Por tanto los puertos marítimos son el camino más efectivo para establecer lazos comerciales, ya sean internacionales o nacionales, a través del intercambio de bienes, productos y servicios.

México se ha dado cuenta que no puede permanecer estático e indiferente ante sus problemas portuarios principales como:

1. El deterioro de las instalaciones existentes por el paso del tiempo y falta de mantenimiento de las mismas.
2. La falta de infraestructura que da como resultado la incapacidad necesaria, adecuada y efectiva, para el manejo de los bienes productos y servicios que se mueven en la Terminal Portuaria.

Los puertos también, son la entrada de los recursos marítimos no renovables que hasta el momento han sido inagotables, quien pueda aprovechar la explotación de estos, tiene asegurado el crecimiento de su economía y progreso.



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN**



CONCLUSIONES

En conclusión; si bien por el momento no se tienen contemplados planes ni proyectos de amplia escala y gran magnitud para la construcción de nuevas terminales marítimas en México, esto debido principalmente al monto de la inversión necesaria para ejecutarlas. Si se tiene la firme decisión de dar mantenimiento, ampliar, restaurar y modernizar los puertos existentes más importantes del país, ya sean petroleros, comerciales, pesqueros y/o turísticos. Con la finalidad de impulsar la economía y progreso de la Nación Mexicana.

Se observa que una de las principales necesidades de una terminal portuaria es: conservar, mantener y garantizar la protección en su totalidad de la infraestructura, contra los elementos naturales a los que se ve expuesta, dando como resultado determinante en nuestra realidad actual que, de entre las obras más importantes del puerto a la que se le debe prestar atención es el rompeolas, ya que de él depende que se puedan realizar las todas las actividades y maniobras, bajo cualquier condición climatológica y en todo tiempo.

De aquí la necesidad de contar con profesionales capacitados en la materia, quienes serán los encargados en proponer, establecer y aplicar las normas, protocolos y mecanismos que garanticen la conservación de la infraestructura actual, estableciendo finalmente los programas de ejecución de conservación, mantenimiento y reconstrucción de las obras portuarias.



BIBLIOGRAFÍA

- 1 CORNICK, HENRY, 1957 **DOCK AND HARBOR ENGINEERING “THE DESIGN OF DOCKS”.**
ED. TED LONDON, LONDON.
- 2 GRIFFIN, CHARLES, 1957 **DOCK AND HARBOR ENGINEERING, “THE DESIGN OF HARBORS”.**
ED. TED LONDON, LONDON.
- 3 AGUILAR A. J. BOYER, O.J. **INGENIERÍA DE RÍOS Y COSTAS.**
SEMPERE, R.R., 1977.
ED. ARTE Y FOTOGRAFÍA, S.A.,
MÉXICO.
- 4 BUSTAMANTE AHUMADA **INGENIERÍA MARÍTIMA. EL PUERTO- LA TIERRA –**
ROBERTO, 1978. **EL MAR- EL ENLACE.**
ED. TEMAS MARITIMOS, S. DE R.L.,
MÉXICO.
- 5 HORIKAWA, K, 1978. **COASTAL ENGINEERING AND INTRODUCTION TO**
OCEAN ENGINEERING.
ED. UNIVERSITY OF TOKYO PRESS,
TOKYO.
- 6 QUINN, ALONZO DEF 1979 **DESIGN AND CONSTRUCTION OF PORTS AND**
MARINE STRUCTURE.
ED. MC GRAW HILL BOOK COMPANY, SECOND
EDITION,
UNITED KINGDOM.
- 7 SECRETARÍA DE **CONSTRUCCIÓN DE OBRA EXTERIORES:**
COMUNICACIONES Y **ROMPEOLAS, ESCOLLERAS Y ESPIGONES,**
TRANSPORTES, 1980. **MÉXICO.**
- 8 SECRETARÍA DE **MANUAL DE DIMENSIONAMIENTO PORTUARIO,**
COMUNICACIONES Y **PUERTOS MEXICANOS, VOCALÍA DE PLANEACIÓN,**
TRANSPORTES, 1980, **MÉXICO.**



BIBLIOGRAFÍA

- 9 SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES, 1980, **NORMAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE INSTALACIONES , MÉXICO.**
- 10 SECRETARIA DE MARINA, DIRECCIÓN GENERAL DE OBRAS MARÍTIMAS, 1980. **PROTECCIÓN DE COSTAS, PLANIFICACIÓN Y DISEÑO, TOMO I Y II, MÉXICO.**
- 11 COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD, 1983. **MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES SECCIÓN DE HIDROTECNIA, VOL. HIDRÁULICA MARÍTIMA, MÉXICO.**
- 12 HERNÁNDEZ DE LABRA, FERNANDO, 1983. PUERTOS, UNAM, MÉXICO.
- 13 AGENCIA DE COOPERACIÓN INTERNACIONAL DE JAPON, 1988. **DE LA IRREGULARIDAD DL OLEAJE, VOLUMEN 13, MÉXICO.**
- 14 ARMANDO FRÍAS VALDEZ, GONZALO MORENO CERVANTES, 1988. **INGENIERÍA DE COSTAS, ASOCIACIÓN MEXICANA DE INGENIERÍA PORTUARIA, ED. LIMUSA. MÉXICO.**
- 15 MADRID, M. DE O.R., 1992. **DISEÑO DE ROMPEOLAS DE PIEDRA, TEXTO PREPARADO PARA EL QUINTO CURSO INTERNACIONAL DE CAPACITACIÓN EN HIDRÁULICA PORTUARIA, ED. DIRECCIÓN GENERAL DE OBRAS MARÍTIMAS Y AGENCIA DE COOPERACIÓN INTERNACIONAL DEL JAPÓN, MÉXICO, D.F.**
- 16 GUILLERMO MCDONEL MARTÍNEZ, JULIO PINDTER VEGA, 1999. **INGENIERÍA MARÍTIMA Y PORTUARIA, DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA, UNAM, ED. ALFAOMEGA MÉXICO**