



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROCESO DE EVALUACIÓN PARA LA SELECCIÓN DE
ALTERNATIVAS DE CONSTRUCCIÓN EN OBRAS DE
PROTECCIÓN MARÍTIMA

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

Presenta:

FELÍCITAS CALDERÓN VEGA

DIRECTOR DE TESIS

M.C. MIGUEL ÁNGEL YÁÑEZ MONROY

290939



MÉXICO, D.F.

2001



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/011/99

Señorita
FELICITAS CALDERON VEGA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.C. MIGUEL ANGEL YAÑEZ MONROY , que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"PROCESO DE EVALUACION PARA LA SELECCION DE ALTERNATIVAS DE CONSTRUCCION EN OBRAS DE PROTECCION MARITIMAS"

- INTRODUCCION
- I. OBJETIVOS
- I. LAS OBRAS DE PROTECCION
- II. METODOLOGIA PARA DISEÑO DE OBRAS DE PROTECCION
- III. EVALUACION Y COMPARACION DE ALTERNATIVAS DE CORAZA PARA DIFERENTES CONDICIONES FISICAS DEL LUGAR
- IV. EJEMPLO DE APLICACION AL PUERTO DE DOS BOCAS, TAB.
- V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 10 de febrero de 1999.
EL DIRECTOR

ING. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mstg.

Vo.Bo -
ING. MIGUEL ANGEL YAÑEZ MONROY

AGRADECIMIENTOS

A MAMÁ y PAPÁ :

Por su apoyo incondicional. Los amo y espero nunca defraudarlos.

Gracias mamá, por ser antes que nada mi amiga y mi confidente, por estar conmigo en todos los momentos y creer en mí. Siempre estás en mi corazón.

Gracias papá, por el enorme sacrificio realizado y hacerme entender que la educación es imprescindible para ser mejores.

A MIS HERMOSOS Y QUERIDOS HERMANAS Y HERMANOS: MARGOT; Por tus consejos, JOS; Por ayudarme incondicionalmente (y monetariamente), LUCY; Por ser mi psicóloga y confidente, CARMEN; No importa que te hayas titulado y te cases antes que yo, Merlín (perdonada), MALE; No es fácil, Galaylenita, pero te aseguro que se puede. Tienes todo mi apoyo para que logres todo lo que te propongas, ZEFE; Por ser un hermano muy consciente. Espero para ti lo mejor de la vida, MARY; ¡Al fin!... ahora te toca a ti, bebé, (haber si algún día logramos que las escuelas sean sin exámenes... ni maestros... ni clases; porque todo lo demás está perfecto, ¿o no?), BETO; Espero ser un buen ejemplo para ti, hermanito (bueno, en los estudios) y CARLOS; Enano: para que veas que "carrera" no solo significa correr y correr y correr... aunque es algo parecido.

ESPECIALMENTE A LA MAESTRA ELIZABETH: Porque al hablarme tanto de la UNAM, logró que me emocionara con estudiar aquí (ahora ya nadie me saca, estoy profundamente ligada a 'mi' Universidad). Gracias por sus consejos.

A mi queridísima amiga ALMA: Compita; ya vez que si se puede (y arriba el punk), A mis amigas de siempre: SONIA, KIM, CLAUS, KARY, GABRIELA, DEYSI: Porque gracias a ustedes, los estudios se convirtieron en algo más que agradable.

GRACIAS MIGUEL: (Marcos) porque con nuestro despapaye, el tiempo fue leve, por enseñarme que nunca hay que claudicar (aguantar hasta el final). Ramona.

GRACIAS DAVID GARCÍA: Por regalarme parte de tu vida y tus ilusiones, por hacerme un poco consciente de la realidad social, por quitarme la venda.

GRACIAS DAVID RODRIGUEZ: porque en la Facultad no solo encontré un compañero, sino un gran amigo.

GRACIAS ING. MIGUEL ANGEL YAÑEZ, ING. JAVIER GUTIERREZ REYNOSO: Por brindar a las nuevas generaciones la oportunidad de trabajar en su consultoría, y por aguantarme todo este tiempo, además de enseñarme todo lo que sé sobre Hidráulica Marítima.

GRACIAS AL DR. ARTURO PALACIO PÉREZ. Por ser mi ángel de la guardia, por esperarme. (Prometo que la tesis de maestría será express).

Gracias a todos los que contribuyeron de una u otra forma en la realización de este sueño: Dr. Gabriel Echávez, Ing. Ricardo Rodríguez, Ing. Humberto Soriano, Ommarito, Rafael Angulo, Francisco Chávez, Jesús Huidobro, Jaime Galeana, Etc.

Gracias a la UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO, a la FACULTAD DE INGENIERÍA y al INSTITUTO DE INGENIERÍA.

DEDICATORIAS:

A mis sobrinos, hermanos pequeños y amiguitos: BETO, CARLOS, BETTY, CÉSAR, ÓSCAR, ALO, MARIO, VÍCTOR, PEPILLO 2, CRYSTY, CINTYA, DIANA, GUSTAVO, DAVID, GIBRÁN : Luchen siempre por sus ideales y jamás repriman su forma de pensar.

A MI AMORSHITO: DAVID ARANDA Quizá te tocó lo más emocionante: el final, ¿con' 'tabas?. (Al infinito y más allá) Ale.

ESPECIAL PARA CIRO: Sé que ya estás demasiado lejos, pero algún día te alcanzaremos... Por formar parte de un hermoso pasado.

Dedico este trabajo a la juventud mexicana consciente, especialmente a los jóvenes Guerrerenses, para quienes no existen muchas posibilidades de desarrollo. Por una educación en la que pueda participar toda la sociedad, a la que nos debemos y por la cual lucharemos siempre.

"Por mi Raza Hablará el Espíritu"

"Todo lo que el conocimiento nos puede dar
es el uso adecuado de nuestra propia soledad,
cuya forma final es la confrontación de nosotros mismos
con nuestra propia mortalidad"

Harold Bloom

“PROCESO DE EVALUACIÓN PARA LA SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS DE CONSTRUCCIÓN EN CORAZA EN OBRAS DE PROTECCIÓN MARÍTIMAS.”

INTRODUCCIÓN.

OBJETIVOS.

I. LAS OBRAS DE PROTECCIÓN MARÍTIMA.

- I.1 Definición
- I.2 Necesidad de las Obras de Protección
- I.3 Tipos de Obras de Protección.

- I.3.1 Escolleras*
- I.3.2 Rompeolas*
- I.3.3 Espigones*

II. FUNDAMENTOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO DE OBRAS DE PROTECCIÓN.

- II.1 Metodología General para el Diseño de Obras de Protección
- II.2 Estudios Básicos de Campo

II.2.1 Selección del Sitio de Proyecto; Evaluación Morfológica de la Costa

II.2.2 Topografía y Batimetría

II.2.3 Mecánica de Suelos

II.2.4 Evaluación de Bancos de Materiales

II.2.4.1 Características de la Roca para la Construcción de Obras de Protección Marítima

II.2.4.2 Características de los Materiales para Elementos Prefabricados

II.2.5 Procesos Costeros

II.2.5.1 Vientos Normales y Extremales

II.2.5.2 Oleaje

Generación

Observación Visual

Mediciones Directas

Modelos de Generación Indirecta

II.2.5.3 Mareas Astronómicas

II.2.5.4 Corrientes

II.2.5.5 Transporte Litoral

II.3 Descripción Teórica del Oleaje.

II.3.1 Teoría Lineal

II.3.2 Teorías de Mayor Orden y Rango de Validez

II.3.3 Procesos de Propagación

II.3.3.1 Cambio de Esbeltez y Refracción

II.3.3.2 Difracción

II.3.3.3 Reflexión

II.3.3.4 Alcance de Ola

II.4 Determinación de Parámetros de Diseño

II.4.1 Principales Parámetros de Diseño y su Impacto

II.4.2 Generación de Oleaje de Tormenta

II.4.3 Análisis Estadístico de Valores Extremales - Selección de la Ola de Diseño.

II.4.4 Marejada de Tormenta

II.4.5 Determinación de Condiciones de Rompiente y No Rompiente

II.4.6 Nivel de Coronamiento para Construcción y Protección

II.5 Transporte Litoral

II.5.1 Criterios de Cálculo para Transporte de Sedimentos

II.5.2 Esquema de Balance de Sedimentos

II.5.3 Crecimiento Playero al Pie de Obras de Protección Marítima

III. EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO

III.1 Criterios para la Definición del Arreglo en Planta

III.2 Criterios para el Diseño de los Elementos de Coraza y Sección Transversal

III.2.1 Método de Hudson

III.2.2 Método de Van der Meer

III.3 Alternativas de Coraza.

III.3.1 Enrocamiento

III.3.2 Elementos Prefabricados.

III.3.2.1 Cubos

III.3.2.2 Dolos

III.3.2.3 Tetrápodos

III.3.2.4 Acrópodos / Core – loc's

III.3.2.5 Bolsacreto

III.3.2.6 Otras Formas Irregulares

III.3.3 Análisis Comparativo de Costos de Construcción

III.4 Modelación en Laboratorio para Optimización del Diseño.

III.4.1 Similitud Dinámica

III.4.2 Necesidad de Modelación en 2D

III.4.3 Necesidad de Modelación en 3D

III.3.3 Análisis de Resultados.

III.5 Análisis de la Longitud Óptima

III.5.1 Costo de Construcción vs. Costo de Espera

III.5.2 Costo de Construcción vs. Costo de Dragado de Mantenimiento

IV. EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, TABASCO

IV.1 Descripción General del Puerto Petrolero, Industrial y Comercial de Dos Bocas

IV.1.1 Diseño Original y construcción Incompleta

IV.1.2 Necesidad de Terminación - Actualización del Proyecto Original

IV.2 Estudios de Campo - Actualización de Información

IV.2.1 Estudios Topobatimétricos

IV.2.2 Estudios de Geotecnia

IV.2.3 Exploración de Bancos de Materiales

IV.3 Análisis de Procesos Costeros

IV.3.1 Viento

IV.3.2 Oleaje Normal

IV.3.3 Oleaje Ciclónico

IV.3.4 Marea de Tormenta

IV.3.5 Mareas

IV.3.6 Corrientes

IV.4 Proyecto de Optimización de los Rompeolas de Dos Bocas.

IV.4.1 Selección de Parámetros de Diseño

IV.4.2 Alternativas Propuestas para la Coraza de los Rompeolas

IV.4.3 Comparación y Evaluación de Alternativas

IV.4.4 Optimización y Validación del Diseño de la Sección Transversal con Modelación en Laboratorio.

IV.4.5 Modelación Matemática de la Difracción para la Optimización de la Primer Etapa de Construcción.

IV.4.6 Proyecto Ejecutivo de los Rompeolas

IV.4.7 Comentarios Referentes al Diseño.

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

“PROCESO DE EVALUACIÓN PARA LA SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS DE CONSTRUCCIÓN EN OBRAS DE PROTECCION MARÍTIMA.”

INTRODUCCIÓN.

Los océanos han constituido en todas las épocas una vía importante de intercambio comercial, contribuyendo a la evolución económica y social de los países. Tomando en cuenta la situación económica actual que se vive en nuestro país, es necesario contar con infraestructura que permita un mejor aprovechamiento de las ventajas que ofrece el mar como medio de comunicación. La creación de nuevas obras portuarias y el mejoramiento de las ya existentes puede ser un punto importante en el desarrollo económico, considerando optimizar los procedimientos de diseño y construcción para el mejor manejo de los recursos.

En particular, las obras de protección marítima son estructuras de gravedad formadas con elementos sueltos de roca o elementos prefabricados, que sirven para proteger de la acción directa del oleaje áreas confinadas de agua (puertos, lagunas, canales, etc.). También sirven como barreras para evitar la entrada de sedimentos en canales de navegación y para proteger las playas que pudieran estar sujetas a un proceso de erosión.

El encontrar una forma precisa y óptima de cálculo para proyectar una obra de protección marítima es hasta cierto punto complicado pero necesario, ya que debido a la magnitud de estas obras, los gastos de construcción y diseño son con frecuencia de grandes dimensiones y el proceso de optimización técnico-económica toma gran importancia.

El presente trabajo de tesis se pretende realizar una especie de referencia bibliográfica para quienes tengan algún conocimiento o ninguno de esta materia ya que incluye una recopilación y análisis de información referente a las obras de protección marítima, específicamente escolleras, rompeolas y espigones; así como los procedimientos necesarios para el diseño, evaluación de alternativas y construcción.

La altura de ola es un factor determinante para el proceso de cálculo, sin embargo para su determinación es preciso entender que el oleaje no es un fenómeno que presente características que sigan un comportamiento de tipo cíclico uniforme o determinado, tal que las ecuaciones que lo describan sean fáciles de determinar, por lo cual su estudio ha sido complicado. En el presente trabajo se definen conceptos sobre teorías de oleaje usadas con frecuencia.

Las obras de protección marítima, se componen de elementos que pueden ser roca natural o prefabricados. En la presente tesis, se hace una evaluación de los principales parámetros para elegir la alternativa adecuada en la coraza, de acuerdo a las condiciones físicas del lugar y los fenómenos costeros naturales.

En el primer capítulo se presentan diferentes definiciones de las obras de protección marítima en opinión de diversos autores. para finalmente conformar un concepto que define de una manera clara y precisa una obra de protección marítima y se acopla mejor a este trabajo de investigación; se analiza también el porqué de las obras de protección y los principales tipos de obras que existen, así como las partes importantes que las conforman.

El capítulo dos, trata de los fundamentos básicos para el diseño de las obras de protección marítima, para lo cual se describen las condiciones físicas como son la mecánica de suelos, la topografía, batimetría, oleaje normal y ciclónico, marea de tormenta y astronómica, y las corrientes marinas. También se mencionan los parámetros de diseño y aunado a esto, las principales teorías de oleaje existentes, destacando la teoría lineal aplicada al fenómeno del oleaje.

En el capítulo tres se explican los criterios para la definición del arreglo en planta de las obras de protección, se evalúan y comparan las alternativas de coraza de acuerdo a las condiciones físicas existentes en el lugar de la obra. Se analizan de manera cualitativa y cuantitativa las ventajas y desventajas de los elementos prefabricados entre sí y con elementos de enrocamiento. Se explica la metodología para seleccionar la mejor alternativa de coraza. Se presentan los principales parámetros de diseño así como las fórmulas de cálculo que pueden utilizarse. Dado que es muy importante tener en cuenta

los materiales a utilizar en estas obras, se mencionan también criterios de evaluación para la selección de materiales de construcción. Por último, se mencionan los modelos matemáticos y físicos que permiten optimizar el diseño.

El capítulo cuatro se refiere al ejemplo propuesto de los Rompeolas del Puerto Petrolero, Industrial y Comercial de Dos bocas, en Tabasco; para lo cual, se hace primero una descripción general del puerto, se describe de una manera general los resultados en el proyecto original y porqué es necesario hacer una reevaluación de los cálculos para optimizar el diseño. Para esto se analiza la información disponible y se procede a realizar el proyecto de optimización de los rompeolas en base a los conocimientos adquiridos a lo largo de los capítulos anteriores. En la parte final se hace un análisis técnico económico de la alternativa original y el diseño modificado.

OBJETIVOS.

Los objetivos principales del presente trabajo, se enlistan a continuación:

- Conformar una referencia para introducir al lector a los criterios de selección, diseño y construcción de obras marítimas de protección.
- Definir algunos conceptos sobre teorías de oleaje, acción del oleaje sobre la estructura y experimentación en laboratorio, considerando que el oleaje es un factor determinante en el diseño de estas estructuras.
- Plantear una metodología para el diseño de obras de protección estableciendo los criterios básicos para la selección de información técnica, proceso de decisión sobre composición de estructuras y análisis de diseño.
- Ejemplificar lo propuesto en esta tesis con el caso de los rompeolas del puerto Petrolero, Industrial y Comercial de Dos Bocas, en el estado de Tabasco.

I. LAS OBRAS DE PROTECCIÓN MARÍTIMA.

En general, los puertos requieren de un abrigo natural o artificial que impida la acción directa de los procesos costeros como son el oleaje y las corrientes; también es a veces necesario para impedir la erosión de las playas o canalizar el transporte de sedimentos, la construcción de obras que limiten estos procesos. Este tipo de obras, conocidas como obras de protección costeras, son el motivo del presente trabajo.

I.1 Definición

En primera instancia, resulta necesario definir con detalle que es una obra de protección marítima, cuántos tipos principales de obras de protección marítima existen y cuales son sus principales funciones.

Como todas las clasificaciones, éstas dependen del criterio clasificador, es decir atendiendo a la protección que brindan y al proceso costero involucrado, estas obras pueden clasificarse de acuerdo a la Figura I.1.a.

También es importante considerar su comportamiento estructural, lo cual lleva a otra clasificación como se muestra en la Figura I.1.b.

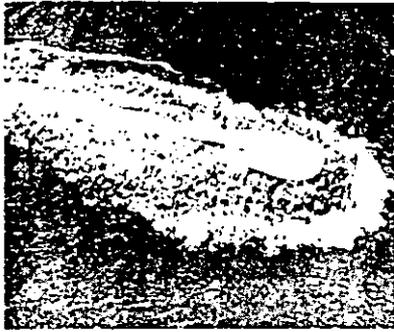
Otro aspecto importante radica en su geometría en planta, las cuales pueden quedar como se indica en la Figura I.1.c

O también, considerando la estructuración de su sección transversal:

- Estructuras homogéneas
- Estructuras heterogéneas (multicapas)

Existe otra clasificación que toma en cuenta la medida con que fluye el agua a través de la estructura:

- Permeables
- Impermeables.



(a) Rompeolas



Escolleras



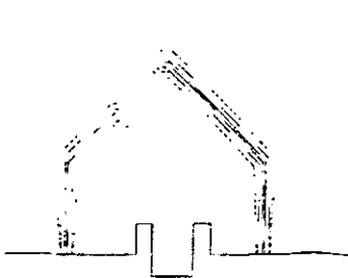
Espigones



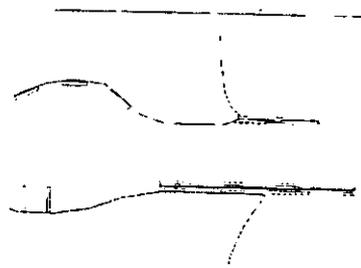
(b) Estructuras rígidas



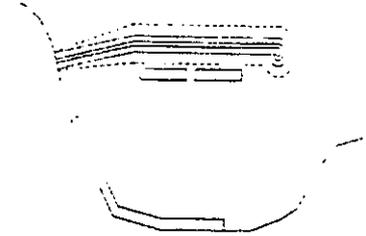
Estructuras Flexibles



(c) Obras convergentes



Obras perpendiculares (a la costa)



Obras paralelas (a la costa)

Figura I.1 Clasificación de las Obras de Protección Marítima

Como puede observarse, el criterio clasificador resulta importante y atendiendo a la finalidad de la presente tesis, se hará énfasis en los aspectos de funcionalidad y estructuración. En ese sentido, existen diversas definiciones en torno a estas estructuras: *el Manual de Diseño de Obras Civiles, (CFE, 1998)* dice: "Estas estructuras usualmente están formadas por capas de piedras o elementos prefabricados y son utilizados como obras de protección en puertos y costas y según su función se denominan rompeolas, escolleras y espigones", en *el Manual on the Use of Rock in Hydraulic Engineering (Balkema, 1995)* se definen como: "Estructuras construidas con roca, usualmente protegidas por capas de grandes rocas o bloques de concreto. Generalmente tienen la función de tranquilizar las aguas para permitir el atraque o amarre de embarcaciones, protegiéndolos del oleaje y corrientes", finalmente, en el libro *Port Engineering (Per Bruun, 1990)* encontramos: "Un rompeolas es una estructura de protección para puertos, muelles, etc., llevando la influencia destructiva del oleaje fuera del área destinada a la recepción de las embarcaciones; un espigón es una estructura extendiéndose dentro de un cuerpo de agua para dirigir o confinar los flujos provocados por la marea a un canal seleccionado, o para prevenir bajos. Los espigones son construidos en los ríos, desembocaduras, para conservar la profundidad y estabilidad del canal y facilitar la navegación"

Conjuntando las opiniones anteriores, podemos concluir que las obras de protección marítima son *estructuras de gravedad formadas con materiales graduados sueltos de enrocamiento o elementos prefabricados, que sirven para proteger de la acción directa del oleaje áreas confinadas de agua (puertos, lagunas, canales, etc.). También sirven como barreras para evitar la entrada de sedimentos en canales de navegación y para proteger las playas que pudieran estar sujetas a un proceso de erosión.* En la Figura 1.2 se muestra el corte de una sección típica de una obra de protección.

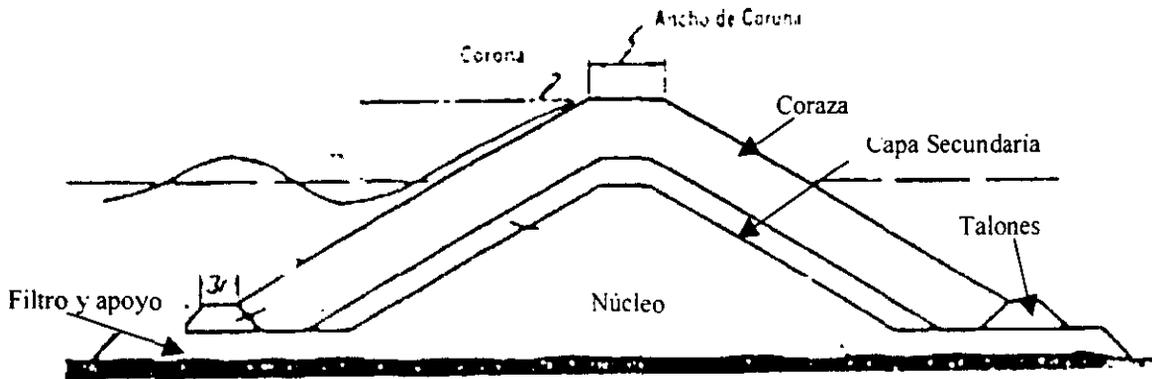


Figura I.2 Sección Típica de Una Obra de Protección

La sección transversal de estas estructuras generalmente está formada por:

Coraza (Capa primaria). Es la parte exterior de la estructura y está formada por una, dos y hasta tres capas de elementos que deben resistir la acción directa del oleaje y se compone de los elementos de mayor tamaño: pueden ser construidas con roca o con elementos prefabricados de concreto, de los cuales se habla mas adelante.

Capa secundaria. Sirve para soportar los elementos de la coraza y además como filtro para evitar que exista fuga de los elementos de la capa en que se apoya. Puede haber una o más capas secundarias.

Núcleo. Sirve como soporte integral y relleno a la estructura; se compone de los elementos más pequeños.

Talones. Su objetivo es proteger la obra contra la socavación al pie de la misma, al mismo tiempo sirve como soporte de los elementos de las capas secundarias y coraza

Filtro y apoyo. Se utiliza para evitar el hundimiento de las piedras durante la construcción debido a las corrientes y el oleaje. También evita que la arena del fondo sea

succionada y extraída de entre los huecos dejados por las rocas, cuando se presentan corrientes inducidas por grandes tormentas. Los filtros, conformados por geotextiles en su mayoría, pueden evitarse en ocasiones, ya que los talones pueden funcionar como protección que evite la extracción y movimiento de la arena sobre la que se apoya la obra.

I.2 Necesidad de las Obras de Protección

El término costa se emplea para definir la franja de terreno que constituye el límite entre la tierra firme y un cuerpo de agua expuesta a la acción alternativa del oleaje y las mareas. Cuando esta frontera está formada por material suelto no consolidado recibe el nombre de playa; dicho material es pétreo y generalmente es arena, grava o boleo.

Los procesos costeros son resultado de la interacción entre el sedimento de las formaciones playeras y el oleaje principalmente, aunque también influyen las corrientes, mareas, vientos y batimetría. De acuerdo a su comportamiento, las playas pueden estar en equilibrio o bajo un proceso erosivo o uno de sedimentación.

Desde el punto de vista ingenieril, los fenómenos costeros influyen en problemas como erosión de playas, destrucción de construcciones costeras y de caminos a la orilla del mar, azolvamiento de puertos y de obras de toma para centrales termoeléctricas, etc.

La importancia de las obras de protección costera radica principalmente en su poder de absorción y disipación de la energía del oleaje con lo cual provoca calma dentro de la zona protegida; si se trata además de impedir o canalizar el transporte de sedimentos, toman un papel importante al cambiar o dirigir la trayectoria de éstos. Por lo tanto, la función de un rompeolas es "romper" las olas y proporcionar una área protegida donde las embarcaciones puedan navegar, atracar, amarrar, cargar y descargar; además funcionan como protección contra el transporte de sedimentos en la zona litoral.

Su importancia es tal, que en cualquier desarrollo marítimo, portuario y costero, están considerados como parte de la infraestructura básica. Adicionalmente, sus implicaciones económicas son de consideración, ya que, junto con las obras de dragado, constituyen las obras más costosas de cualquier desarrollo marítimo – portuario - costero. La necesidad de su implementación y sus altos costos constructivos permiten vislumbrar

un problema de imperiosa necesidad de resolución en la ingeniería marítima: *buscar un diseño funcional y económicamente óptimo.*

I.3 Tipos de Obras de Protección.

Las obras de protección que se estudiarán en esta tesis son principalmente los rompeolas, escolleras y espigones; estas tres obras se construyen generalmente con rocas de gran tamaño o elementos artificiales de concreto. Están formados por dos partes: un cuerpo o tronco y un morro, el cuerpo se inicia desde el arranque (inicio) en la playa o costa hasta un poco antes del final de la estructura; el morro lo constituye la zona final y es la parte más expuesta al oleaje; en él se colocan los elementos más pesados como medida de reforzamiento.

1.3.1 Escolleras

Se utilizan para evitar azolve en canales de navegación en la desembocadura de ríos, evitar la entrada de material a la obra portuaria y en ocasiones protegerla de la acción del oleaje, y para encauzar los flujos asociados a la entrada y salida de las mareas. Las escolleras generalmente están formadas por enrocamiento, y suelen a veces también trabajar como rompeolas, es decir, cuando el puerto se ubica dentro del cauce del río, limita los canales de navegación y protege al puerto de los fenómenos físicos que se presentan en la interacción mar - río. Su estructuración es similar a los rompeolas.

Adicionalmente a su función protectora, las escolleras frecuentemente son diseñadas para buscar efectos positivos en el comportamiento de sedimentación de los cauces, encauzando, acelerando y distribuyendo las corrientes de flujo y refluo de la marea, en combinación con las corrientes propias del río.

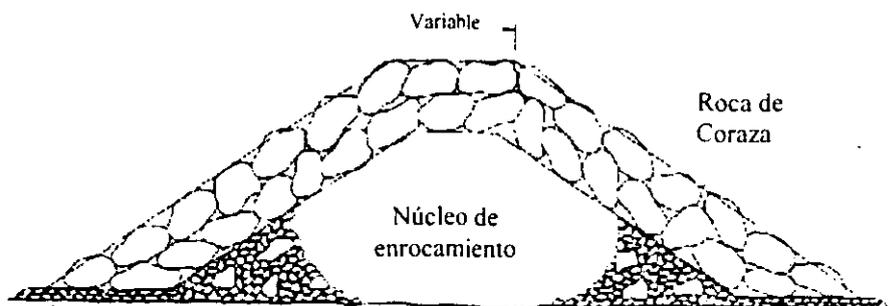


Figura I.3 Corte de Una Escollera (Presentación conceptual)

1.3.2 Rompeolas

Los rompeolas sirven principalmente para proteger o formar el área protegida de puertos.

En los rompeolas frecuentemente se pueden distinguir dos tipos de construcción:

- 1) Rompeolas de talud, Este tipo de estructuras pueden ser permeables o impermeables, se caracterizan por que disipan la energía a medida que la ola desliza sobre la pared de talud, además, la superficie irregular de los elementos que lo conforman juegan un papel importante en la disipación de la fuerza de la ola. Comprende las siguientes clasificaciones:
 - a) Cuando el material del núcleo se eleva arriba del nivel del agua y se protege con una capa de roca de coraza, algunas veces separada del material de núcleo por una o más capas intermedias.

Consiste de un núcleo de roca de tamaño pequeño, colocado como relleno desde el lecho marino hasta arriba del nivel del agua. Este material se protege con una capa de roca grande seleccionada en tamaño y forma y con pendientes bien definidas. Pueden colocarse una o más capas intermedias de

roca de tamaños menores, llamadas capa secundaria o filtro, entre el núcleo y la coraza.

- b) El material del núcleo queda abajo del nivel del agua (sumergido) y se cubre con roca de peso intermedio, la cual forma la base para las capas más pesadas.

Tiene como base de núcleo constituido por material colocado, ya sea como producto de dragado, o a volteo desde chalanes o por algún método de construcción costa fuera. La parte superior del núcleo queda a una profundidad considerable abajo del nivel del agua y se cubre con roca de peso mediano hasta un nivel igual a la altura de la ola abajo del nivel medio del mar, en donde se forma la base sobre la cual se coloca la roca de coraza.

2) Rompeolas de pared vertical.

Estos difieren de los de tipo de talud por su forma de resistir la acción de la ola. El muro vertical refleja la ola sin liberar nada de su energía destructiva, pudiendo producir ondulaciones estacionarias conocidas como "Clapotis"¹. Generalmente están constituidos por una estructura vertical de concreto, donde su propio peso es el elemento estabilizante.

Estas estructuras se encuentran normalmente cimentadas sobre un apoyo de enrocamiento, aunque pueden cimentarse directamente sobre el lecho marino si las condiciones de resistencia son adecuadas.

Tienen algunas ventajas con respecto a los de talud, por ejemplo:

- a) Proporcionan un área más amplia que permite una entrada más pequeña, por lo cual queda mejor protegida el área abrigada.
- b) La parte interior puede usarse para paramento de atraque.
- c) Está sujeto a un análisis más exacto.
- d) Prácticamente no tiene mantenimiento.

¹ Se llama Clapotis al patrón de oleaje estacionario que se forma al reflejarse la onda

- e) Ante la escasez de piedra a una distancia económica de acarreo, ahorra tiempo y dinero.

Sin embargo, también tiene las siguientes desventajas.

- a) Sólo puede construirse cuando se tiene la seguridad de una buena cimentación.
- b) No tiene la flexibilidad estructural de los rompeolas de talud para adaptarse a los asentamientos y a la acción del oleaje.
- c) Cuando sufre daños, su reparación es difícil.

Los rompeolas de pared vertical, pueden clasificarse, de acuerdo a la geometría de su estructura, en diques verticales y diques mixtos.

Dique vertical: Está formado básicamente por una pared vertical o casi vertical, construido con muros o bloques de concreto. (Figura I.4) En este tipo de estructuras se refleja prácticamente toda la energía del oleaje y muy poca energía es realmente disipada. Pueden estar cimentados directamente en el fondo marino o sobre enrocamiento sumergido; es importante asegurar que la profundidad del agua sea suficiente para evitar que la ola rompa antes de llegar al dique.

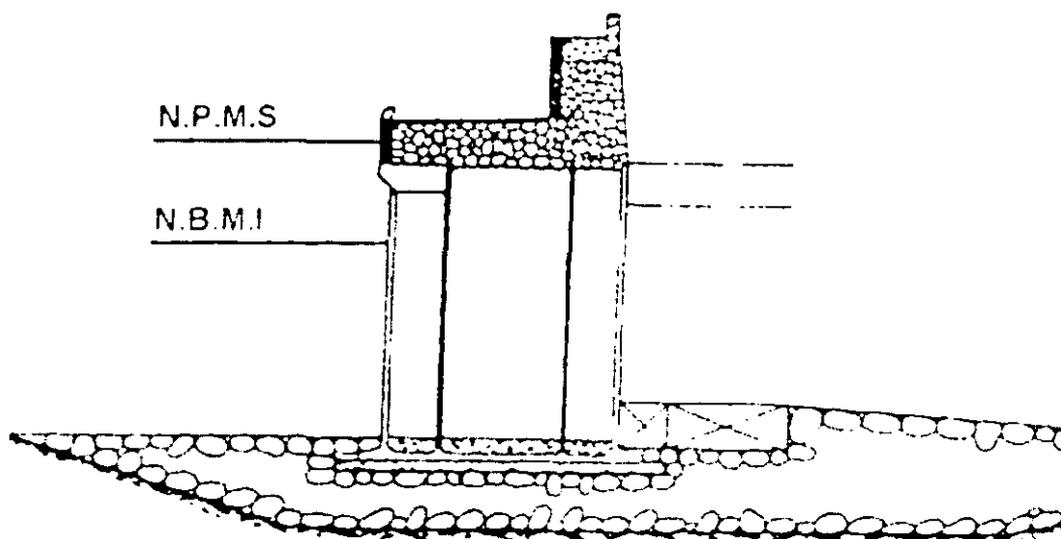


Figura I.4. Esquema de un Dique o Rompeolas Vertical.

Dique Mixto. Su forma es similar al dique vertical, solo que siempre se construye sobre enrocamiento, su principal diferencia radica en que la ola puede romper sobre el dique o antes, ya que debido a la profundidad del fondo del mar, o la geometría del enrocamiento, la ola se peralta y rompe sobre la estructura, es decir, las fuerzas que actúan sobre el dique no solo dependen del oleaje incidente, sino que además influye la geometría de la base de enrocamiento, y el del tipo de impacto de la ola que golpea al dique. En la figura siguiente se muestra el esquema de un dique mixto.

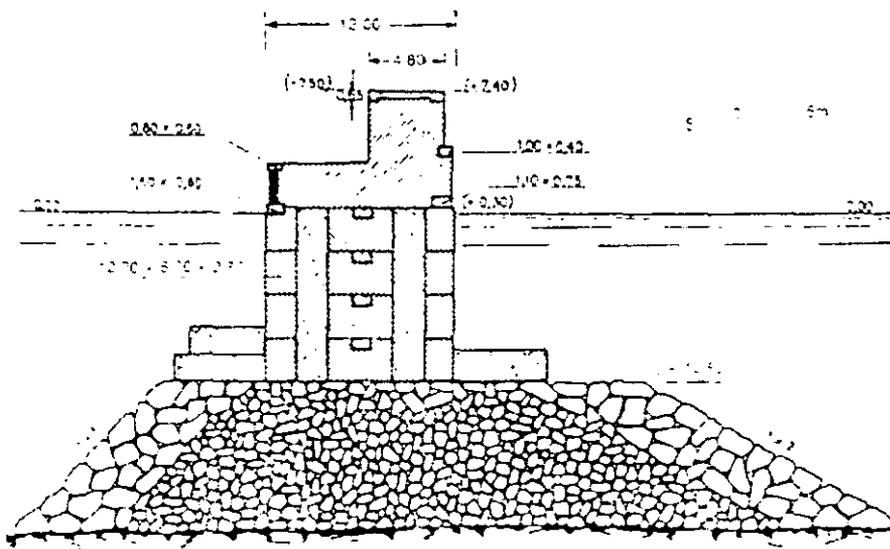


Figura 1.5 Esquema de un Dique Mixto

1.3.3 Espigones

Los espigones se utilizan para retener el sedimento en zonas playeras. Con ellos se pueden estabilizar playas ya sea para protección de la costa o para atractivo turístico.

Los espigones se clasifican en permeables o impermeables, altos o bajos y fijos o ajustables. Pueden consistir de una pantalla de madera, acero o concreto, o bien ser una barrera formada de piedra, elementos prefabricados de concreto u otros materiales. Además, pueden estar unidos o separados de la costa. Cuando se construyen unidos a la costa pueden colocarse perpendicularmente y además tener, forma "L" o "T". Mientras que los que son separados de la costa pueden ser paralelos a ella o formar un cierto

ángulo; los primeros se utilizan más en protección de playas y los segundos para estabilizar la entrada de lagunas litorales (sin navegación) o entradas de obras de toma.



Figura I.6 Vista en Planta de Espigones Paralelos a la Costa.

El estudio para el diseño de estas estructuras debe ser muy completo, ya que mal implementados representan graves riesgos de erosión y socavaciones o de acumulación de sedimentos en distancias no deseadas y pueden resultar en acciones contraproducentes a las perseguidas en el proyecto original.

II. FUNDAMENTOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO DE OBRAS DE PROTECCIÓN.

II.1 Metodología General para el Diseño de Obras de Protección.

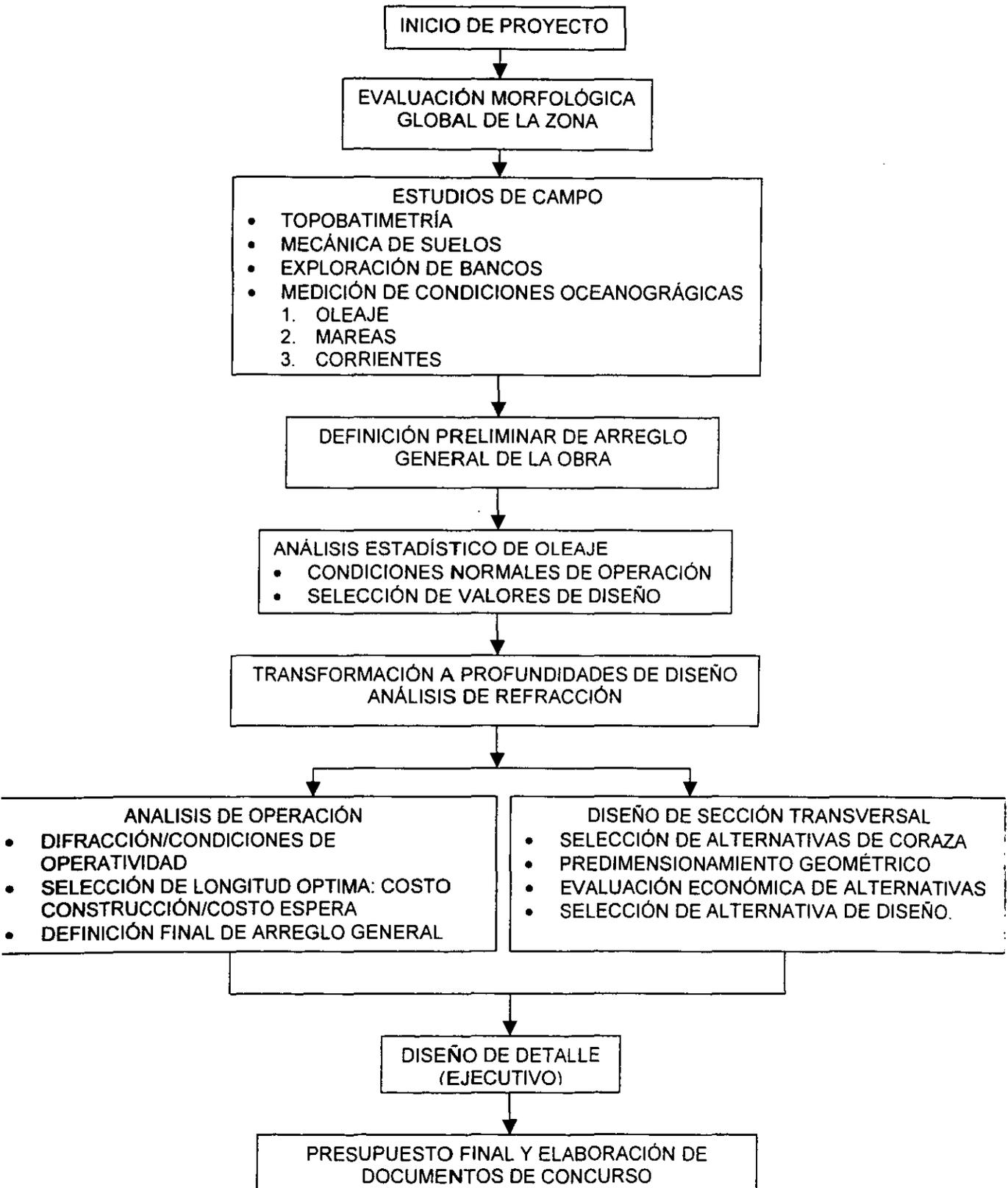
El diseño de una obra de protección marítima debe obedecer a un proceso de estudio bien planeado y ordenado; se incluyen cuatro fases básicas de estudio, las cuales son:

- Estudios de campo. Son indispensables para evaluar el ambiente físico en que se desplantarán las obras de protección.
- Estudios básicos de procesos costeros. Sirven para caracterizar el comportamiento de los procesos costeros ante los cuales estarán expuestas las obras y para determinar parámetros de diseño.
- Definición de alternativas de diseño. En esta fase está la concepción de alternativas de arreglo general y estructuración de la sección transversal de las obras de protección así como el análisis de su impacto en la operación y protección portuarias.
- Diseño de detalle de la alternativa óptima. Después de haber realizado los pasos anteriores, se procede al diseño de detalle definiendo a su vez el procedimiento constructivo de la alternativa que se consideró óptima.

El diagrama de flujo siguiente ilustra a manera de propuesta el contenido de los trabajos a realizar en cada etapa de estudio para el diseño de las obras de protección marítima.

FUNDAMENTOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO DE OBRAS DE PROTECCIÓN

METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE OBRAS DE PROTECCIÓN



En cada una de las etapas se realizan trabajos específicos del área, por ejemplo:

Los estudios de campo incluyen:

- una evaluación morfológica de la zona costera (recorridos físicos y fotografías aéreas)
- Levantamientos topográficos y batimétricos
- Estudios de mecánica de suelos
- Exploración de bancos de materiales
- Medición de condiciones oceanográficas
 - ♣ Oleaje
 - ♣ Mareas
 - ♣ Corrientes

Los estudios básicos de procesos costeros se realizan en gabinete e incluyen

- Análisis estadísticos de condiciones de oleaje
 - ♣ Condiciones normales. Base para la evaluación de la operatividad del puerto y nivel de protección que brinda la estructura.
 - ♣ Condiciones extremas. Son básicos para la selección del oleaje de diseño.
- Transformación de las condiciones de oleaje a profundidades de diseño (desplante)
 - ♣ Análisis de refracción. (necesario para condiciones normales y condiciones extremas).
- Análisis de marejada de tormenta
 - ♣ Aquí se realizan los cálculos de sobreelevación por efecto de marejada de tormenta.
- Análisis de mareas y corrientes
 - ♣ Estos se utilizan para obtener los niveles de referencia para construcción y
 - ♣ Los efectos de encauzamiento y generación de fuerzas de socavación.
- Análisis de transporte litoral
 - ♣ Evaluación por efectos de azolve y erosión
 - ♣ Esquema de balance de sedimentos.

Para la definición de alternativas de diseño se tienen los siguientes pasos:

- Definición del arreglo en planta
 - ✦ Criterios para la definición del arreglo en planta
- Selección de alternativas de estructuración de la sección transversal
 - ✦ Cálculo del peso y tamaño de los elementos de coraza
 - ✦ Cálculo del peso y tamaño de los materiales de las capas interiores
 - ✦ Niveles de construcción
 - ✦ Núcleo, Capa(s) secundaria(s) y coraza
 - ✦ Estimación de costo de construcción
 - ✦ Evaluación técnica de las alternativas y selección de la alternativa óptima.
- Análisis de la longitud óptima de la obra de protección
 - ✦ Estimación de niveles de operatividad
 - ✦ Cálculo de la longitud óptima
 - (i) Obras portuarias. Costo de construcción vs. Costo de espera
 - (ii) Obras de encauzamiento. Costo de construcción vs. Costo de dragado.

Para el diseño de detalle y procedimiento constructivo, se debe contemplar:

- Recomendaciones específicas de diseño
 - ✦ Cimentación; talones y geotextiles
 - ✦ Conformación de taludes y densidad de empaque
 - ✦ Corona; respaldos contra el volteo, pantallas deflectoras, superficies de rodamiento.
- Procedimiento de construcción
 - ✦ Etapas de construcción.

En la siguiente sección se analizan a detalle cada uno de los conceptos anteriormente mencionados.

II.2 Estudios Básicos de Campo

El objetivo de los estudios básicos es dar datos adecuados, precisos y suficientes con un fin determinado, generalmente para la etapa de planeación, para el proyecto de estructuración o para el conocimiento de un fenómeno determinado.

Los estudios físicos adquieren una gran importancia debido a que si son insuficientes o poco precisos, no es posible llegar a un resultado razonablemente digno de crédito, lo cual puede llevar en el caso más favorable, a diseños con factores de seguridad elevados, lo que reditúa en el incremento de los costos de las obras; en la peor situación, el diseño puede llegar a fundarse en parámetros menores a los recomendados, resultando una estructura subdiseñada. Por lo mismo, es necesario hacer una correcta programación y formulación de los mismos para garantizar el que se realice un buen proyecto.

Los principales estudios físicos para las obras de protección se refieren principalmente a documentar las características topobatemétricas, geotécnicas y algunas veces geológicas del sitio donde se ubicarán estas obras, así como los procesos físicos tales como el oleaje normal, el ciclónico, las mareas astronómicas y las generadas por tormentas; las últimas son de particular interés para el diseño de las obras descritas.

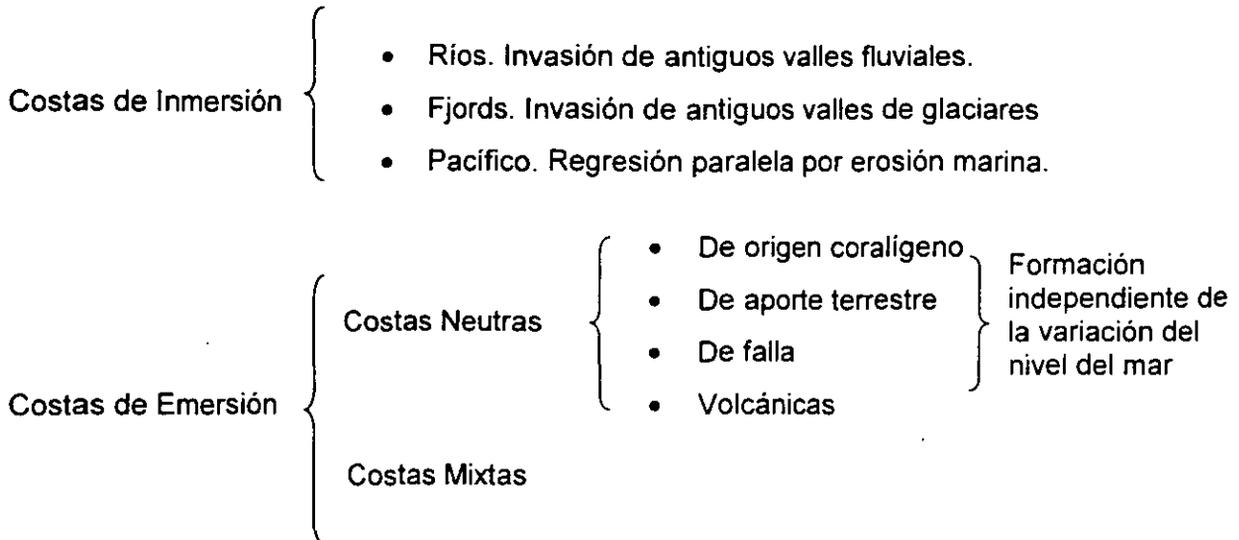
II.2.1 Selección del Sitio del Proyecto; Evaluación Morfológica de la Costa.

El conocimiento del sitio donde se realizarán las obras de protección marítima con el objetivo de mejorarlo o habilitarlo, suele ser sumamente complejo. Esto implica un estudio a fondo de las características generales que presenta el sitio aunado a los objetivos que se persiguen en el proyecto. Las obras de protección marítima se construyen generalmente en aguas someras, cercanas a la playa, por lo que es necesario hacer una evaluación de la morfología costera; esto implica el tener noción del comportamiento que puede presentar el sitio ante determinados fenómenos de acuerdo al material y al tipo o clasificación de que se trate. En los siguientes párrafos se hará una breve mención de la morfología de la costa.

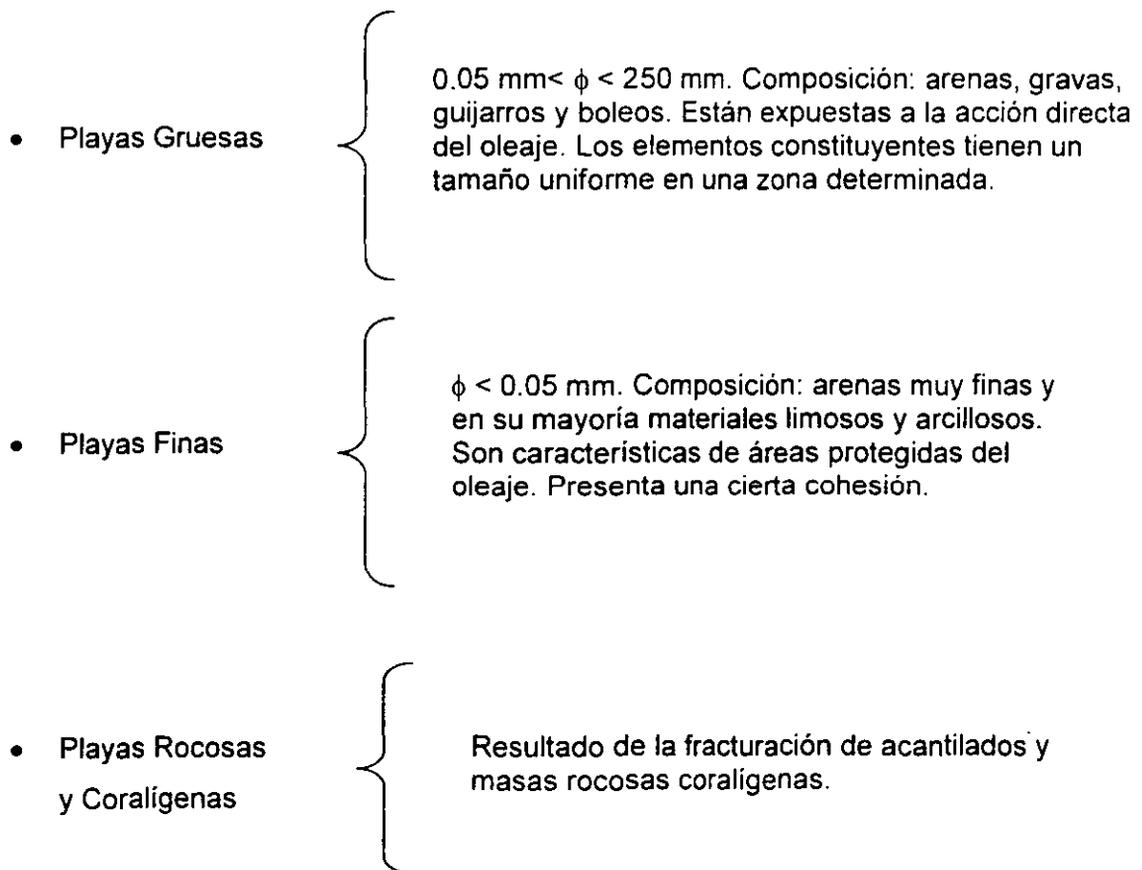
El término *costa* se define como la franja de terreno que constituye el límite entre tierra firme y un cuerpo de agua expuesta a la acción del oleaje y las mareas. La línea de playa marca la posición del nivel del agua en un momento determinado, nivel que experimenta desplazamientos diarios que oscilan entre las posiciones de la orilla por efecto de las mareas.

FUNDAMENTOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO DE OBRAS DE PROTECCIÓN

De acuerdo con Johnson (1970) las costas pueden clasificarse en función de las variaciones de la línea de costa, es decir, la traza del nivel del mar con tierra firme.



Para clasificar las playas, Trask (1974) propone distinguirlas de acuerdo a su composición granulométrica, a través del diámetro medio (ϕ) de las partículas granulares que las conforman. Es decir:



El estudio del régimen de una costa requiere como una de las informaciones básicas determinar las fuentes de aporte de material playero; también es necesario conocer ciertas características físicas y químicas del material. Entre las fuentes de aporte, se pueden distinguir:

- a) Material de aporte playero. Tiene su origen en playas adyacentes a la zona considerada y es llevado a ella por efecto del transporte litoral.
- b) Material de erosión costera. Es el resultado de la erosión de formaciones costeras, diferentes de las playas por la acción del oleaje.
- c) Materiales de origen terrígeno. Aporte continental hacia las playas por agentes tales como ríos o viento.

Las principales características de los materiales playeros que se emplean en los estudios de régimen de costas son:

Diámetro. Con base en un análisis granulométrico, generalmente se toma como diámetro representativo el D_{50} o diámetro medio (ϕ). En relación a esto, también se recurre a la determinación de otros parámetros como los coeficientes de clarificación y asimetría.

Densidad.

Contenido de minerales pesados. Esta análisis puede proporcionar excelentes informaciones sobre la fuente de origen de los materiales.

En una playa se distinguen las siguientes partes (ver figura II.1). La parte exterior de la playa se considera a partir de la línea de rompiente, playa afuera, el perfil del fondo es mas o menos uniforme sujeto solo a las variaciones producidas por el efecto del transporte en el sentido de la propagación del oleaje. En la zona de rompientes existen unas barras longitudinales, sensiblemente paralelas a la línea de playa formadas por la rotura del oleaje. Al pie de estas barras hay fosas que actúan como canales para las corrientes longitudinales. Este sistema de fosas y barras se desarrolla mejor cuanto mayor sea la agitación. Al terminar la zona de rompientes se encuentra el estrán (foreshore) o cara de la playa; es la parte alternativamente cubierta y descubierta por el oleaje después de haber roto por completo. El estrán está limitado por la traza del nivel de mareas bajas y el punto de alcance máximo de la ola. Finalmente la berma playera debe su formación al aporte de material por efecto de la rotura de la ola, siendo mayor mientras menor es la

agitación. A partir de esta berma se inicia la zona seca de la playa y normalmente un sistema de dunas cuyas características y dimensiones son muy variables dependiendo de factores tales como pendiente de la playa, grado de agitación, orientación e intensidad de los vientos, vegetación, etc.

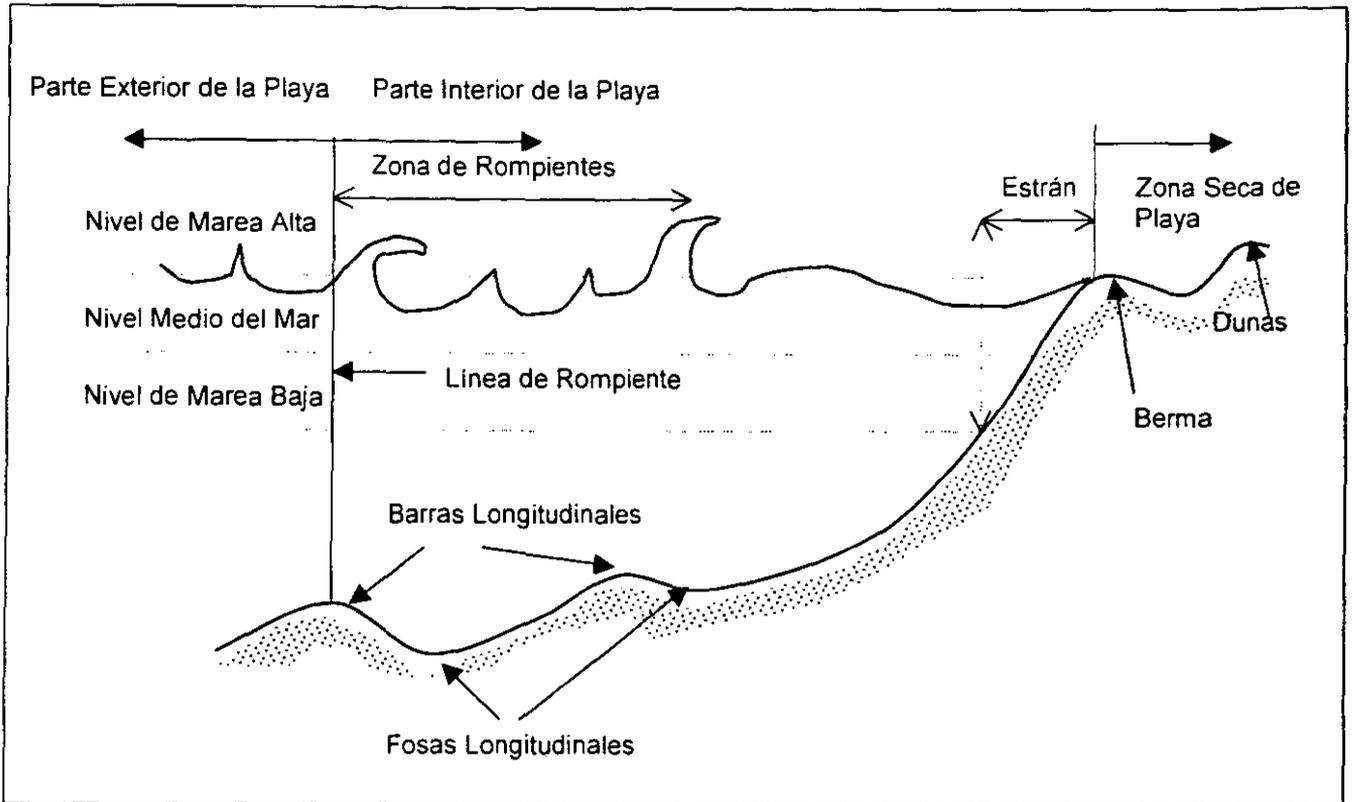


Figura II.1 Terminología General de un Perfil Playero.

El tener conocimiento de las características generales de la zona y la morfología playeras, conlleva a efectuar los levantamientos topohidrográficos que permitan representar las condiciones físicas en que se encuentra el lugar.

II.2.2 Topografía y Batimetría

Para el efecto de los estudios preliminares, se deberá obtener un levantamiento general de la zona. Mediante un levantamiento topobatimétrico se determinan las alturas y las profundidades de la costa. Este tipo de trabajos, se complican precisamente en la

zona de traslape entre la tierra y el mar, por lo que se requiere de procedimientos específicos debido al oleaje bajo condiciones de rompiente.

Por otra parte, vale la pena mencionar que en este trabajo solo se describe de manera cualitativa las fases implícitas en un levantamiento topobatimétrico, ya que el estudio de los procedimientos y técnicas específicas para su conducción quedan fuera del alcance de esta tesis. Por lo consiguiente para llevar a cabo un levantamiento topobatimétrico, se conocen tres fases:

- Construcción de una Poligonal Abierta de Referencia
- Levantamiento de Secciones Referidas a la Poligonal de Referencia
 - a) Secciones en Tierra

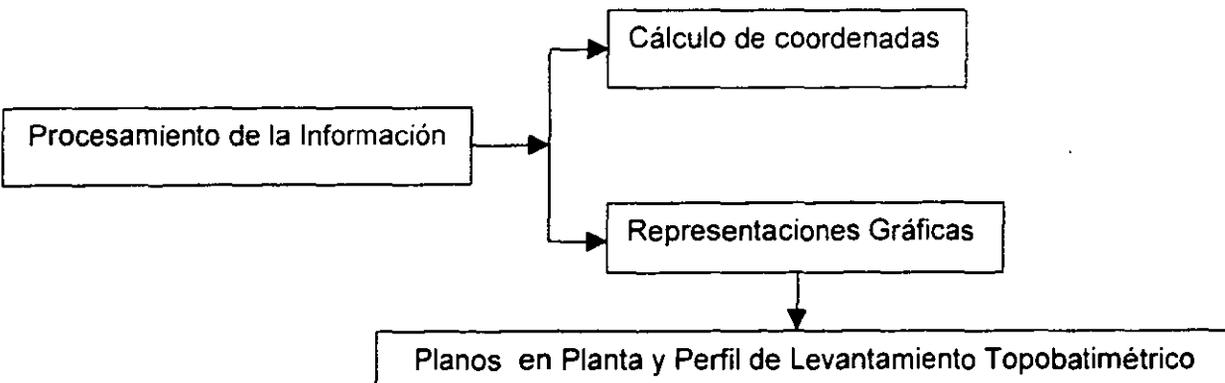
Estos levantamientos se llevan a cabo igual que un levantamiento topográfico.

- b) Secciones en Mar

Se ejecutan con cualquiera de los métodos existentes usando una ecosonda o sondaleza (según el nivel de profundidad) y algún método de posicionamiento y referenciación horizontal que puede variar desde el uso de dos tránsitos en tierra para medir por triangulación distancias y ángulos al punto de medición de profundidades, hasta el uso de sistemas satelitales GPS (Sistema de Posicionamiento Geográfico).

- Elaboración de los Planos Respectivos

Que incluye los siguientes trabajos:



II.2.3 Mecánica de Suelos

El proyecto de una obra de protección no puede efectuarse de una manera racional y satisfactoria, sin que el proyectista tenga como mínimo una concepción razonable de las propiedades de los suelos.

La investigación geotécnica es un importante paso preliminar en un proyecto de obras de protección. La exploración efectuada en altamar desde una embarcación o desde una plataforma temporal es cara, pero el costo de la misma es normalmente pequeño en relación con el costo de construcción a efectuar. Estas investigaciones tienen como objeto determinar la naturaleza del suelo, sus esfuerzos resistentes "in situ"; sus distribución granulométrica y sus grados de compacidad. En el caso de las arcillas, se requiere evaluar las características de consolidación una vez alteradas.

Las estructuras se deben diseñar de tal manera que se conozcan las propiedades del suelo en el inicio del proyecto y las propiedades que presentará el suelo al completarse la vida de diseño de la estructura, ya que las propiedades originales del suelo varían de acuerdo a las cargas recibidas. En general un incremento de esfuerzos normales sobre un elemento de suelo causa un incremento en la resistencia cortante y un decremento en la compresibilidad y en la permeabilidad; por otra parte, un decremento en los esfuerzos normales causa que se inviertan los efectos sobre el suelo. Los cambios producidos por una reducción de esfuerzos son usualmente menores que los causados por un incremento de esfuerzos de igual magnitud.

Es importante mencionar que las corrientes pueden ocasionar socavaciones al pie de una estructura de protección, y dependerá en gran medida del tipo de suelo que se tenga en el sitio para determinar la resistencia de la obra.

Pruebas en suelos no cohesivos.

Las principales pruebas en este tipo de suelo son: compacidad relativa, granulometría, permeabilidad, densidad de sólidos, forma y dureza de los granos, contenido de agua (permite calcular la relación de vacíos, cuando se considera que el suelo está saturado y se conoce también su densidad de sólidos), contenido de cal (este

factor es importante en la disgregación y remoción del suelo porque se refleja como cohesión, que incrementa las fuerzas de corte) y contenido de materia orgánica (esto puede ocasionar problemas de compresibilidad y capacidad de carga del suelo).

Pruebas en suelos cohesivos

La cohesión es el principal factor en la determinación de la resistencia al corte del suelos cohesivos. Las pruebas que se deben realizar son: granulometría con hidrómetro (es importante para definir la velocidad de sedimentación del suelo y la viscosidad de la suspensión formada por el agua y los granos finos menores de 0.010mm), peso volumétrico natural, límites de consistencia y contenido de agua (por medio de estos límites, se puede estimar en forma indirecta y aproximada la resistencia del suelo), adhesión y viscosidad del suelo.

II.2.4. Evaluación de Bancos de Materiales.

Es importante tomar en cuenta los elementos existentes en los bancos de roca cercanos al sitio y que proveerán de material para la construcción de las obras. Esto y los requerimientos necesarios para la selección del material óptimo se presenta con mayor detalle a continuación.

Para la construcción de obras de protección marítima, es necesario conocer los tipos de materiales (bancos de rocas) que existen en el lugar, para optimizar recursos. Cuando el material existente no cumple con las especificaciones del proyecto, se procede a utilizar elementos prefabricados, generalmente de concreto.

II.2.4.1 Características de la Roca para la Construcción de Obras de Protección Marítima.

Cuando se elige utilizar roca para la construcción de una obra de protección, se deben investigar los sitios donde obtenerla, las propiedades y características principales para tener el mejor rendimiento de los bancos de roca.

De acuerdo a José Vicente Orozco (1985), la obra de protección bien diseñada y construida con materiales apropiados, podrá sufrir algunos daños provenientes de un evento severo y rara ocurrencia; deterioros que podrán restaurarse a mayor o menor costo y tiempo, pero sin llegar a la falla total. Según Per Bruun (1990), existen once causas posibles o combinaciones de éstas por las que puede fallar una obra de protección construida de roca, estas son:

1. Desplazamiento por oleaje de fragmentos individuales en la coraza.
2. Levantamiento por subpresión de fragmentos individuales en la coraza.
3. Deslizamiento en conjunto de toda la coraza.
4. Rotura por fatiga gradual de fragmentos individuales en la coraza.
5. Socavación
6. Derrame de olas sobre la corona, con desplazamiento de fragmentos de coraza al lado interior de la estructura.
7. Deslave y erosión del núcleo causado por el efecto de la subpresión creada por el oleaje.
8. Erosión del talud al fondo.
9. Falla de suelo en la cimentación de la estructura.
10. Variaciones de resistencia entre fragmentos vecinos.
11. Mala construcción.

En relación con lo anterior y para la elección de material para construcción de obras marítimas de protección, las propiedades de mayor importancia en las rocas son las siguientes:

- Tenacidad
- Hermetismo
- Inmunidad química

Las características básicas de estas propiedades se presentan en la Tabla II. 1.

Tabla II.1 Características de la Roca para Obras de Protección

No.	Propiedad Principal	Características
	Tenacidad Hermetismo Inmunidad Química	Resistencia compresiva Resistencia en tensión Resistencia al cortante Resistencia al impacto Densidad relativa Absorción Susceptibilidad a la inmersión Coeficiente de fricción al deslizamiento Forma de fragmentos y número de los puntos de contacto Debilidades internas del fragmento: esfoliación, venas intrusivas, fracturas y otros efectos intrusivos y de interperismo. Porosidad Permeabilidad Integridad Volumétrica (Slacking). (Resistencia a desintegrarse al sumergido en agua de mar, ya sea total o parcialmente, así como en ciclos alternados de seco y mojado). Resistencia al ataque del medio ambiente atmosférico.

En las siguientes tablas (II.2, II.3, II.4, II.5 Y II.6), se presentan los índices de calidad en roca para obras de protección según diferentes criterios.

Tabla II.2 Índices de Calidad en Roca para Obras de Protección Según PEMEX.

No.	Prueba de:	Valor Requerido
1	Resistencia a la compresión en estado húmedo	150 kg / cm ² mínimo
2	Resistencia a la compresión en estado húmedo, aplicando la carga paralelamente a los planos de la formación, cuando los haya.	100 kg / cm ² mínimo
3	Absorción en por ciento	4 en porcentaje máximo
4	Densidad Relativa	2.3 Mínimo
5	Resistencia al intemperismo acelerado. Pérdida de peso.	10 en porcentaje máximo
6	Resistencia al desgaste determinada por la prueba de Los Angeles.	40 en porcentaje máximo

Tabla II.3 Índices de Calidad para Roca Según la ASTM.

No.	Prueba de:	Valor Requerido
1	C-170 Resistencia a la compresión: Mayor de	400 kg / cm ²
2	C-127 Peso específico mayor de	2.4 Ton / m ³
3	C-97 Absorción	1 a 3x100
4	C-88 Pérdida de peso por acción del Sulfato de Magnesio	menor de 3x100
5	C-88 Pérdida en peso por acción del Sulfato de Sodio	menor de 3x100
6	C-535 Pérdida al desgaste Los Ángeles, en peso	menor de 35x100

Tabla II.4 Índices de Calidad para Roca en Obras de Protección Marítima Según la Asociación Internacional Permanente de Congresos Sobre Navegación.

No.	Prueba de:	Valor Requerido
1	Compresión	La mayor posible (10% finos máximos en falla final).
2	Densidad Relativa	≥ 2.5
3	Absorción de agua	Fijar un límite aceptable
4	Impacto	Idem.
5	Solidez (Sanidad): Pérdida en solución de sulfato	Idem.
6	Integridad volumétrica (Slacking), en inmersiones repetidas.	Idem.
7	Forma prismoidal: relación de la dimensión mayor a la menor permisible, hasta	2.5

Tabla II.5 Las Rocas Recomendables para Obras de Protección Marítima

Fuente	Grupo	Clase
Pemex	Igneas Intrusivas (grano fino)	Granito Diorita Riolita
	Igneas Extrusivas (grano fino)	Andesita Basalto Toba Brecha volcánica
PIANC	Sedimentarias	Calizas Travertino Arenisca Conglomerado Brecha
		Local de calidad buena.

Tabla II.6 Índices de Solidez Sugeridos para Seleccionar las Rocas Naturales a Utilizar en los Pedraplenes. Valores Tentativos de Marsal, 1972

Material	P_a para $d = 25$ mm (kg)	Absorción de agua % en peso	Desgaste Los Ángeles (%)	NOTAS
Partículas duras	> 1000	1 a 2.5	10 – 15	P_a = Carga de Ruptura del fragmento con tamaño (ϕ) = 25 mm. Véase nota al pie de la tabla.
Partículas semiduras	500 – 1000	1 a 2.5	15 – 25	
Partículas blandas (algunas calizas, esquitos y, todas volcánicas)	< 500	2.5 a 15	>25	$P_a = P/x_c$, en el cual: P = la carga que produce la rotura del primer grano y, x_c es el número de contactos en el fragmento de roca probado, con la dimensión media (ϕ)=25 mm, en este caso.

De acuerdo a los criterios anteriores, es posible seleccionar el tipo de roca que mejor convenga utilizar para la construcción de las obras de protección marítima, tomando en

cuenta diversos factores complementarios tales como la cercanía del banco de roca, el tamaño máximo de roca obtenible, etc.

Sin embargo, como se mencionó anteriormente, cuando no se encuentran las propiedades adecuadas en algún banco de roca cercano a la obra, se recurre a los elementos prefabricados de concreto, cuyas características y propiedades deben también cumplir ciertas normas generales de calidad que se mencionan a continuación.

II.2.4.2 Características de los materiales para elementos prefabricados.

Normalmente el empleo del concreto en el mar constituye una prueba muy severa para la perennidad de este material, ya que las estructuras construidas con concreto pueden sufrir daños graves por los ataques químicos que recibe y el cambio de temperatura. Asimismo el agua de mar ataca al concreto armado por oxidación progresiva, además del ataque de ciertos organismos marinos, y si existen vertidos industriales, la situación tiende a agravarse.

Sin embargo, se puede obtener un concreto resistente a la acción del agua de mar cuidando la compactación, calidad del cemento, los agregados, que pueden ser arenas y gravas naturales o productos disgregados. Deben ser limpios, duros, de baja absorción, de forma redonda o angular pero no aplastada. Es importante evitar agregados que reaccionen con el cemento o conduzcan a cambios físicos o químicos después de la mezcla. El agua debe ser limpia y exenta de materias orgánicas. No existe, sin embargo, inconveniente en enjuagar los recipientes con agua del mar.

El cloruro de calcio o los compuestos que lo integran no deben ser utilizados como aceleradores del fraguado en el cemento armado o pretensado. Otros aditivos como los plastificantes pueden utilizarse cada vez que se demuestre su ausencia de nocividad para el concreto o el acero.

El concreto debe ser tan denso como sea posible para prevenir su fragmentación por corrosión de las armaduras. Se debe tener especial cuidado en la resistencia, sobre

todo en los bloques de forma complicada, ya que la rotura puede conducir a serios daños en la obra.

II.2.5 Procesos Costeros

El estudio de los procesos costeros proporciona la información básica para elaborar posibles alternativas de solución. Los estudios más importantes deben documentar cuando menos los siguientes elementos:

II.2.5.1. Vientos Normales y Extremales

Las características del viento en un sitio particular del océano se logran conocer mediante observaciones y mediciones sistemáticas que se efectúan tanto en estaciones meteorológicas terrestres como sobre embarcaciones; sin embargo, existen muy pocas estaciones meteorológicas, por lo que es necesario recurrir a estimaciones de la velocidad y dirección del viento por medio de las cartas sinópticas del tiempo; estas describen las condiciones del clima en una amplia área y en un cierto momento. Las observaciones sistemáticas se realizan en todo el mundo, las cuales se transmiten por código a centros regionales, quienes a su vez lo comunican a centros de procesamiento de la información. Los datos se transfieren a un mapa de la zona respectiva de acuerdo a estándares numéricos y simbólicos que presentan los diferentes parámetros meteorológicos de la zona, dichos símbolos y cantidades se colocan siempre en la misma posición relativa con respecto al círculo de la estación excepto en lo correspondiente a velocidad del viento, movimiento real del buque y dirección de los vientos distantes, los cuales se dibujan de acuerdo con la dirección reportada.

Una vez que se dibujan los datos, el meteorólogo diagnostica la situación atmosférica y se trazan las líneas de presión y la localización de los frentes. Las líneas de presión se indican por medio de isobaras, las cuales son líneas que unen los puntos que tienen la misma presión. Las líneas o curvas isobáricas delimitan centros de alta y baja presión.

En la figura II.2 Se muestra un ejemplo de carta sinóptica del tiempo.

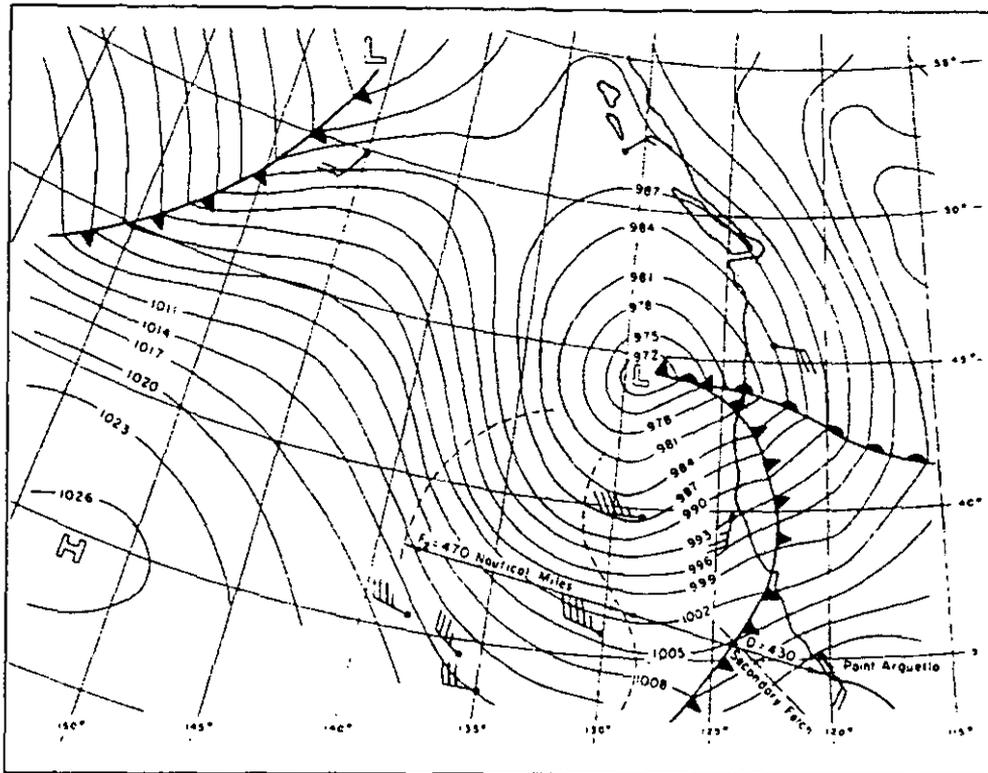


Figura II. 2 Ejemplo de Carta Sinóptica del Tiempo

Si es necesario conocer la inestabilidad de la acción del viento, para estimar las condiciones de oleaje que produce, se puede estimar la velocidad del viento en la zona de interés infiriendo en las cartas sinópticas del tiempo, ya que existe una relación entre el viento y las líneas de presión.

Se debe tomar en cuenta que además actúan las fuerzas de Coriolis y la de fricción, las cuales provocan un cambio en el movimiento. La fuerza de Coriolis es directamente proporcional a la velocidad del movimiento y a la latitud. Como una consecuencia de ella, los objetos del hemisferio norte que están en movimiento se desvían hacia la derecha, por ello, si se da la espalda al viento que se mueve, la menor presión estará a la izquierda y la mayor a la derecha. En el hemisferio sur sucede lo contrario. A este viento idealizado se le denomina *Viento Geostrofico*. Para conocer su magnitud puede utilizarse la figura II.3 La velocidad del viento geostrofico se da en nudos

a través de las líneas inclinadas. Se observa que para un cierto espaciamiento entre isobaras la velocidad del viento decrece con la latitud y para cierta latitud, la velocidad del viento se incrementa con el gradiente de presión.

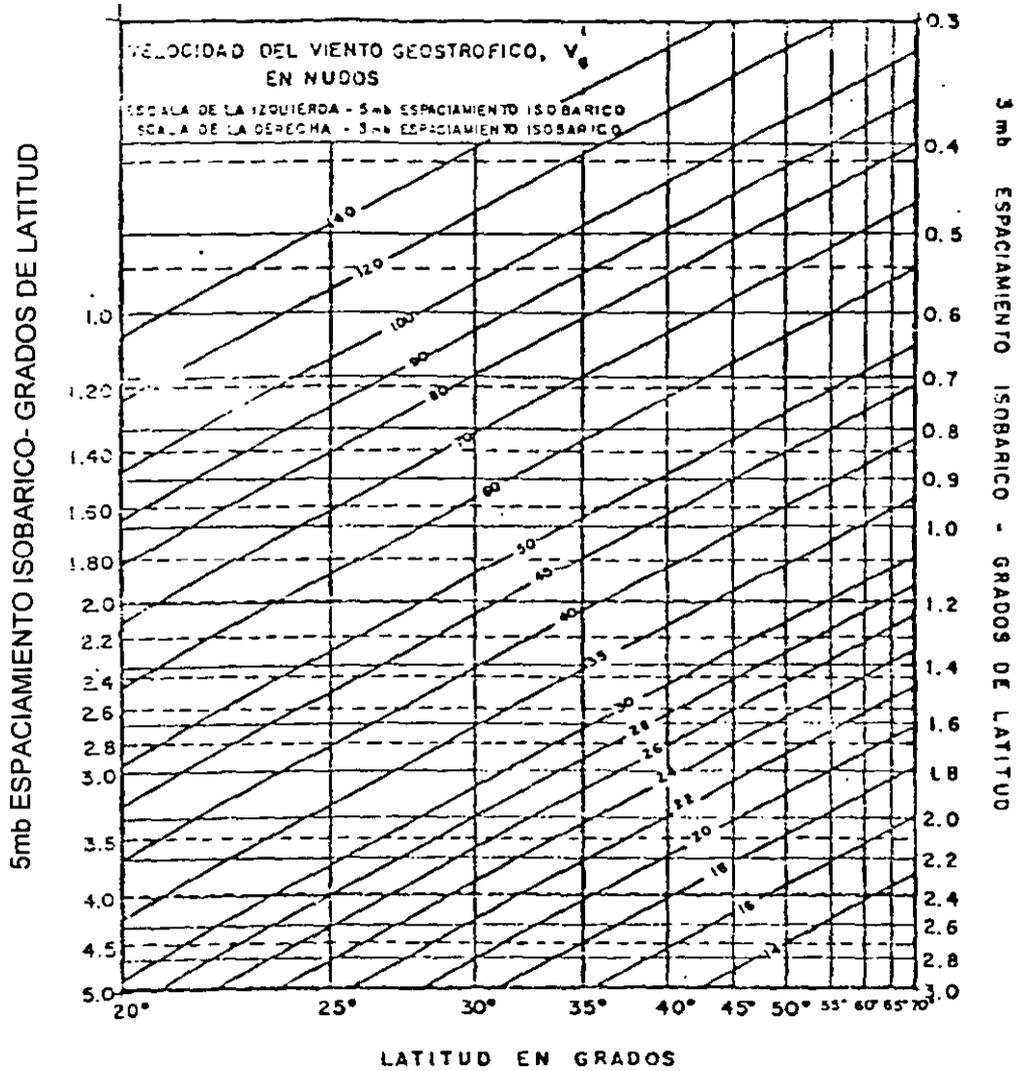


Figura II.3 Escala de Viento Geostrófico

Las fuerzas de fricción ocurren por el movimiento relativo entre el aire y la superficie de agua o terrestre, provocando una disminución en la velocidad del viento

geostrófico. En ausencia de fricción, es decir, a grandes alturas, cuando el viento sopla paralelo a las curvas isobáricas, se le denomina viento de gradiente o superficial.

Para términos de cálculo del oleaje, los datos de viento que se utilizan generalmente son los geostroficados.

En la zona de generación de oleaje (fetch), el crecimiento de las olas se define por tres factores:

- La velocidad del viento
- La longitud del Fetch en la dirección en que el viento está soplando
- El lapso o tiempo en que el viento está soplando.

El área del océano donde actúa el viento presenta en la superficie características irregulares, aquí se presentan las llamadas ondas de cresta corta en las cuales las partículas se comportan en condiciones tridimensionales de movimiento.

11.2.5.2. Oleaje

Al soplar el viento sobre la superficie del mar origina corrientes y oleajes, debido al esfuerzo tangencial que ocasiona sobre la superficie, que junto con las variaciones de presión sobre dicha superficie hace que el agua se mueva en una dirección de incidencia, con una velocidad que varía y genera un oleaje, al cual se denomina normal. Las olas formadas por el viento se conocen como ondas de viento (sea), de tipo forzado o de tormenta. Cuando el oleaje está libre de la acción del viento y se propagan hasta lugares remotos, a las olas se les designa como libres (swell).

El viento afecta una determinada zona del mar y se deben tomar en cuenta las dimensiones de esa zona (fetch), el tiempo (duración) que actúa el viento y su velocidad ya que ellas afectan el crecimiento de las olas.

La primera zona donde se genera el oleaje se llama zona de generación (fetch) que, generalmente se presenta para la condición de aguas profundas. Al avanzar las olas, éstas se alejan de la zona donde fueron generadas y sus características son modificadas

ya que la acción del viento no influye sobre ellas. Esta etapa de propagación del oleaje se realiza en una segunda zona llamada de decaimiento, en la cual las olas decrecen en altura y se separan por periodos. Por último, al acercarse a la costa, las olas dejan de estar en aguas profundas y pasan a una tercera zona donde sufren modificaciones por efecto del fondo.

Los límites del Fetch quedan delineados de acuerdo a la Figura II.4 Por:

1. La costa en la dirección del viento
2. Los frentes meteorológicos
3. La curvatura de las isobaras
4. La separación entre isobaras.

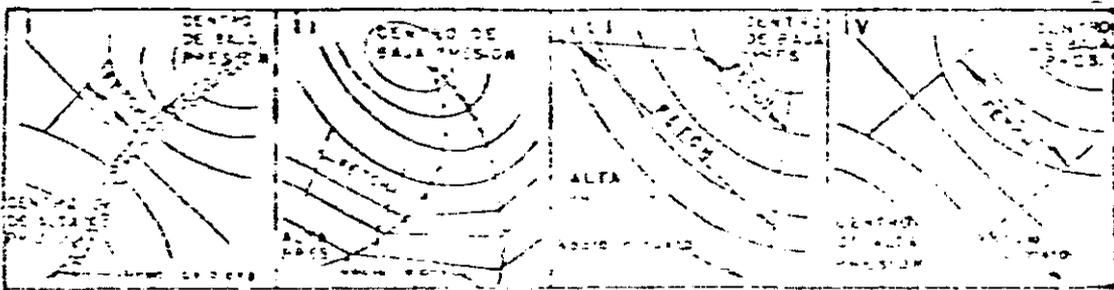


Figura II. 4 Límites del Fetch

Para definir la zona de generación con respecto a un punto en donde se desea conocer el oleaje que se presenta, es necesario considerar que el ángulo que forma la dirección del viento con la línea que une la zona de generación y el punto de presión debe ser menor de 30° en zonas donde las isobaras son casi rectas, y de 45° en zonas de isobaras curvas. Por encima de estos valores, los resultados pueden volverse muy inexactos.

Entre las bases de datos visuales o fuentes estadísticas de información más comúnmente usadas en nuestro país se encuentran el Atlas Sea and Swell y el Ocean Waves Statistics.

El Atlas Sea and Swell contiene información correspondiente a observaciones efectuadas por embarcaciones en alta mar, principalmente en la década de los años 30. Estas observaciones fueron conjuntadas y analizadas para su publicación en forma de resumen estadístico por el Servicio de Oceanografía de la Armada de los E.U.A. Las observaciones están clasificadas como SEA, oleaje de generación local y SWELL, oleaje de generación distante. Los datos de oleaje se presentan agrupando las observaciones realizadas en un área o zona determinada. La presentación gráfica de las observaciones es una rosa doble de ocho puntas correspondiente a las direcciones de procedencia, en la cual el oleaje local se representa con una línea delgada y el distante con una línea gruesa (ver figura II.5). Esta representación gráfica proporciona información sobre el número total de observaciones realizadas, divididas en cada una de las ocho direcciones de la rosa y clasificadas como oleaje bajo, medio y alto, dependiendo del rango de altura registrado. La información se presenta agrupada mensualmente, además en forma anual.

Conforme al ejemplo mostrado en la Figura II.5. los datos mostrados se describen a continuación.

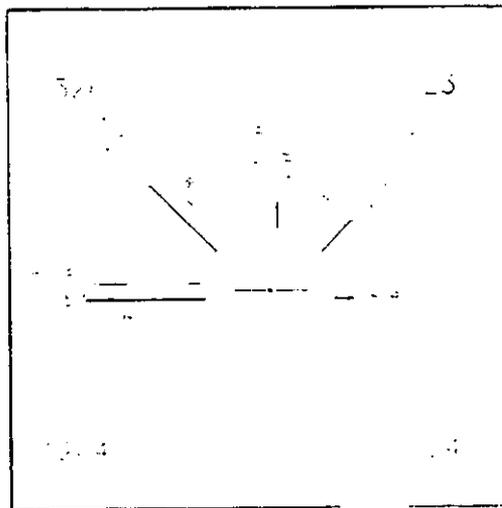


Figura II.5. Ejemplo de un Registro de Oleaje

- a) El número total de observaciones del oleaje local para todos los rangos de direcciones aparece en la parte superior izquierda (1326); el porcentaje de calmas con respecto al total de observaciones aparece en la parte superior derecha (23).

- b) El número total de observaciones del oleaje distante para todos los rangos y direcciones, aparece en la parte inferior izquierda (1204); el porcentaje de calmas con respecto al total de observaciones aparece en la parte inferior derecha (24).

- c) Sobre las líneas de oleaje local y distante, se anotan los porcentajes de observación de cada rango de altura de ola en la dirección respectiva, en relación al porcentaje total de la dirección que aparece en el extremo de la línea. Los porcentajes de los rangos se dan de bajo a medio, en el sentido del centro de la rosa hacia el exterior, siendo el porcentaje del rango alto el complemento al 100% de la suma de los otros dos, es decir para oleaje local se puede leer que el 18% de las observaciones provinieron de la dirección noroeste; estas observaciones se agruparon en los rangos bajo y medio 87 % y 11 % respectivamente, por lo que el 2% (complemento de la suma de los otros dos), se agrupó en el rango de oleaje alto.

- d) Cuando el porcentaje total de observaciones por dirección es inferior al 15% pero mayor que el 6%, éste se indica para un solo rango, acompañándose por la letra B, M o A, significando respectivamente la presencia exclusiva de oleaje bajo, medio o alto. Los porcentajes totales por direcciones iguales o inferiores a 6% no son anotados en la rosa.

Tanto el oleaje local como el distante, se dividen en los siguientes rangos de altura de ola:

Tabla II. 7 Rangos de Altura para Oleaje Local y Distante.

Tipo de oleaje	Rango (m)		
	Bajo	Medio	Alto
Local	0.30 – 0.90	0.90 – 2.40	> 2.40
Distante	0.30 – 1.82	1.82 – 3.65	> 3.65

En ambos tipos de oleaje se considera calma a las alturas menores de 0.30

Por otra parte, las cartas del Ocean Waves Statistics también presentan observaciones visuales de embarcaciones en altamar. Los datos de estas cartas están formados a partir de cerca de 1' 7500,000 observaciones efectuadas por más de 2,500 embarcaciones, cumpliendo así con un convenio internacional de observación. Estas cartas presentan el número de observaciones clasificadas para diferentes rangos de altura de ola, diversos rangos de periodo de oleaje y 12 direcciones. Las cartas vienen presentadas inicialmente por estaciones (diciembre-febrero, marzo-mayo, junio-agosto y septiembre-noviembre) y posteriormente por medio de un resumen anual.

Tabla II.8 Ocean Wave Statistics, Zona 22, Régimen Anual y Dirección Norte

	350°		000°					010°		
	2	3	4	5	6	7	8	9		
00	57	4								66
01	42	6	1							50
02	79	24	6	2	2					111
03	18	24	11	4						57
04	11	15	8	1						35
05	1	8	7	3						19
06		7	5	5						17
07	1	2	3							6
08			1	4						5
09		2	1		1		1			5
10			1	1						2
12			2							2
13			1							1
15				1						1
	250	89	47	21	5		1	2	4	420

La manera en que se presentan los datos de dirección, periodo y altura se muestra a manera de ejemplo en la tabla II.8, cuyo contenido se describe a continuación:

La dirección se presenta en azimut en 12 rangos direccionales de 30° cada uno. A su vez cada rango está espaciado 10°; la dirección se muestra en el primer renglón superior. Los rangos de periodos se presentan de acuerdo a códigos, en el segundo renglón superior, por ejemplo el código 5 corresponde a un periodo de 10 a 11 segundos. Las alturas también se presentan de acuerdo a códigos establecidos en la columna del extremo izquierdo, por ejemplo, el código 04 se refiere a un rango de altura de ola de entre 2.00 m. En el interior de la tabla se reportan el número de observaciones asociadas a cada rango de periodo y altura de ola establecidos. En el renglón inferior y el extremo de la derecha de la tabla se muestran las sumas de las observaciones en forma vertical y horizontal respectivamente.

Es importante señalar que las dos fuentes utilizadas tienen sus ventajas y desventajas, ya que por un lado si bien es cierto que el Atlas de Sea and Swell presenta sus datos para zonas más reducidas que las cartas del Ocean Wave Statistics, y por lo tanto más confiables, también ocasiona dificultades en su propio entendimiento al mostrar el oleaje local y distante separados. Por otra parte, las cartas del Sea and Swell no presentan los periodos de oleaje, lo cual es muy importante para el diseño de obras marítimas y los rangos de altura de olas son muy amplios.

Otra forma de documentar el oleaje es a través de mediciones directas de oleaje que pueden ser de varios tipos:

- **Contacto**

En este tipo se encuentra la ecosonda, que funciona conduciendo una función de transferencia y mide oleajes del orden hasta de 4 metros.

- **Transformador de presión**

En esta apartado se clasifican los ológrafos que transforman la presión a voltaje o a resistencia, se utilizan principalmente en aguas intermedias.

- **Web stabs**

Aquí se mencionan las boyas, que tienen una mayor precisión. Estas miden aceleraciones y las integran con respecto al tiempo para obtener los valores de oleaje. También se clasifica en este apartado la percepción remota por satélite. Miden el oleaje en aguas profundas e intermedias generalmente.

- Fotografía y vídeo

Con este método se mide el oleaje en aguas muy poco profundas de manera cualitativa con imágenes fotográficas.

Cuando no existen datos derivados de observaciones visuales o mediciones directas, o cuando se decide tomar caminos alternos para documentar las características de oleaje, se puede recurrir a métodos alternos para pronósticos de oleaje. Para predecir el oleaje existen principalmente dos tipos: de predicción con base en datos meteorológicos ocurridos en el pasado (Hindcasting) y predicción con base en datos estimados (Forecasting).

Existen diversas técnicas para la predicción en cualquiera de sus formas, desde las más sofisticadas con el empleo de datos de clima medidos y modelos matemáticos muy especiales, hasta técnicas relativamente simples, pero que son de utilidad para el proyecto de las obras.

En virtud de que el oleaje real presenta alturas y periodos irregulares, se han establecido los términos de altura de ola significativa H_s y periodo significativo T_s para representar el oleaje real de una manera monocromática. Munk (1975) definió a la altura de ola significativa como la altura promedio del tercio de las olas más altas de una muestra determinada de datos y estableció que sería igual a la altura promedio estimada por un observador experimentado. El periodo significativo del oleaje que se obtiene de observaciones visuales corresponde al promedio de las 10 o 15 olas más grandes. En el caso de un registro, se utiliza el nivel medio del mar y se obtiene el promedio del periodo de todas las olas que cruzan este nivel.

Si se tiene un registro de oleaje ordenados de mayor a menor, la frecuencia de ocurrencia de las olas se aproxima a la forma de una distribución estadística de Rayleigh.

Este hecho permite estimar la altura promedio del tercio superior o estimar la altura de ola de una frecuencia dada en función de la altura significativa. De acuerdo con esta distribución estadística, la probabilidad de que una altura de ola H sea más que cualquier valor arbitrario \bar{H} es:

$$P(H > \bar{H}) = e^{-\left(\frac{\bar{H}}{H_{rms}}\right)^2} \quad (II.1)$$

Donde:

H_{rms} = Parámetro de la distribución, llamado raíz media cuadrática de la altura.

$P(H > \bar{H})$ = es el número (n) de olas mayores que \bar{H} dividido por N que es el número total de olas en el registro.

$$H_{rms} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{j=1}^N H_j^2} \quad (II.2)$$

Sustituyendo este valor en la ecuación que define la energía total por longitud de onda, resulta al considerar la energía total por unidad de área:

$$(\bar{E})_A = \frac{g\rho}{8} \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N H_j^2 \quad (II.3)$$

E = Energía

N = Número de olas

g = Aceleración de la gravedad

ρ = Densidad del agua

H = Altura de ola individual

Sustituyendo n/N por $P(H > \bar{H})$ en la ecuación de probabilidad y tomando logaritmos naturales en ambos miembros de dicha ecuación se obtiene:

$$Ln(n) = Ln(N) - (H_{rms}^{-2})\bar{H}^2 \quad (II.4)$$

Que puede escribirse de la forma:

$$Y(n) = a + bx(n) \quad (II.5)$$

Las constantes a y b se pueden determinar gráficamente o dibujando una línea de regresión de las observaciones. Los parámetros N y H_{rms} se pueden calcular a partir de a y b. El valor encontrado de N es el que proporciona la mejor adaptación entre la distribución de las olas identificadas y la función de distribución de Rayleigh que es generalmente un poco mayor que el número de olas realmente identificadas en el registro. Esto es razonable ya que algunas olas muy pequeñas generalmente se desprecian al interpretar el registro.

Si todas las olas son consideradas, se deduce que su altura promedio es:

$$\bar{H} = 0.886H_{rms} \quad (II.6)$$

y la altura de ola significativa queda como:

$$H_s = 1.416H_{rms} = \sqrt{2}H_{rms} \quad (II.7)$$

II.2.5.3 Marea Astronómica

La marea astronómica se define como la oscilación periódica del nivel del mar causada principalmente por la atracción gravitatoria de la Luna, el Sol y otros cuerpos astronómicos. Sin embargo por efecto de las mareas, existe el flujo de masas oceánicas a través del globo terrestre, conduciéndose por los canales que comunican a los océanos en las cercanías del Polo Sur. Estos flujos de masas oceánicas modifican el comportamiento de las mareas, ocasionando una alteración en el periodo en el cual se presenta un ciclo de marea completo.

El sistema formado por la Luna y la Tierra ejerce las fuerzas de atracción más relevantes que causan la elevación en el nivel del agua en algún punto de la Tierra, dado que el volumen de agua permanece constante, necesariamente en otro punto de la Tierra habrá una disminución en el nivel del agua

Las mareas presentan usualmente dos pleamares y dos bajamares en un día lunar. Un día lunar tiene aproximadamente 24 horas y 48 minutos.

Los diferentes tipos de mareas que se presentan durante la mayor parte de un mes se clasifican en tres, mismos que se ilustran en la Figura II.6 y se describen a continuación:

- 1) **Marea Diurna.** Presenta una pleamar y una bajamar por día;
- 2) **Marea Semidiurna.** Presenta dos bajamares y dos pleamares por día;
- 3) **Marea Mixta.** Se caracteriza por tener dos pleamares o bajamares notablemente distintas.

Sobre el último tipo de marea cabe decir que en algunas partes de la Tierra la diferencia de altura en las mareas el mismo día es muy notable. Esta desigualdad diurna se debe a que la Luna se mueve arriba y abajo del plano del Ecuador, y al empezar y terminar un periodo aproximado de 12 horas, un punto sobre la superficie terrestre ocupa diferentes posiciones respecto al plano de la órbita de la Luna.

En México existe el departamento de Oceanografía dependiente del Instituto de Geofísica de la UNAM, el cual estudia y registra las mareas.

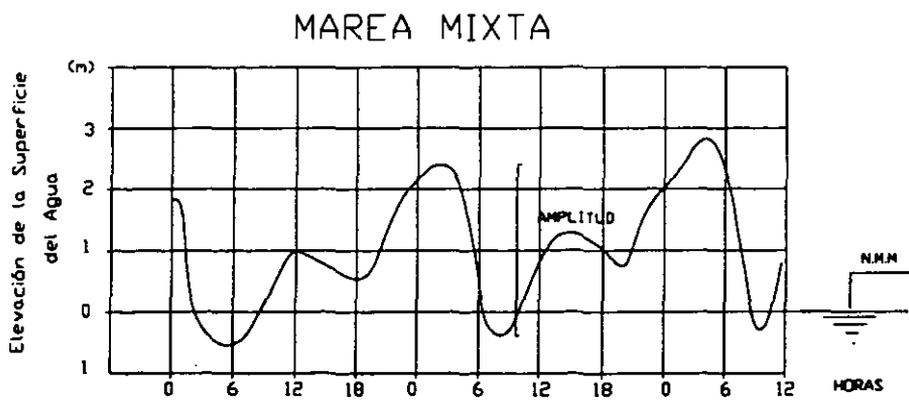
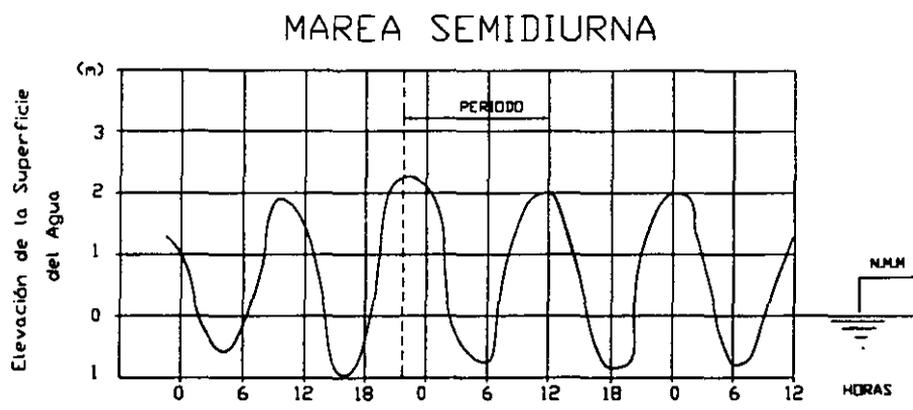
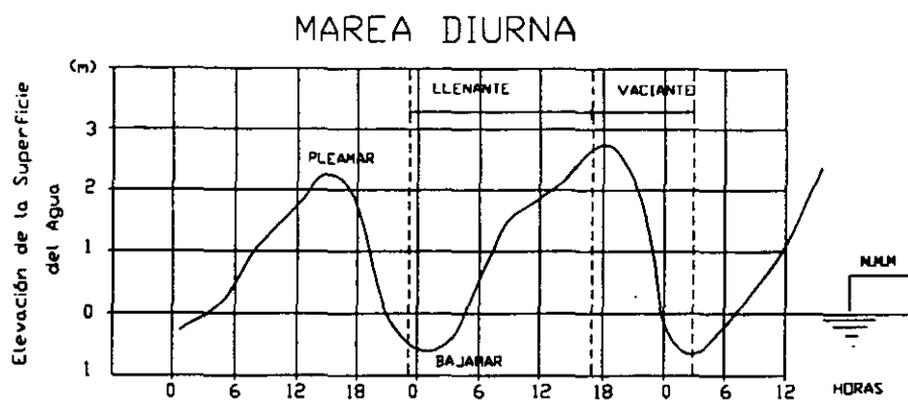


Figura. II. 6 Tipos de Mareas

De los registros medidos se pueden deducir los principales niveles de la marea o planos de referencia. Estos son:

- **Altura Máxima Registrada:** Es el nivel más alto registrado en la estación por efecto de algún tsunami o ciclón.
- **Pleamar Máxima Registrada.** Es el nivel más alto registrado debido a las fuerzas de marea periódico, o también q que tengan influencia sobre las mismas los efectos de condiciones metereológicas.
- **Nivel de Pleamar Media Superior:** Promedio de la más alta de las dos pleamares diarias, durante el periodo considerado en cada estación.
- **Nivel de Pleamar Media:** Promedio de todas las pleamares durante el periodo considerado en cada estación. Cuando el tipo de marea es diurna, este plano se calcula tomando el promedio de la pleamar más alta diaria, lo que equivale a que la pleamar media en este caso es lo mismo que la pleamar media superior.
- **Nivel Medio del Mar:** Promedio de las alturas horarias durante el periodo considerado en cada estación.
- **Bajamar Mínima Registrada:** Nivel más bajo registrado debido a la fuerza de marea periódica, o también que tengan influencia sobre las mismas los efectos de condiciones meteorológicas.
- **Nivel de Bajamar Media Inferior:** Promedio de la más baja de las dos bajamares diarias, durante el periodo considerado en cada estación. Este plano es el que se utiliza como plano de referencia para el pronóstico de mareas de la Costa del Pacífico y Golfo de California, mismo que utiliza el U.S. Coast and Geodetic Survey.
- **Nivel de Bajamar Media:** Promedio de todas las bajamares, durante el periodo considerado en cada estación. Cuando el tipo de marea es diurno, este plano se calcula tomando el promedio de la bajamar más baja diaria.
- **Nivel de Marea Media:** Es el plano equidistante entre la pleamar media y bajamar media.

II.2.5.4 Corrientes

Una corriente marina superficial se define como el desplazamiento de una masa de agua. Para su estudio, se toma en cuenta el agente generador de ésta.

Las corrientes pueden ser producidas por la acción del viento, la variación de mareas y el oleaje y en ocasiones, llegan a ser de gradiente.

Las corrientes oceánicas se generan por viento y gradiente de diversa índole. El viento las crea al arrastrar a las partículas superficiales de agua, las cuales a su vez actúan sobre las partículas más profundas, creando el flujo superficial de las masas de agua. Las corrientes producidas por viento tienen lugar solamente en mar abierto en zonas donde el viento sopla con la misma dirección e intensidad por espacio de varios días. En las proximidades de la costa de regiones de vientos variables, tienen lugar en ciertas circunstancias efectos secundarios característicos, que provocan que las aguas profundas suban a las proximidades de la superficie.

El cambio en la densidad del agua de mar por variaciones en salinidad y temperatura crean gradientes de energía, provocando así la ocurrencia de corrientes llamadas de gradiente.

La elevación y descenso periódico del nivel del agua genera movimientos en las masas de agua, sobre todo en zonas costeras donde la comunicación con el mar abierto se encuentra relativamente restringida, creando las corrientes por marea. Se caracterizan por variar su dirección e intensidad con la marea, de manera que en mar abierto la envolvente de los vectores de velocidad en un período de marea es elíptica; el sentido del recorrido es, en el hemisferio norte, en el sentido de las manecillas del reloj, y en el hemisferio sur, es en sentido contrario, lo que pone de manifiesto que la influencia de la rotación terrestre es predominante.

Las corrientes producidas por oleaje se generan por la evacuación del volumen de agua que ha sido empujado por la acción del oleaje. Sus efectos en las obras marítimas son determinantes.

Los métodos empleados para la medición de corrientes pueden dividirse en dos grupos: directos e indirectos. Los primeros consisten en hacer medidas con un aparato (corrientómetros) en el mismo punto.

En el segundo caso, el uso de flotadores, consiste en unir al flotador a una pantalla o cualquier elemento sobre el que actúe la corriente, y se coloca a la profundidad a la cual se quiere medir la corriente. El conjunto se sujeta con una cuerda de longitud conocida, desde la embarcación y por una simple relación de longitud-tiempo se determina la velocidad de la corriente. Cuando se necesitan definir las trayectorias, los flotadores se sueltan libremente para observar su movimiento de translación y se van recogiendo en una secuencia preestablecida fijando la posición de la embarcación y los flotadores desde la tierra.

II.2.5.5. Transporte Litoral

Se denomina transporte litoral al movimiento de partículas a lo largo de la costa producido por el oleaje. Si el oleaje avanza de tal forma que las olas sean paralelas a la batimetría de la costa se produce un movimiento transversal cuyo efecto es la formación del perfil de la playa de acuerdo con las características del oleaje.

Los movimientos longitudinales del sedimento se producen cuando las olas alcanzan las costas de forma oblicua, actuando de dos maneras simultáneas. La primera consiste en un transporte en zig-zag sobre la playa provocado por la subida de las olas en la dirección correspondiente con el ángulo de la rotura, y el retroceso de masa de agua hacia el mar, una vez perdida su energía, de acuerdo con la línea de mayor pendiente de la playa. La segunda forma de transporte, generalmente más importante que la primera, tiene lugar en la zona que se extiende entre la línea de rompientes y la playa y se crea bajo la acción de la componente paralela a la playa de la energía del oleaje. Esta corriente, casi permanente en el tiempo, es, a veces, de apreciable intensidad y tiene una considerable capacidad de transporte, puesto que se forma en una zona de fuerte turbulencia, debido a la rotura y donde existen abundantes sedimentos en suspensión susceptibles de ser transportados por corrientes

Por otra parte, al producirse la rotura de la ola se crea una sobreelevación respecto al nivel del mar que provocará una corriente real, que junto con la incidencia oblicua constituyen el transporte longitudinal a la costa en la zona. En la parte que se extiende mar adentro de la zona de rompientes hasta una distancia en la superficie del fondo deja de ser agitada por la acción de la ola, las partículas de agua cercanas al lecho marino oscilan hacia atrás y hacia delante a medida que las olas se van propagando. Este movimiento oscilatorio provoca el levantamiento del sedimento del fondo y , cuando se invierte, se forma un remolino que agita el sedimento en suspensión, asentándose éste a continuación para ser inmediatamente levantado por la acción de la siguiente ola. Los procesos por los cuales el sedimento inicia el movimiento son por arrastre, rodamiento, salto y suspensión (Figura II. 7)

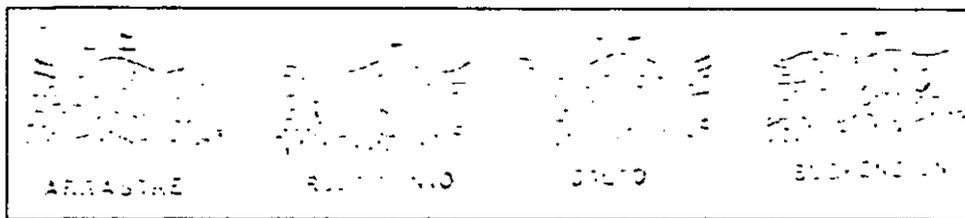


Figura II.7 Procesos de inicio de arrastre de sedimento

II.3. Descripción Teórica del Oleaje

Como puede observarse, uno de los parámetros indispensables para el dimensionamiento de una obra de protección es el oleaje que incide de forma periódica sobre la estructura, por ende, es importante conocer la magnitud y características de este fenómeno.

Existen diversos métodos para determinar la altura de ola que gobernará el diseño, como son análisis estadísticos de reportes de observaciones instrumentadas y visuales, o bien la aplicación de fórmulas empíricas que relacionan directamente la altura y periodo del oleaje con la velocidad del viento y/o la longitud del fetch , método que toma en cuenta la altura de ola significativa (uno de los más utilizados) y los estadísticos de oleaje. A continuación se hace una recopilación y análisis de algunas teorías desarrolladas en torno a este tema.

II.3.1 Teoría Lineal del Oleaje

El desplazamiento de la superficie libre del agua, considerando un oleaje armónico simple de pequeña amplitud, puede expresarse como:

$$\eta(x, t) = a \cos(ks - \sigma t) \tag{II.8}$$

donde $\eta(x, t)$ es la variación de la superficie libre de un oleaje senoidal, función de la posición x y del tiempo t ; a es la amplitud de ola moviéndose en la dirección x con velocidad:

$$C = \sigma/k, \quad \sigma = 2\pi/T, \quad k = 2\pi/L$$

Siendo σ la frecuencia angular, T el periodo de la ola, k el número de la ola y L su longitud. (figura II.8)

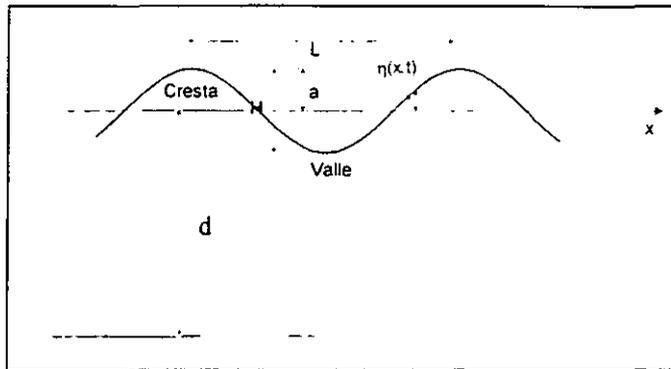


Figura II.8 Características del Oleaje

La condición dinámica de la superficie libre, está considerada por la ecuación:

$$\eta = 1/g (\partial \phi / \partial t)]_z \tag{II.9}$$

La cual, se obtiene linearizando la ecuación de Bernoulli, tomando como constantes la presión en la superficie libre, la densidad y la profundidad, sin considerar la

tensión superficial. La función ϕ es el potencial de velocidades³, el cual satisface la ecuación de Laplace al considerar el flujo incompresible e irrotacional, y g la aceleración de la gravedad.

Asociando el potencial de velocidades con el desplazamiento superficial descrito por la ecuación (II.8) se obtiene:

$$\phi = -C a [(\cosh k(z + d) / (\sinh kd)] \sin (kx - \sigma t) + Cte \quad (II.10)$$

donde d es la profundidad del agua, referida al nivel medio de las fluctuaciones de la superficie libre del agua y z un eje perpendicular a éstas.

De las ecuaciones (II.9) y (II.10) considerando que $z = \eta$ y que el oleaje es de pequeña amplitud ($k\eta \ll 1$) y que $H/d \ll 1$, donde H es la altura de la ola igual a dos veces su amplitud, se obtiene:

$$C^2 = (g/k) \tanh kd \quad (II.11)$$

Que define la velocidad de fase o celeridad de la ola.

Aproximaciones para Aguas Profundas y Aguas Bajas

En la teoría del oleaje, los términos usados para designar aguas profundas, aguas intermedias y aguas bajas, están ligados a los rangos de variación de la relación d/L (tirante relativo) gobernados por las aproximaciones de las funciones hiperbólicas.

Como $k = 2\pi / L$, la ecuación (II.11) se transforma a:

$$C^2 = (g/k) \tanh 2\pi d/L \quad (II.12)$$

³ Potencial de Velocidades. Es una función matemática que describe el comportamiento de una onda en un cierto instante en función de su posición y velocidad para cada sentido, a la vez que relaciona las características físicas de la onda, como son profundidad, periodo, amplitud, etc.

Para aguas profundas la relación d/L tiende a ∞ , y el argumento de la función \tanh tiende a 1.0 por lo que la ecuación anterior se puede escribir como:

$$C^2 = g/k = gL / 2\pi = 1.56 L \quad (II.13)$$

Si se considera que el periodo de la ola T , es independiente de la profundidad del agua, la relación $C = L/T$ se conserva para cualquier profundidad, y la ecuación (II.13) se transforma en:

$$C = gT/2\pi = g/\sigma \quad (II.14)$$

De las ecuaciones (II.13) y (II.14), se puede conocer la relación existente entre la frecuencia del oleaje y el número de la ola para aguas profundas, la cual es

$$\sigma = (\pi g k)^{1/2} \quad (II.15)$$

Análogamente, para aguas bajas d/L tiende a cero, y la ecuación (II.12) toma la forma

$$C^2 = (g/k) 2\pi (d/L) = g d \quad (II.16)$$

La convergencia de la ecuación (II.12) a la ecuación (II.13), en aguas profundas, se da a partir de que $d \geq L/2$. Para aguas bajas es usual considerar que $d \leq L/25$.

Energía de un Oleaje Senoidal

La energía de una ola, es igual al trabajo necesario para cambiar la superficie horizontal del mar en el perfil de la ola. La energía potencial media en un área unitaria superficial, se puede expresar como:

$$E_p = \frac{1}{L} \int_0^L \frac{1}{2} \rho g \eta^2 dx$$

Expresión, que de acuerdo con la ecuación (II.8), se transforma en:

$$E_p = \frac{1}{4} \rho g a^2 = \frac{1}{16} \rho g H^2 \quad (\text{II.17})$$

Donde g es la aceleración de la gravedad, H la altura de la ola y ρ la densidad del agua.

La energía cinética media por unidad de área, es igual a la energía potencial media, ya que está considerado un sistema dinámico conservativo sujeto a pequeñas oscilaciones. Así,

$$E_c = \frac{1}{16} \rho g H^2 \quad (\text{II.18})$$

La energía total media por unidad de área, se obtiene, de acuerdo con las ecuaciones (II.17) y (II.18) a partir de:

$$E = E_p + E_c = \frac{1}{8} \rho g H^2 \quad (\text{II.19})$$

Transmisión de Energía

La transmisión de la energía de un tren de oleaje uniforme potencial, se puede valuar de acuerdo con la ecuación

$$T_e = C_g E \quad (\text{II.20})$$

Donde T_e es la cantidad de transmisión de energía por ancho unitario y C_g representa la velocidad con la cual es propagada la energía total media E , la cual se conoce como la celeridad de grupo del oleaje.

La relación existente entre la velocidad de grupo de oleaje C_g y la velocidad de transmisión de fase de la ola C es

$$C_x = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{2kd}{\sinh 2kd} \right) C \quad (II.21)$$

La cual, para aguas profundas se aproxima a

$$C_x = \frac{1}{2} C \quad (II.22)$$

Y para agua bajas en

$$C_x = C \quad (II.23)$$

II.3.2. Teorías de Mayor Orden y Rango de Validez

Existen teorías de mayor orden que permiten calcular los mismos elementos que la teoría lineal pero con mayor exactitud y que se aplican a diferentes profundidades, dependiendo de su rango de validez.

Así, la teoría de Stokes de 2º, 3º, y 4º orden para aguas profundas y de transición considera en sus ecuaciones consideraciones adicionales a los de la teoría lineal, en los que se rompe con la linealidad.

La teoría Cnoidal, cuyo nombre es derivado en virtud de que el perfil de la onda está dado por la función coseno del Jacobiano elíptico, que normalmente se representa como (cn) y se aplica fundamentalmente para aguas bajas y de transición.

Teoría de Onda Solitaria. Se aplica para el oleaje rompiente (en el límite de rotura).

La Teoría de Función de Corriente se usa para los límites entre rotura y aguas de transición; que se aplica en este caso. Esta teoría es una solución numérica a las ecuaciones hidrodinámicas que describen el movimiento del oleaje y la teoría es similar a las de Stokes de orden superior.

Le Mehaute (1969) presentó la figura siguiente para ilustrar aproximadamente los límites de la validez para algunas teorías.

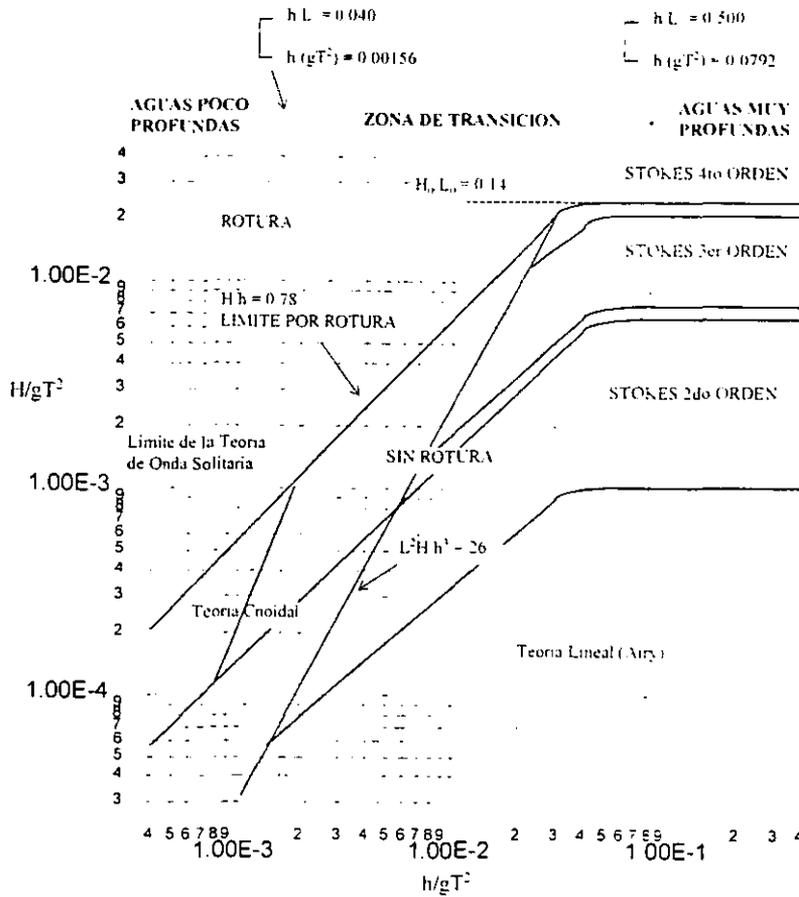


Figura II.9 Regiones de validez para diferentes teorías de oleaje

Donde:

- H = Altura de ola (m)
- g = Aceleración de la gravedad (m/s^2)
- T = Periodo de la ola (s)
- h = d = Profundidad (m)
- L = Longitud de la ola (m)

II.3.3. Procesos de Propagación

Conforme la energía del oleaje se desplaza hacia aguas someras, las características de la onda cambian de tal forma que la relación de esbeltez H/L varía en relación de la altura o de la longitud de la onda. En este proceso, el oleaje disipa energía debido a diversos factores como son el efecto de fondo o intercepción con un obstáculo

que se opone a la propagación de la onda. Sabiendo de antemano que existen estos fenómenos, se puede llegar a conocer el oleaje en aguas someras, una vez obtenidos los datos de oleaje en aguas profundas por medio de procesos que se mencionan a continuación.

II.3.3.1 Refracción del oleaje

La refracción del oleaje es debido al efecto de freno que tiene el fondo, generando que las olas se deformen y se adapten a la configuración de las curvas batimétricas (Figura II.10)

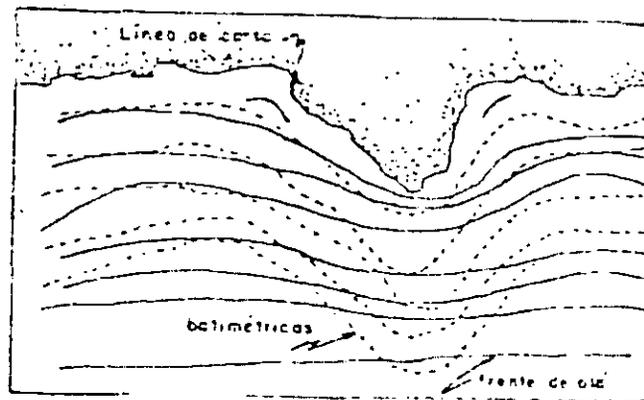


Figura II.10 Refracción del Oleaje

El estudio de este fenómeno es importante, ya que, cuando la información del oleaje, medida o inferida a través de los métodos de predicción corresponde a la zona de aguas profundas, se pueden determinar las características del oleaje y las posibles acciones hasta el sitio de estudio por medio del cálculo de la refracción. Con el conocimiento de este fenómeno se puede conocer la altura de ola, ángulo de incidencia de la ola en la playa, sitios de concentración de energía, entre otros.

Para realizar el cálculo de la refracción de oleaje se utilizan actualmente métodos numéricos y gráficos (Macdonel, 1999); existen modelos matemáticos que permiten establecer de manera aproximada las características del oleaje en el sitio que se desee. Los métodos gráficos son procedimientos aproximados que permiten llegar a resultados adecuados para la solución de estos estudios. Entre los métodos gráficos, podemos

mencionar el de los planos de oleaje y el procedimiento de las ortogonales (Shore Protection Manual, 1980).

II.3.3.2. Difracción

En este fenómeno se produce principalmente una transferencia de energía de unas zonas a otras. Esto ocurre cuando la onda se encuentra con un obstáculo que impide su propagación (Figura II.11).

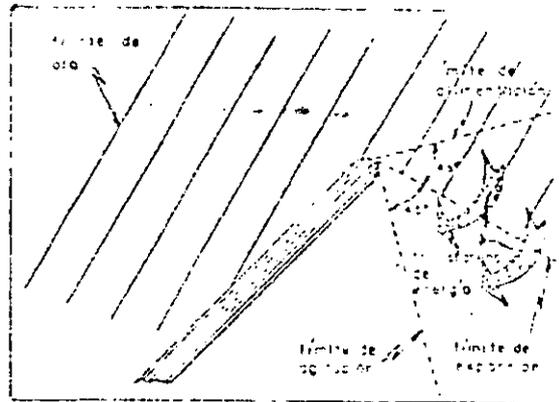


Figura II.11 Difracción del Oleaje

Como puede verse, el conocimiento de este fenómeno es de gran importancia para el diseño de obras marítimas, debido a los efectos que pudiesen presentarse, como pueden ser: resonancia en las dársenas, azolvamiento alrededor de una obra de protección (o el caso contrario), etc.

Para su estudio, se tiene el método gráfico de difracción, (desarrollado por Iribarren, 1958) llamado expansión lateral. Este método es sumamente práctico, incluso se considera superior a cualquier otro método teórico de difracción.

El Shore Protection Manual (1980), en su sección IV, presenta una serie de diagramas de difracción preparados por Wiegel (1962), los cuales toman como base una profundidad uniforme en la zona adyacente al obstáculo, así como de que la estructura es impermeable. Estas gráficas muestran líneas con igual reducción de ola.

II.3.3.3. Reflexión

El comportamiento de una onda tras encontrar un obstáculo puede sufrir una serie de modificaciones como:

- a) Disiparse, por ejemplo ante un fondo rugoso o una estructura porosa
- b) Transmitirse parcialmente tras el obstáculo, como sucede en el caso de diques de escollera o diques flotantes.
- c) Reflejarse en dirección distinta a la de incidencia en el obstáculo.

El fenómeno en realidad suele presentarse en combinación de dos o tres formas de modificación al mismo tiempo. En algunos casos de incidencia del oleaje con una estructura marítima, el fenómeno puede darse de manera total, pero no deja de existir una cierta pérdida de energía por turbulencia o rozamiento (Figura II.12).

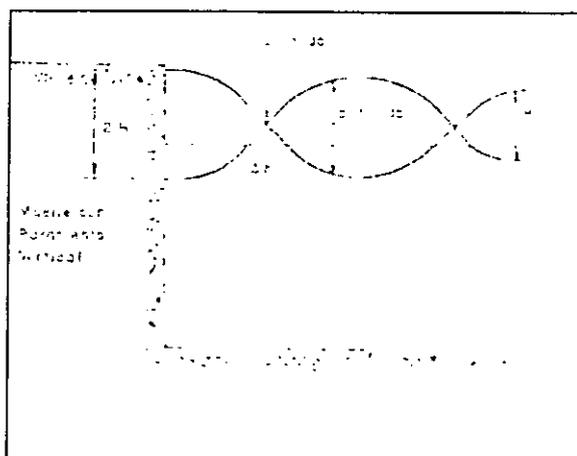


Figura II.12 Reflexión del Oleaje.

La reflexión puede provocar agitaciones importantes en el interior de un puerto aunque en apariencia éste se encuentre bien protegido del oleaje exterior. Por ello es recomendable evitar paramentos verticales en los muelles y formas muy regulares en las dársenas.

II.3.3.4. Alcance de Ola.

La ola al incidir sobre un paramento inclinado (pendiente playera, talud de una estructura, etc.) lame el paramento de incidencia, mostrando un ascenso y descenso mayor a la variación de la altura de ola. Este proceso de ola tiene tres fases:

- a) Ascenso máximo o run up. Es el nivel máximo que alcanza el agua al ascender por el talud de la obra de protección .
- b) Rebase u overtopping. Si la altura de la estructura es inferior a la alcanzada por el agua, se produce un desborde sobre la obra.
- c) Descenso máximo o run down. Es el punto de máximo descenso del agua sobre el talud de la obra de protección.

En la siguiente figura se muestra el ascenso y descenso máximo:

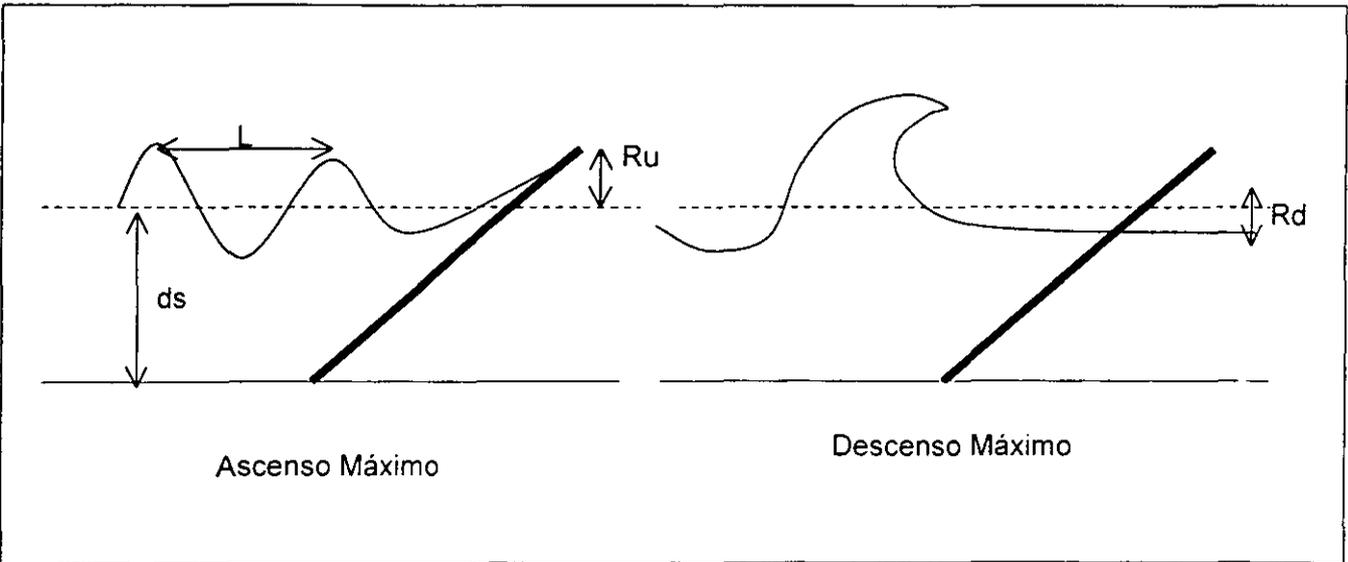


Figura II.13 Representación del fenómeno de ascenso y descenso máximo.

La consideración de este fenómeno permite determinar la elevación mínima de la corona de las obras de protección.

Para su determinación numérica, el Shore Protection Manual (1980), Volumen II, recomienda utilizar los resultados obtenidos de pruebas con modelos a escalas pequeñas. Dicho manual representa curvas para diferentes condiciones de talud en función de los diferentes parámetros: ds/H_o , H_o/gT^2 donde: ds es la profundidad, H_o es la altura de ola en aguas profundas sin considerar refracción, g es la fuerza de gravedad y T el periodo de la ola. Así mismo, las pruebas experimentales se determinó una curva en la cual se obtuvo el factor de corrección por efectos de escala para condiciones de talud permeables e impermeables, con el cual se pueden asociar los resultados de las gráficas a los de las obras tipo.

II.4 Determinación de Parámetros de Diseño.

El análisis y el diseño de una estructura marítima, siguen esencialmente los mismos conceptos aplicables a cualquier otro tipo de estructura, con especificaciones especiales tanto en lo que respecta al tipo de cargas que debe soportar como en lo referente a las condiciones de seguridad con que debe operar.

II.4.1. Principales Parámetros de Diseño y su Impacto.

En función de los diversos factores que definen el comportamiento de una obra de protección, como son la estabilidad de la coraza y capas subyacentes, la socavación al pie de la estructura, fuga de materiales, los niveles de altura que convenga utilizar y los procesos costeros en general, los principales parámetros que afectan su diseño son el oleaje normal y extremal, las corrientes asociadas al oleaje y las corrientes fluviales o marinas. La Tabla II.1 ilustra estos conceptos y su importancia relativa en la optimización del diseño.

Tabla II. Principales Parámetros de Diseño

O P T I M I Z A C I O N	Concepto	Principal Parámetro de Diseño	Parámetros Secundarios de Diseño	Solución
	Estabilidad de Coraza y Capas Subyacentes	Oleaje - Normal - Extremal	Viento	Dimensionamiento y Diseño adecuado
	Socavación	Corrientes - Asociadas al oleaje - Fluviales - Marinas	Oleaje Régimen fluvial Régimen de Corrientes	Talones Antisocavación Geotextiles
	Fuga de Materiales	Corrientes Permeabilidad	Oleaje Tipo de elementos que constituyen la estructura	Graduación adecuada de Roca Geotextiles
	Niveles de Corona	Mareas Alcance de la ola	Vientos Oleaje	Altura de la estructura a un nivel adecuado
	Procesos Costeros	Oleaje Corrientes Mareas	Viento	Correcta Orientación de las Obras de Protección

En los siguientes párrafos se presenta una explicación mas detallada sobre los principales parámetros de diseño presentados en la Tabla II.1

II.4.2. Generación de Oleaje de Tormenta.

Los huracanes son una manifestación de la concentración de energía cerca del Ecuador, sirviendo como válvula de escape y mecanismo de transporte de dicha energía hacia latitudes altas. Ocurren durante el verano y el otoño, cuando el Ecuador climático se recorre hacia el Polo unos cuantos grados, lo que permite que coincidan las fuerzas de Coriolis con las inestabilidades atmosféricas, producto de la concentración de energía en las aguas superficiales oceánicas y de las capas bajas de la atmósfera. Los huracanes se

mueven hacia los polos con trayectorias difíciles de predecir, pero que en general tienen un componente hacia el Oeste en latitudes bajas y hacia el Este en latitudes superiores a los 25°. Los huracanes concentran enormes cantidades de vapor de agua que después precipitan al encontrar condiciones atmosféricas y orográficas adecuadas. Sus manifestaciones más notorias, además de sus intensos vientos y bajas presiones centrales, son los oleajes, las mareas y las precipitaciones pluviales, por lo que es necesario determinar sus características para diseñar las obras de protección.

II.4.3 Análisis Estadístico de Valores Extremales-Selección de la Ola de Diseño.

Se han propuesto muchos modelos matemáticos para el estudio de los huracanes, utilizando tanto técnicas estadísticas y matemáticas como sus combinaciones. En cuanto al nivel de complejidad, se cubre la gama que abarca a los modelos analíticos simples que consideran las variables mínimas, hasta los modelos refinados, que, además de abarcar las áreas continentales, contemplan las variaciones atmosféricas verticales en detalle, alimentados con datos provenientes de miles de sitios de observación y de satélites y aviones enviados ex profeso. Sin embargo, aún no se ha determinado el modelo que se ajuste mejor a las condiciones del fenómeno.

Para un huracán que se mueve lentamente (velocidad de traslación menor o igual que 30 km/h), de acuerdo con Macdonel (1999), se puede aplicar el Método del Huracán Estándar a fin de obtener una estimación de la altura de ola significativa en aguas profundas y el periodo en el punto de máxima velocidad del viento. Las ecuaciones fundamentales de éste método son:

$$H_c = 5.033 \left[\frac{1 + 0.15\alpha V_c}{\sqrt{U_R}} \right] \exp^{\frac{R\Delta P}{6270}} \quad (II. 24)$$

$$T_c = 8.6 \left[\frac{1 + 0.076\alpha V_c}{U_R} \right] \exp^{\frac{R\Delta P}{12540}} \quad (II.25)$$

$$R = 28.52 \tanh[0.0873|\theta - 28|] + 12.22 \exp^{\frac{-V_c}{33.86} + 0.2V_c} + 37.22 \quad (II.26)$$

$$U_{max} = 20.19 \sqrt{\Delta p - R * w \cdot \sin \theta}. \quad (II.27)$$

$$U_R = 0.865 U_{max} + 0.5V_c \quad (II.28)$$

Donde :

H_c y T_c = Altura (m) y periodo (s) ciclónicos, a una distancia R del centro del huracán.

α = coeficiente que toma en cuenta la variación de la velocidad de traslación. si $V_c < 50$ km / hr, entonces el valor de α es igual a 1.0

V_c , = velocidad de desplazamiento del huracán (km/hr)

U_R = Velocidad del viento sostenida (medida a 10 m arriba de la superficie del mar), km/hr)

R = Radio hasta donde se presentan los vientos de mayor intensidad, (km/hr)

P_n = Presión atmosférica normal, $P_n = 1013$ (mb)

P_o = Presión en el ojo del huracán (mb)

Δp = Diferencia de presiones. $P_n - P_o$ (mb)

θ = Latitud del ojo del huracán ($^\circ$)

w = Velocidad angular de la tierra, $w = \pi/12$ (rad/hr)

U_{max} = Velocidad máxima del viento.

Vale la pena mencionar que en la realidad, el oleaje no se presenta como una sola onda que viaja con un período y una velocidad determinada, sino mas bien, se presenta como un tren de oleaje formado por diferentes eventos (ondas), que constituyen un comportamiento conjunto.

Uno de los métodos empleados para caracterizar un tren de oleaje como una onda monocromática es la determinación de la altura de ola significativa (H_s). La altura de ola significativa representa el promedio del tercio superior de las alturas en un registro de oleaje y también se denota como $H_{1/3}$; en muchos casos de ingeniería costera, tanto la altura de ola significativa como el periodo significativo constituyen una apropiada representación de las características del tren real de oleaje. Su aplicación resulta básica

en la caracterización de las condiciones de oleaje normal. Este método puede aplicarse a un tren de eventos extremos, para obtener la altura de ola significativa, bajo ciertas consideraciones; el resultado obtenido será un valor que represente el tren de oleaje, sin que necesariamente sea el mayor valor del registro.

Relacionado con ésta metodología, es posible obtener una altura de ola extrema o mayor, por ejemplo:

- Altura de la ola undécimo: $H_{1/10}$ (el promedio del 10% de valores de altura mayores de una muestra aleatoria)
- Altura de la ola uncentésimo: $H_{1/100}$ (el promedio del 1% de valores de altura mayores de una muestra aleatoria)
- En general, altura de ola n-ésimo: $H_{1/n}$ (el promedio del n% de valores de altura mayores de una muestra aleatoria)

Para definir el oleaje de diseño, se siguen procedimientos de análisis que pueden incluir: el análisis de valores extremales, ajustados a una distribución de probabilidad, como el caso de la distribución Gumbel, o algún otro método aplicable para valores extremos. En éste caso, se realiza la correlación de valores extremales (por ejemplo, la mayor altura de ola ciclónica presentada en un año, sea medida, registrada o calculada) en una muestra que comprende varios años. A cada uno de estos valores se le asigna un número de orden, en función de su magnitud y por lo tanto, un período de retorno (dependiente del número de datos y del número de años que constituyen la muestra). Mediante el ajuste de estos valores a la distribución de probabilidad (recordando que la probabilidad de excedencia se puede representar a partir del período de retorno), se puede determinar un modelo que permita extrapolar valores de eventos asociados a períodos de retorno mayores a los del registro.

Al definir un evento mediante la aceptación de un período de retorno de diseño (por ejemplo, 50 años), se define una altura de ola de diseño, la cual está relacionada a una probabilidad de excedencia y a un riesgo.

La elección del criterio adecuado para determinar la ola de diseño depende de las características físicas que se presenten. Generalmente se elige un valor de ola menor que

la máxima dentro de una distribución de alturas, permitiendo con este criterio un nivel de riesgo al daño en la estructura, sin embargo, las fallas ocurren de forma progresiva al irse desplazando los elementos de la coraza sin que se pierda totalmente la protección; si se utiliza la máxima altura de un tren de oleaje, entonces no se permite daño alguno pero los costos se incrementan notablemente.

El criterio de la ola máxima se refiere a la altura de la ola de diseño que puede ocurrir a la profundidad a que llega la obra. Para un oleaje periódico que avanza sobre un fondo con cierta pendiente, llega al punto en que se hace inestable y rompe; esa altura a la profundidad de rompiente son función precisamente del ángulo de inclinación de la playa y de la relación de esbeltez (H/L) en aguas profundas (ver sección II.3.3). Cuando la profundidad es constante, la altura y profundidad de rompiente son función de la relación de esbeltez solamente. Para el caso de ondas de tipo solitario, en aguas de profundidad constante, el criterio de rotura es independiente de la relación de esbeltez (Macdonel, 1999).

Selección de la Ola de Diseño

La selección de la ola de diseño, depende de que la estructura esté sujeta al ataque de olas antes de romper, en rompiente y después de haber roto. Después de conocer y seleccionar las características del oleaje en el sitio, el siguiente paso es determinar si la altura del oleaje en el lugar, está controlada por la profundidad de agua.

Si la profundidad del agua no controla la altura del oleaje, entonces existirá una condición de oleaje no rompiente. En este caso, debe basarse la selección de la ola de diseño en un parámetro estadístico seleccionado con el tipo de estructura. De manera práctica, la ola de diseño puede seleccionarse de la siguiente forma: para estructuras rígidas, donde una ola muy alta dentro del tren de olas puede causar la falla de la estructura, la ola de diseño deberá basarse generalmente en $H_{1/100}$, que es la altura promedio del 1% de las olas más altas; para estructuras semirígidas, la ola de diseño debe seleccionarse dentro de un rango de $H_{1/10}$ a $H_{1/100}$; para estructuras flexibles, como son las de enrocamiento, la ola podrá ser la $H_{1/3}$ (H_s) o altura de ola significativa; excepto en casos extraordinarios.

II.4.4. Marejada de Tormenta

La marejada de tormenta es un fenómeno que se presenta cuando los ciclones o huracanes que tienen vientos muy intensos originan una corriente superficial que obliga a que el agua circule. En profundidades someras el flujo de agua se apila sobre la costa incrementando el nivel medio del mar. Este fenómeno toma más importancia cuando la pendiente de la placa continental es más tendida y existe poca profundidad.

La marejada de tormenta se produce debido a un disturbio atmosférico que se caracteriza por vientos fuertes que pueden ser acompañados o no por lluvias. Se caracteriza por sobreelevaciones anormales del nivel del agua en las partes poco profundas y cercanas al perímetro de los cuerpos de agua.

Las ecuaciones hidrodinámicas que describen este fenómeno son la ecuación de continuidad de la conservación de la masa y la ecuación de movimiento que expresa la segunda ley de Newton.

Para calcular la sobreelevación producida por estas perturbaciones atmosféricas, se conoce el método de Keulegan, (Macdonel, 1999) para lo cual se aplica la siguiente ecuación, en el caso de plataformas continentales.

$$S = - (k V^2 x / g (H_1 - H - S)) \ln (H_1 / (H + S)) \quad (II.29)$$

Donde:

S = Sobreelevación del nivel del mar por efecto del viento (m)

H₁ = profundidad en el borde de la plataforma (m)

H = Profundidad de la costa (m)

V = Velocidad del viento huracanado (m/s)

x = Distancia desde el borde continental hasta la costa (m)

g = Aceleración de la gravedad (m)

k = Coeficiente de esfuerzo del viento (3x10⁻⁶)

Otro método es el de Per Brunn (Per Brunn, 1990) toma en cuenta la influencia que tiene el gradiente de presión asociado. Este método considera la siguiente expresión.

$$S_p = 0.13 (P_n - P_0) (1 - E)^{(-R/r)} \quad (II.30)$$

Donde:

P_0 = Presión en el centro del huracán

P_n = Presión normal

R = Radio del viento máximo

r = Distancia radial desde el centro de la tormenta al punto de cálculo sobre una línea transversal

S_p = Sobreelevación.

II.4.5. Determinación de Condiciones de Rompiente y no Rompiente

Generalmente las obras de protección marítima se localizan en profundidades donde el oleaje puede romper sobre de ellas, sin embargo, se presentarán condiciones de oleaje no rompiente, en zonas protegidas o en áreas donde el fetch es limitado y, cuando la profundidad de aguas frente a la estructura es mayor que 1.5 veces aproximadamente la altura de ola máxima esperada (Aguilar et al , 1975).

En estudios preliminares. se consideraba que una estructura localizada en una profundidad de agua d (respecto al nivel de diseño), donde $d < 1.3 H$. H es la altura de ola de diseño, se vería sujeta a olas rompientes. Un estudio posterior del proceso de rompimiento de una ola, indica que éste criterio no es necesariamente válido. El punto de rompimiento de una ola se define generalmente como la posición a partir de donde comienza el proceso, es decir, donde la parte frontal de la ola empieza a ser vertical, o donde la cresta de la ola se empieza a enrizar sobre su cara frontal. Entonces, el punto de rompimiento es un punto intermedio en el proceso de rompimiento, entre el estado o etapa de inestabilidad y la zona de rompimiento completo. Por lo tanto, la profundidad que inicia el proceso de rompimiento se encuentra distante de la estructura, dando como resultado que la ola rompa directamente contra la misma.

FUNDAMENTOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO DE OBRAS DE PROTECCIÓN

Hedar (1979) sugiere que el proceso real del rompimiento de una ola se extiende a través de una distancia igual a la mitad de longitud de ola en aguas reducidas; esta longitud de ola es función del nivel de profundidad de diseño en esa distancia mar adentro. Sobre pendientes relativamente planas, la altura resultante de una ola rompiendo contra la estructura variará solamente una pequeña cantidad en relación con el nivel de profundidad de diseño que se tiene en la base de la misma mientras que en una pendiente aproximadamente de 1:15, podría incrementarse la altura de ola rompiente desde un 20% hasta un 80% dependiendo de la longitud de la ola o su periodo. Los estudios de Galvin (1980), indican la existencia de una relación entre la distancia de recorrido de una ola rompiente después de haber roto y la altura de ola en la rompiente (H_b). Los resultados indican que una rompiente efectúa su proceso de rompimiento sobre una zona que se extiende hacia la costa en una longitud aproximada de 6 a 7 veces la altura de ola desde el punto inicial de rompiente. Tomando esto en consideración, se sugiere que la determinación de la ola de diseño para condiciones de ola en rompiente se base sobre una profundidad de agua aproximada de 7 alturas de ola rompiente (H_b).

Mitch (1964) sugiere usar la siguiente fórmula para obtener la altura de ola de rompiente:

$$\frac{H_b}{L_b} = 0.141 \tanh \frac{2\pi d_b}{L_b} \quad (II.31)$$

Donde:

H_b = Altura de ola rompiente

L_b = longitud de Ola rompiente

d_b = Profundidad de rompiente

II.4.6. Nivel de Coronamiento para Construcción y Protección.

Recordando que la principal función de las obras de protección es proporcionar abrigo adecuado contra la acción del oleaje, uno de los principales factores para su diseño es si se puede o no aceptar rebase de agua sobre la estructura.

FUNDAMENTOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO DE OBRAS DE PROTECCIÓN

Los factores que determinan que exista rebase y en qué cantidad, son la elevación de la corona sobre el nivel máximo de diseño y la altura de sobreelevación del oleaje R, al llegar a la estructura. La elevación para la corona deberá ser la menor posible que proporcione la protección requerida. La sobreelevación del oleaje depende del grado de porosidad de la coraza.

El ascenso máximo o Run up determina el nivel de coronamiento necesario para evitar rebases en obras de protección. En el subcapítulo II.3.3.4 se presentan los detalles de este fenómeno y las referencias para las principales formas de cálculo que existen.

Una vez obtenidos los valores correspondientes a la altura de ola por efecto de mareas (astronómica y de tormenta), nivel de oleaje de diseño y alcance de ola, se obtiene el nivel de coronamiento para una estructura de protección con rebase de ola. Si por el contrario, éste fenómeno afectara las funciones de la estructura, se calcula el bordo libre, cuyo valor generalmente se acepta de 0.6 m. En la Figura II.14 se muestra un esquema para el cálculo del nivel de coronamiento, dependiendo de si se acepta rebase o no de oleaje.

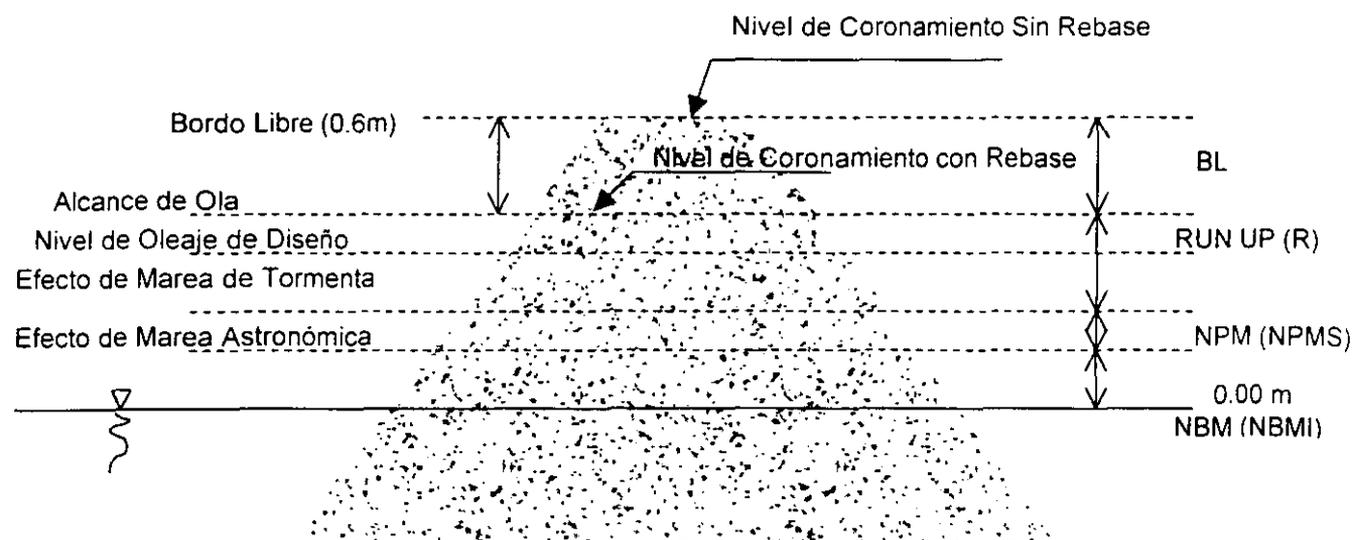


Figura II.14 Esquema para el Cálculo del Nivel de Coronamiento

II.5 Transporte Litoral

El estudio del transporte litoral producido por la acción del oleaje es un caso muy complicado. Diversos investigadores han tratado de encontrar una expresión que permita calcular la cantidad de material que transporta el oleaje basados en casos específicos que permitan una generalización del problema, sin embargo no se han obtenido resultados satisfactorios que representen el fenómeno de una manera real. Por otra parte la obtención de datos necesarios para la evaluación del transporte en la mayoría de los casos es muy difícil y costosa por la falta de equipo apropiado, por lo cual se recurre ya sea a datos de tipo general o muy limitados que no permiten tener una visualización total del problema. No obstante, a continuación se presentan como referencia teórica.

II.5.1 Criterios de Cálculo de Transporte de Sedimentos

Munch-Petersen, propuso para la zona del Mar Báltico la siguiente expresión que trata de relacionar el transporte litoral con las características del oleaje y condiciones meteorológicas.

$$Q = kV^2 \rho_f D \sin \alpha \quad (II.32)$$

en donde:

Q = Capacidad de transporte del oleaje.

V = Velocidad del viento.

ρ_f = Frecuencia del mismo en porcentaje del periodo considerado.

D = Duración de la acción del viento

α = Ángulo que forma la dirección del viento con la línea de playa.

Esta expresión fue posteriormente modificada por Knaps (1977) de la manera siguiente:

$$Q = KV^3 \rho_f \sqrt{D} \sin \alpha \cos \alpha \quad (II.33)$$

Y hubo intentos adicionales para tratar de expresarla en función de las características directas del oleaje en cuanto a su amplitud, periodo, tiempo de acción y ángulo de incidencia.

Por otra parte, Watts (1978) trató de cuantificar los volúmenes de sedimentos acarreados por el oleaje en South Lake Wort Inlet, de las costas de Florida, U.S.A., encontrando para el caso particular con diámetro medio del material playero de 0.3mm, la siguiente expresión:

$$Q_s = 240E_i^{0.9} \quad (II.34)$$

Lee (1978), en trabajos realizados en la zona del Lago Michigan encontró que el transporte litoral podría ser expresado por la forma:

$$Q_s = KE_i^{0.097} \quad (II.35)$$

Por su cuenta, Caldwell (1978) efectuó una serie de mediciones en una playa de 5 km en Anaheim Bay, California, U.S.A., y relacionando los volúmenes de área en diferentes secciones de la playa con la energía del oleaje incidente encontró que:

$$Q_s = KE_i = 135E_i \quad (II.36)$$

Larras propone en una de las fórmulas más conocidas que el transporte sea valuado de siguiente forma:

$$Q = KgH^2T \operatorname{sen}\left(\frac{7}{4}\alpha\right) \quad (II.37)$$

en la que:

Q = Gasto sólido por unidad de tiempo

H = Altura de ola

T = Periodo

FUNDAMENTOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO DE OBRAS DE PROTECCIÓN

α = Ángulo de incidencia del oleaje

K = Función adimensional que depende de la relación de esbeltez del oleaje y de las características del material playero.

En cualquiera de las fórmulas anteriores, la determinación del valor de K es un punto crítico para la evaluación del transporte y aunque se continúan realizando estudios tanto de campo como de laboratorio a la fecha no ha sido posible llegar a un valor específico. Sin embargo, los estudios realizados en el Laboratorio Nacional de Hidráulica en Chatou, Francia, a partir de 1959, han permitido obtener un valor de esta relación que aplicado a las costas mexicanas ha dado resultados bastante satisfactorios ya que han permitido la evaluación del transporte litoral y en la mayoría de los casos ha podido ser verificado por diferentes métodos. Esta expresión es de la forma siguiente:

$$Q = KD^{1/2} \left(\frac{L_0}{H_0} \right) gTH^2 t \sin 2\alpha \quad (II.38)$$

donde:

K = Su valor varía de 0.118×10^{-5} a 0.3×10^{-5} según el tipo de perfil playero.

D = Diámetro de sedimento (mm)

L_0 = Longitud de onda en aguas profundas

H_0 = Amplitud en aguas profundidad

H = Altura de oleaje antes de rompiente

T = Periodo de oleaje

α = Ángulo de incidencia

t = Tiempo de acción

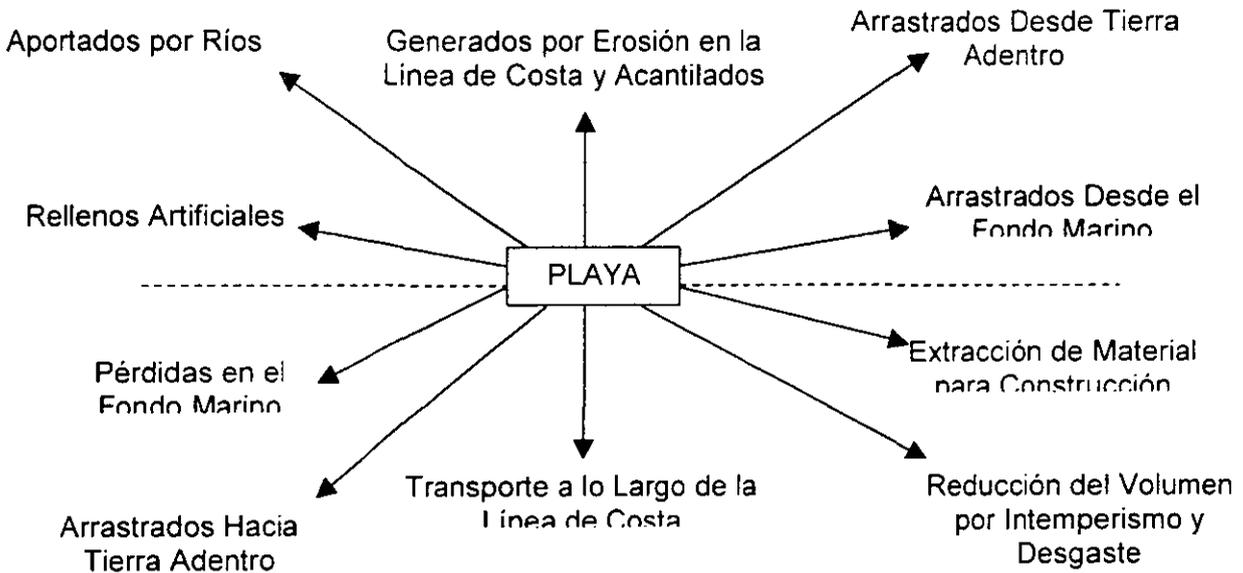
El valor del transporte está dado en m^3 por el tiempo de acción t .

II.5.2 Esquema de Balance de Sedimentos

Una playa está en constante evolución afectada principalmente por los factores físicos y meteorológicos, de acuerdo a estos procesos, existe aporte y pérdida de sedimentos.

Para hacer una evaluación cualitativa de la cantidad de sedimentos que se transportan a lo largo de la playa, se presenta el siguiente esquema que muestra de manera general los diferentes factores de aporte y pérdida de sedimentos en la playa.

APORTE DE SEDIMENTOS A LA PLAYA



PERDIDA DE SEDIMENTOS DE LA PLAYA

Generalmente, en el aporte de sedimentos a la playa contribuyen los ríos, o el material de erosión en la línea de costa y acantilados, también pueden ser arrastrados desde tierra adentro o desde el fondo marino (por las corrientes y el oleaje), o rellenos artificiales.

Las pérdidas de material pueden deberse a diversos factores, entre ellos por la extracción de material para construcción, o procesos naturales como intemperismo y desgaste, arrastre hacia tierra adentro o pérdidas en el fondo marino así como el transporte a lo largo de la línea de costa debido a corrientes y oleaje.

II.5.3 Crecimiento Playero al Pie de Obras de Protección Marítima.

Una obra de protección interpone una barrera litoral total entre aquella parte de la zona litoral que se encuentra al extremo mar adentro de la estructura con un valor igual al del transporte litoral, y una erosión del mismo volumen del lado contrario. La cantidad acumulada depende de la longitud de la escollera y del ángulo con el cual la resultante del oleaje que actúa sobre la playa. Si el ángulo que forma la estructura con la costa es agudo, la capacidad de azolve es menor que si éste fuera obtuso.

En el caso específico de los rompeolas, se presentan patrones de depósito y erosión, sin embargo el depósito en este caso no se limita al brazo de la costa, sino que eventualmente se prolonga después del extremo mar adentro del lugar a un área de amplio depósito. Este tipo de azolve, origina una condición ideal para llevar a cabo procedimientos mecánicos o hidráulicos de transporte de arena.

El ejemplo más crítico de crecimiento playero es con los espigones, recordando que los espigones son estructuras cuyo fin es modificar el régimen de una playa con cualquiera de los siguientes objetivos:

- Estabilizar una playa
- Aumentar su ancho
- Evitar retrocesos peligrosos

Sus efectos sobre la línea de playa dependerán básicamente de:

1. Tipo de Transporte
2. Longitud con respecto a la línea de rompientes.

Cuando el transporte es por lo alto de la playa, la presencia del espigón dará como resultado la línea de playa que aparece en la Figura II.14

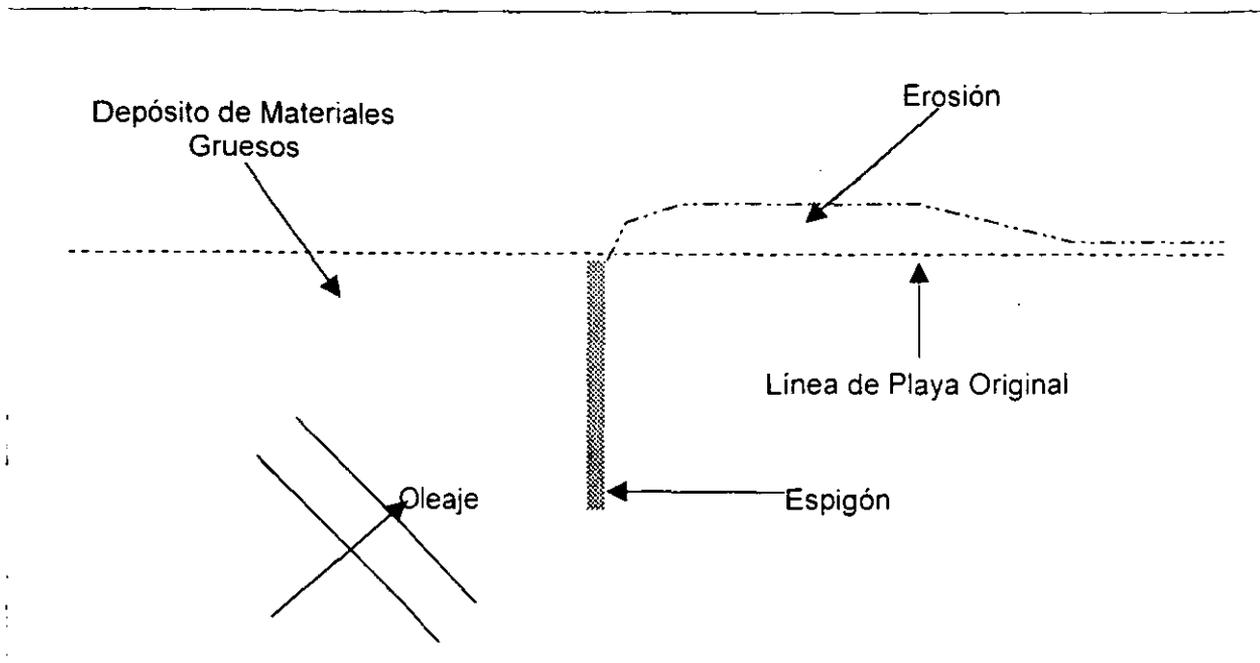


Figura II. 14 Espigón en Transporte por Encima de la Playa

Si el transporte es por la zona de rompientes entonces adoptará el perfil presentado en la figura II.15

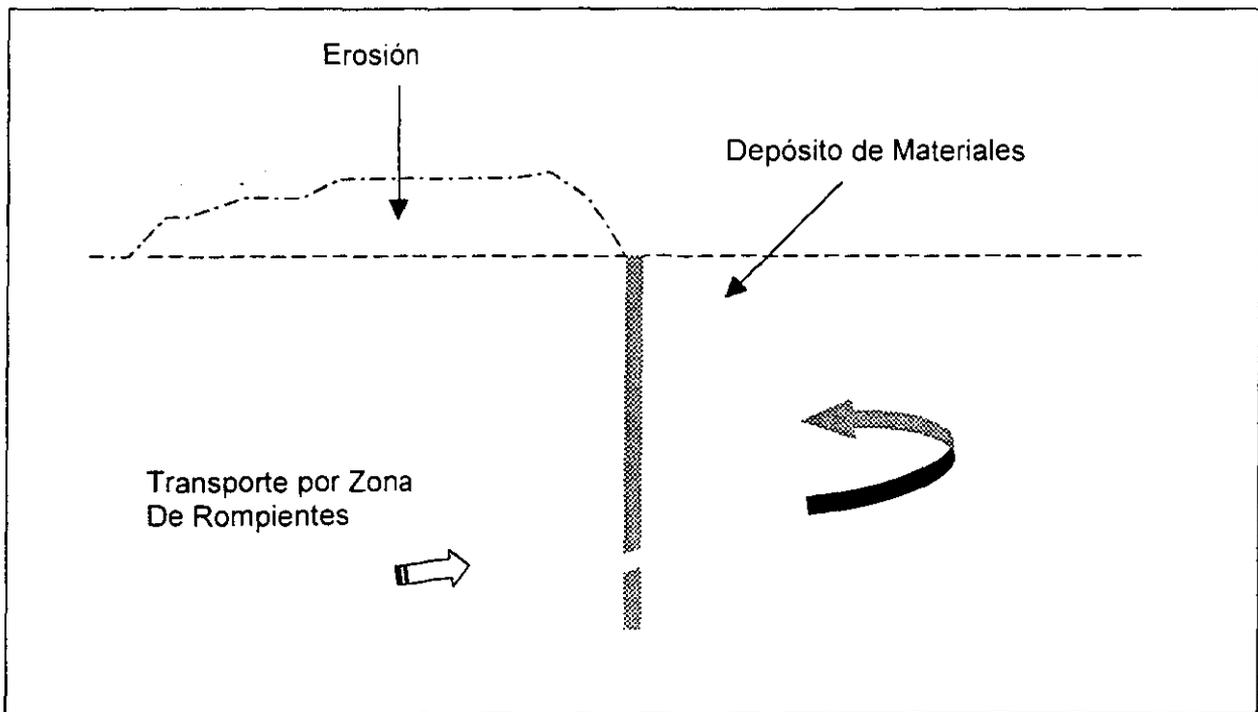


Figura II. 15 Espigón en Transporte por la Zona de Rompientes

En el primer caso se tendrá la influencia en cuanto a la capacidad de retención, en tanto que en el segundo, su funcionamiento dependerá de la longitud.

Teóricamente si el obstáculo llegase hasta la línea de rompientes solo un pequeño porcentaje del transporte pasaría por su extremo.

III. EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO

III.1 Criterios para la Definición del Arreglo en Planta

Cualquier obra portuaria, por compleja o simple que sea, forma parte de un elemento de liga entre dos medios diferentes de transporte, por lo tanto, es natural, que cualquier proyecto sea iniciado estableciendo su liga con las vías de comunicación terrestres existentes, procediendo a su dimensionamiento de acuerdo a las características de estas y del medio de transporte marítimo a utilizar (buque de diseño) así como los correspondientes estudios de mercado para los diferentes tipos de carga que se van a manejar.

Para dimensionar las obras de protección para un puerto, se debe considerar el abrigo necesario, definiendo la planta de las obras en base a la batimetría, planos de oleaje, etc.

Entre las soluciones posibles de arreglos de obras de protección se tiene la siguiente clasificación.

- **Obras Paralelas a la Costa.**

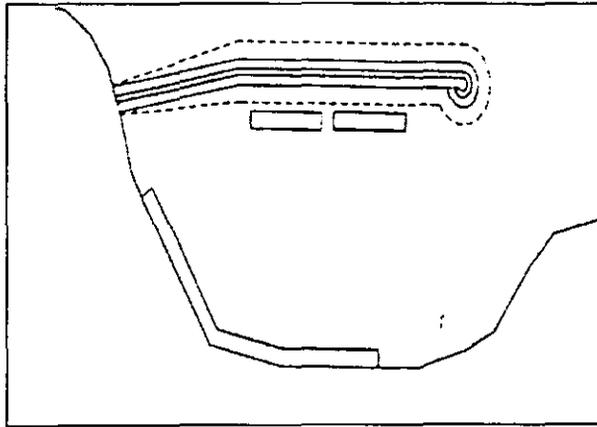
Esta solución suele usarse en puertos exteriores ganados al mar, no muy alejados de la costa, o bien cuando no se disponga de terreno tierra adentro (por la cercanía de una ciudad o por terreno rocoso) (Ver Figura III.1-1).

- **Obras Convergentes**

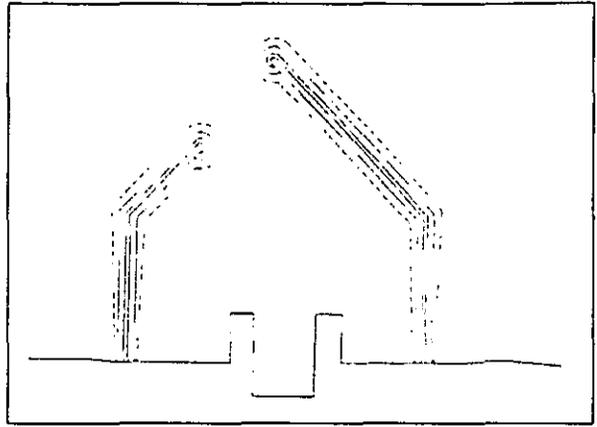
Este tipo es muy utilizado en busca del calado necesario para la boca de entrada. En este caso se debe tener cuidado con las áreas de agua disponibles ya que el puerto quedará encajado entre las obras (Figura III.2-2).

- Obras Perpendiculares a la Costa

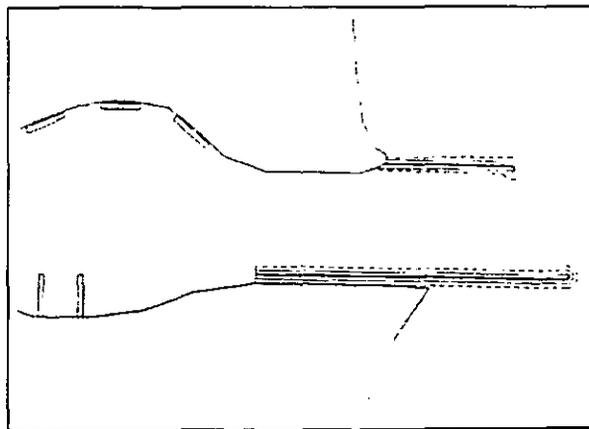
Este tipo de obras se proyectan normalmente en puertos fluviomarítimos o puertos creados en tierra (mediante dragado, Figura III.3-3), donde existe la necesidad de estabilizar y encauzar una boca de comunicación o descarga que a su vez sirve como obra de navegación.



1. Obras Paralelas a la Costa.



2. Obras Convergentes



3. Obras Perpendiculares a la costa

Figura III.1 Diferentes Arreglos para Obras de Protección Marítima.

III.2 Criterios para el Diseño de los Elementos de Coraza y Sección Transversal.

El conocimiento sobre las características del oleaje que incide sobre el talud de las estructuras marítimas y de las fuerzas que intervienen entre las piezas en la coraza, ha permitido el desarrollo de principios racionales para su diseño.

Uno de los parámetros más importantes para garantizar la integridad física de la capa de coraza es el peso propio de los elementos que la conforman, mismo que deberá soportar cierto oleaje con un criterio de daño preestablecido. Este criterio de daño se interpreta como una tolerancia aceptada por parte del diseñador para que en caso de presentarse las condiciones de oleaje de diseño, solo un número determinado de piezas van a ser desplazadas desde su posición inicial, considerándose las mismas dentro de una superficie de talud determinada; así un 5% de daño que es un valor comúnmente aceptado de diseño, significa que en una superficie determinada de talud con n elementos conformándola, solo el 5% de ellos podrán sufrir desplazamiento.

Dos métodos ampliamente utilizados para determinar el peso necesario de las piezas de la coraza son: el método de Hudson (1958), basado en el coeficiente de estabilidad k_D y el de Van der Meer (1993), el cual toma en cuenta la función de estabilidad.

III.2.1. Método de Hudson

Una manera de realizar los cálculos de peso de los elementos es utilizar directamente la fórmula de Hudson, que toma en cuenta el coeficiente de estabilidad k_D

En 1952 Hudson, modificó las fórmulas que Irribarren había presentado para el diseño de estructuras de enrocamiento en 1938 y 1950; empleando las mismas suposiciones y diagramas de fuerzas para obtener un coeficiente adimensional. En 1958, amplió este trabajo hasta desarrollar una fórmula nueva para determinar los pesos de los elementos de la coraza, esta ecuación se basa en resultados de años de experimentación en modelos y en verificación sobre datos de prototipos.

**ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA**

La fórmula de Hudson es la siguiente:

$$W = \frac{\gamma_r H_s^3}{k_D (Sr - 1)^3 \cot \alpha} \quad (III.1)$$

Donde:

W = Peso de los elementos (Ton)

H_s = Altura de ola de diseño (m)

k_D = Coeficiente de estabilidad

γ_r = Peso específico del elemento (Ton/m³)

γ_w = Peso específico del agua de mar (Ton/m³)

α = ángulo de acomodo de la coraza (grados)

$Sr = \gamma_r / \gamma_w$

Se debe considerar que los diferentes valores del coeficiente adimensional k_D que aparece en la ecuación III.1 no toman en cuenta el talud, la altura de ola, el peso volumétrico de los elementos y el fluido en el cual se colocan; las variables que influyen son: la forma de los elementos de la coraza, el grado de anclaje y la forma del oleaje en el momento de actuar sobre la estructura. Tampoco considera el ángulo de incidencia del oleaje, pese a que la experiencia ha demostrado que puede ser un factor importante, sobre todo cuando las olas rompen sobre la estructura.

El coeficiente k_D no considera daño permisible en la estructura. Esto obliga a diseñar con un alto porcentaje de seguridad, pero las piezas pudiesen estar con un sobrepeso, por lo cual, a fin de tener inversiones iniciales menores, es posible considerar en el diseño que se podría aceptar un porcentaje de daño. Esto se puede lograr aumentando los valores de k_D .

Es importante mencionar que no hay problema al aumentar un poco el valor de k_D , en virtud de que durante la construcción existen asentamientos y reajustes en la interconexión de elementos que pueden hacerla más estable que la estructura original.

El peso derivado de las fórmulas de Hudson está en relación directa con el peso específico de las unidades de coraza, ya que la estabilidad de la estructura es función de éste. La Tabla III.1 muestra los valores sugeridos de k_D para el caso en que la coraza se construye a base de enrocamiento, así como cuando se utilizan elementos prefabricados (Sección III.3), bajo el criterio de no daño y rebase mínimo.

Para diseñar una obra de protección marítima a talud, después de obtener los pesos de la coraza con cualquiera de los criterios anteriormente descritos (seleccionado a partir de una cuidadosa revisión y adecuación acorde a las necesidades y las condiciones físicas prevalecientes en el sitio, lo cual se mencionó en el Capítulo II), se prosigue a encontrar los pesos de las capas interiores y los espesores correspondientes; calculados dependiendo de las condiciones de oleaje actuando sobre el talud, rebase de oleaje y la diferencia hidrostática que produce subpresión, la cual tiende a mover los elementos prefabricados.

Si la corona se encuentra a una elevación donde no existe rebase de oleaje, teóricamente el peso de los elementos dependerá de la acción del oleaje de menor intensidad y de la porosidad de la estructura. Cuando si existe rebase sobre la estructura, los elementos de la primera capa protectora se deben prolongar sobre el talud posterior hasta el nivel de bajamar mínima registrada.

El peso de los elementos de la capa secundaria hasta profundidades entre $-H$ y $-1.5 H$, deberá ser igual o mayor que la mitad del peso de los elementos de la primera capa y bajo $-1.5 H$ el peso requerido puede reducirse a $W/15$ para el mismo talud (ver Figura III.2). Para condiciones de oleaje rompiente, los elementos de la coraza deberán abarcar toda la altura de la estructura (ver Figura III.3).

El espesor de la capa secundaria desde $-H$ hasta el fondo puede ser igual o mayor que el correspondiente a la primera capa o coraza.

Tabla III.1 Valores Sugeridos de k_D para Diferentes Elementos Prefabricados

Criterio de No-Daño y Rebase Mínimo							
Elemento Prefabricado	N ^a	Modo de colocación	Cuerpo de la estructura		Morro de la estructura		Pendiente Cot θ
			K_D^b		k_D		
			Oleaje Rompiente	Oleaje no Rompiente	Oleaje Rompiente	Oleaje no rompiente	
Enrocamiento							
Roca lisa	2	Al azar	1.2	2.4	1.1	1.9	1.5 a 3.0 ^g g
Roca lisa	>3	Al azar ^d	1.6	3.2	1.4 ^d	2.3	
Roca rugosa	1	Al azar		2.9		2.3	
Roca rugosa	2	Al azar	2.0	4.0	1.9 1.6 1.3	3.2 2.8 2.3	1.5 2.0 3.0
Roca rugosa	>3	Al azar	2.2	4.5	2.1	4.2	G
Roca rugosa	2	Colocado ^e	5.8	7.0	5.3	6.4	G
Cubo Modificado ^c	2	Colocado ^f	7.0 – 20.0	8.5 – 24.0	--		
Tetrápodo y Cuadripedo	2	Al azar	7.0	8.0	5.0 4.5 3.5	6.0 5.5 4.0	1.5 2.0 3.0
Tribar	2	Al azar	9.0	10.0	8.3 7.8 6.0	9.0 8.5 6.5	1.5 2.0 3.0
Dolos	2	Al azar	15.8 ^h	31.8 ^h	8.0 7.0	16.0 14.0	2.0' 3.0
Cubo Modificado	2						
Hexápodo		Al azar	6.5	7.5	-----	5.0	G
Toskane	2						
Tribar	2	Al azar	8.0	9.5	5.0	7.0	G G
Enrocamiento	1	Al azar	11.0	22.0	-----	-----	G
Angular graduado	-	Uniforme	12.0	15.0	7.5	9.5	
		Al azar	2.2	2.5	-----	-----	

^a n es el número de capas de elementos en la coraza

^b Aplicable a inclinaciones desde 1 : 1.5 a 1 : 5

^c Piedra formada como paralelepípedo: piedra un poco plana cuya dimensión de largo es cerca de tres veces más su dimensión más corta.

^d El uso de una sola capa de unidades de enrocamiento no es recomendable para estructuras sujetas a oleaje rompiente y solo bajo condiciones especiales para estructuras sujetas a oleaje no rompiente. Cuando se hace esto, la piedra debe ser colocada cuidadosamente.

^e Colocación especial con el eje longitudinal de la piedra colocado perpendicular a la cara de la estructura.

^f Importante: Los valores de k_D en itálicas no han sido probados, y son proporcionados solamente para propósitos de diseños preliminares.

^g Hasta tener más información acerca de la variación de k_D con respecto a la inclinación, el uso de k_D debe limitarse a valores de pendiente desde 1:1.5 a 1:3. Algunas pruebas con elementos en la coraza de la estructura indican que existe una dependencia entre el valor de k_D y la pendiente.

^h Referido al criterio de no-daño (< 5 % de desplazamiento para roca): si no es enrocamiento (<2%) reduce el valor de k_D en un 50 por ciento (Zwamborn y Van Niekerk, 1982).

'La estabilidad de dolos en pendientes más inclinadas de 1:2, debe ser probada por modelos específicos de sitio.

EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO

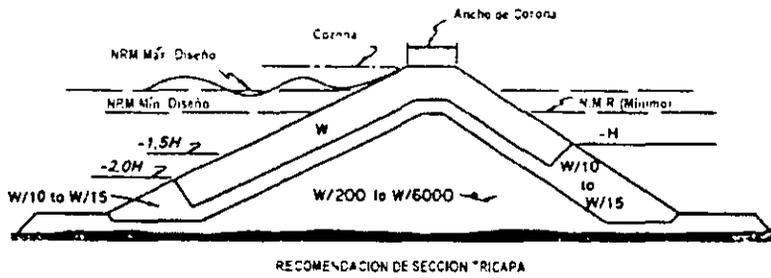
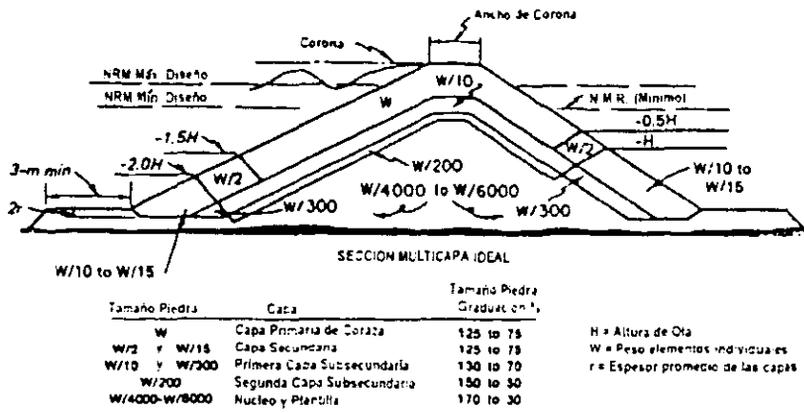


Figura III.2 Enrocamiento a Talud para Condición de Ola no Rompiente

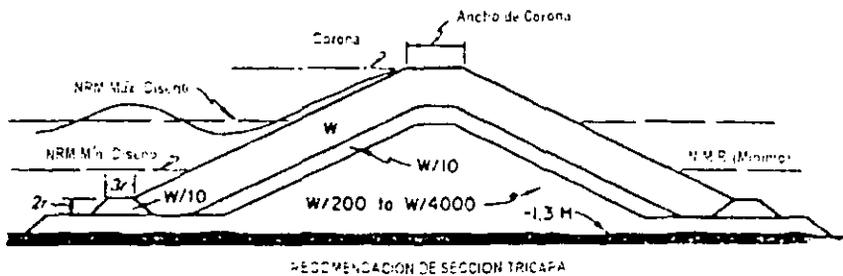
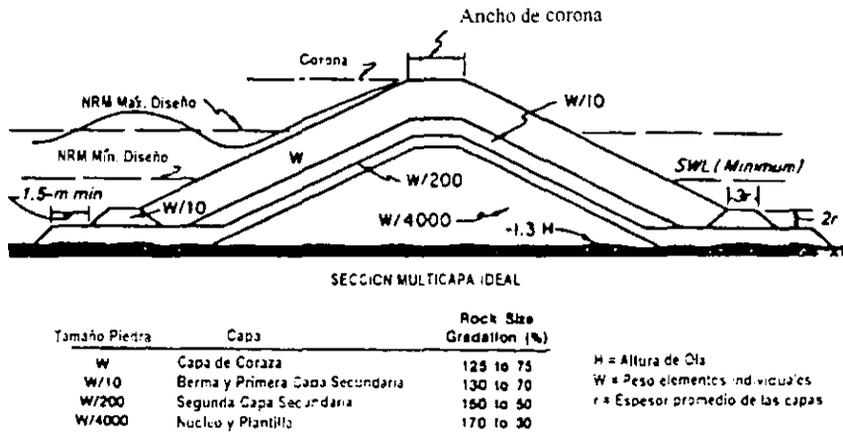


Figura III.3 Enrocamiento a Talud para Condición de Ola Rompiente

A partir del fondo de la capa protectora de la corona hasta $- 1.5H$, la primera subcapa deberá estar compuesta por dos capas de piedras con un peso $W/10$ aproximadamente (Figura III.2). La segunda subcapa para la parte de la estructura que quede sobre de $- 1.5 H$, deberá estar formada por un mínimo de dos capas de piedra que pesen aproximadamente $W/200$. Para aquella parte de la estructura que quede abajo de $- 1.5 H$, estará formada por una primera subcapa con un mínimo de dos capas de piedra con un peso aproximado de $w/300$. La segunda subcapa, así como el núcleo puede estar formado de un material con un peso de $w/6000$ o bien desperdicios de cantera.

En cuanto a la cimentación de una estructura marítima, las fuerzas del oleaje y las corrientes socavan el fondo natural y la cimentación de la misma, aún en profundidades donde no existe mucha acción de estas fuerzas. Esto puede evitarse colocando un filtro o talones al pie de la estructura.

De acuerdo a la experiencia, es recomendable emplear una cama o una carpeta filtro para proteger la cimentación contra la erosión excepto en los siguientes casos:

1. Cuando la profundidad sea mayor que dos veces la altura máxima de ola.
2. Donde se prevenga que la velocidad de las corrientes será menor a la necesaria para desplazar el tamaño medio del material empleado en la cimentación.
3. Donde el fondo esté formado por un material duro y durable, como un lecho de roca.

Cuando el apoyo de la estructura consiste en un material cohesivo, no se requiere filtro, sin embargo se debe colocar una capa de piedra triturada o grava como talones para reducir al mínimo el asentamiento de la estructura.

Cuando se construye sobre arena, se debe proveer material que actúe como filtro o textiles especiales para evitar que la acción del oleaje y de las corrientes de fondo, remuevan la arena a través de los vacíos del enrocamiento originando asentamientos, ya que cuando se colocan piedras de gran tamaño directamente sobre el suelo, el material de la estructura se asentará hasta alcanzar la profundidad bajo la cual no sea afectado por estas fuerzas.

III.2.2. Método de Van der Meer

Van der Meer (1993) propone una metodología para calcular la estabilidad de las piezas de la coraza a partir de resultados experimentales en obras de protección a base de enrocamiento. En aguas profundas, utiliza como altura de referencia para diseño la altura significativa H_s ; la porosidad de la coraza y capa secundaria las representa con un solo parámetro p .

Las ecuaciones básicas de Van der Meer para aguas profundas son

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D} = 6.2P^{0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} Ir^{-0.5} ; \quad \text{para } Ir < Ir_c \quad (\text{III.2})$$

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D} = 1.0P^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot \alpha} Ir^p ; \quad \text{para } Ir > Ir_c \quad (\text{III.3})$$

Donde:

Ir = Numero de Iribarren calculado a partir de la altura significativa y del periodo medio.

H_s = Altura significativa. (m)

N = Número de olas del estado de mar

N_s = Número de estabilidad

α = Ángulo de inclinación del talud

Ir_c = Número de Iribarren crítico, para el cual se tienen un mínimo de estabilidad de las piezas del manto.

El Ir_c se calcula con la fórmula:

$$Ir_c = \left(6.2P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha} \right)^{\frac{1}{p+0.5}} \quad (\text{III.4})$$

Donde:

D : Diámetro nominal de las piezas.

Δ : $\Delta = (\gamma_s - \gamma_w) / \gamma_w$

Para aguas poco profundas, Van der Meer indica que la altura significativa no es un buen parámetro y propone utilizar como altura de ola de referencia el valor asociado a una probabilidad de excedencia del 2%, $H_{2\%}$, de esta forma, Van der Meer modificó sus ecuaciones, quedando de la siguiente forma:

Ecuaciones de Van der Meer para aguas poco profundas

$$N_s = \frac{H_{2\%}}{\Delta D} = 8.7 P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} Ir^{-0.5}; \quad \text{para } Ir < Irc \quad (III.5)$$

$$N_s = \frac{H_{2\%}}{\Delta D} = 1.4 P^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot \alpha} Ir^p; \quad \text{para } Ir > Irc \quad (III.6)$$

La $H_{2\%}$ se debe calcular tomando en cuenta el cambio que sufre el oleaje al estar en aguas reducidas, especialmente cuando la ola rompe en consecuencia de las características de la batimetría.

Con la ecuación del diámetro nominal:

$$D = \frac{H_{2\%}}{\Delta N_s} \quad (III.7)$$

Finalmente se obtiene el peso de las piezas de la coraza con la siguiente ecuación:

$$W = \gamma D^3 \quad (III.8)$$

III.3. Alternativas de Coraza.

III.3.1 Enrocamiento

Cuando en la cercanía de la obra es posible la explotación de bancos de roca que posean características de peso y tamaño requeridas por el proyecto (refiérase a la sección II.4), la mejor opción es construir con enrocamiento, ya que esto implica costos más bajos en comparación con elementos prefabricados. es decir, aprovechar siempre el material existente, como se hace en cualquier otro tipo de trabajo.

Las obras marítimas de enrocamiento están construidas principalmente por elementos de roca de diferentes tamaños.

Para la programación de la construcción de un rompeolas de enrocamiento, se deben abarcar cuando menos los siguientes conceptos.

- a) Explotación del banco de materiales.
- b) Transporte al lugar de la obra.
- c) Colocación en la obra de protección.

La programación de la explotación del banco debe ser acorde con la colocación y avance de la obra, sin embargo, se procurará obtener los elementos de la coraza en primera instancia y aprovechar los desperdicios y materiales residuales para las capas interiores (secundaria y núcleo) economizando así en la construcción de la obra.

III.3.2. Elementos Prefabricados.

Los elementos prefabricados de concreto, como componentes para la conformación de la coraza, constituyen una alternativa de selección adecuada si en las cercanías de la obra en construcción no se encuentra roca que cumpla con las especificaciones de tamaño y densidad requeridas. Generalmente se fabrican próximos a la obra; son de concreto simple.

Los principales elementos utilizados en las obras de protección marítima son los descritos en los párrafos siguientes, de los cuales también se trata de dar una explicación general de su funcionamiento, forma y recomendaciones de uso.

III.3.2.1 Cubos

Los cubos fueron los primeros elementos prefabricados que se usaron en obras de protección marítima. su forma geométrica puede ser muy simple, un cubo con dimensiones iguales o un elemento de volumen cuadrangular, un poco más ancho en su base, con ranuras cuyo principal objetivo es permitir su transporte y colocación en el sitio de la obra.

Estos elementos no desarrollan una trabazón entre sí, y generalmente se colocan en más de una capa, para ayudar a la estabilidad de la obra

Para su diseño se toma en cuenta principalmente su peso, que es la principal fuerza que actúa en oposición de las fuerzas que provocan el oleaje y las corrientes.

El tamaño de estos elementos puede variar dependiendo de los alcances del proyecto, de la altura de ola de diseño, de la magnitud de las corrientes y es muy importante tomar en cuenta el tipo de lecho marino en que se van a apoyar, para evitar posibles hundimientos de la obra debido al gran peso de los elementos. No se recomienda su uso en suelos blandos, ni donde el oleaje sea muy alto.

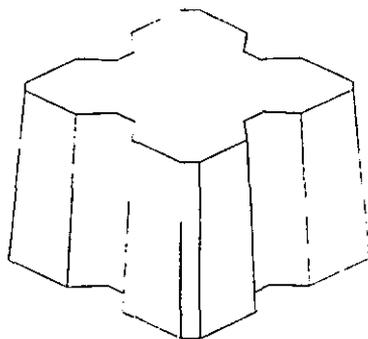


Figura. III.4. Cubo

III.3.2.2 Dolos

El dolo es un elemento formado por una doble ancla de arco doble T, con alas y el alma ortogonales.

Una vez colocado, el comportamiento resistente del dolo depende fundamentalmente de la gran capacidad de anclaje con las piezas adyacentes que le proporciona su geometría, por lo cual el peso del elemento deja de ser la característica fundamental para efectos de estabilidad.

El manejo en la colocación de este elemento debe ser con maniobras específicas y cuidados especiales, ya que suelen presentarse fracturas graves que demeritan su función. Por lo mismo, se fabrican dolos de tamaños medios, ya que su manejo tiende a complicarse en la misma proporción en que aumentan las dimensiones.

Su uso es muy frecuente hoy en día, aunque aún se encuentra en discusión debido a que sus resultados prácticos obtenidos han sido variados.

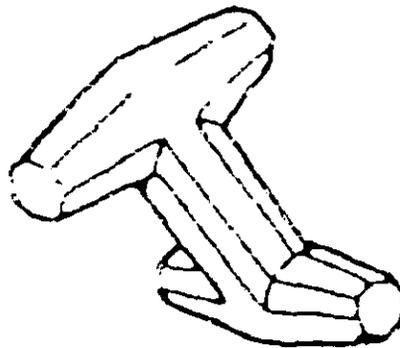


Figura. III.5. Dolo

III.3.2.3 Tetrápodos

Estos elementos están formados por un núcleo esférico, al que son tangentes exteriormente cuatro conos de tronco simétricamente dispuestos.

Tienen un alto grado de anclaje entre elementos sin embargo, aunque la trabazón que desarrollan es muy eficiente, sus extremidades se rompen con facilidad por efectos de flexión y consecuente tensión. Hay que recordar que el concreto no trabaja a tensión y estos como otros elementos prefabricados no llevan armado de refuerzo.

En los ensayos de resistencia se ha comprobado que las roturas por caída son independientes del tamaño de los tetrápodos. Sobre terreno duro, esta tiene lugar desde 4 pies de altura. Sin embargo, con un colchón de agua, de $1/6$ y $1/5$ la altura del tetrápodo, ya no se rompe. El índice de vacíos normalmente conseguido es del 50%

Se recomienda para su manejo, esperar hasta después de un curado de 48 a 72 horas y que el transporte desde el centro de fabricación al parque de almacenamiento se haga mediante un artificio que evite las tensiones. Sin embargo, para su colocación en obra basta con una eslinga y un cable auxiliar.

Su uso se recomienda en zonas de mediana calma, es decir, con oleajes no muy altos, ya que el problema de estos elementos es que pueden sufrir fracturas a menudo con la incidencia del oleaje y corrientes.

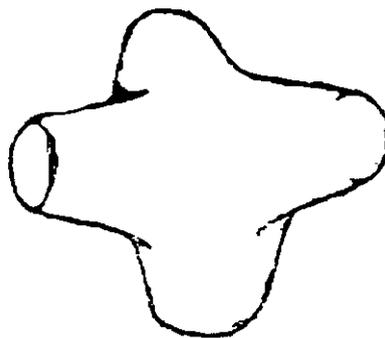


Figura. III.6. Tetrápodo.

III.3.2.4 Acrópolis / Core-loc^R

Los acrópodos y Core-loc^R pertenecen a una nueva generación de elementos cuyo funcionamiento está sustentado en la amplia experiencia de centros de investigación en Ingeniería costera reconocidos y que trabajaron en su invención.

Ambos tienen una simetría muy parecida, incluso, llegan a desarrollar un anclaje entre piezas idéntico, por lo cual para este trabajo se manejan como similares.

El acrópodo tiene seis protuberancias extendidas en conjunción con el núcleo. Esta forma, elimina la necesidad de refuerzos, ya que el anclaje entre las piezas es suficiente para utilizar una sola capa de elementos.

Su forma proporciona una alta resistencia mecánica, su estabilidad colocados en una capa ha sido estudiada y comprobada por diversos laboratorios.

El uso de estas piezas reduce hasta en un 50% la cantidad de material, ya que solo se coloca una capa de elementos; puede ser utilizado en cualquier tipo de obra de protección, y ante cualquier situación de oleaje y corrientes, ya que proporciona gran estabilidad. Sin embargo, para lograr la estabilidad y efecto de trabazón que les dan la ventaja sobre otros elementos, es muy importante que la colocación respete criterios preestablecidos de densificación por unidad de área de superficie a cubrir.

En comparación con el dolo y el tetrápodo, el acrópodo o Core-loc^R, no se fracturan demasiado y desarrollan un anclaje similar; y en cuanto al cubo, tiene la ventaja de reducir los costos al utilizar menos material, aunque se debe tomar en cuenta que el proceso constructivo tiende a ser más complicado.

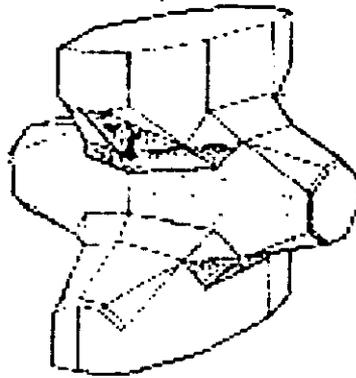


Figura. III.7. Acrópodo.

III.3.2.5 Bolsacreto

Los bolsacretos son elementos masivos de concreto simple colados en sitio, mediante la utilización de cimbras textiles impermeables. La dimensión básica del elemento es de 2.0 x 3.0 x 0.5 m. Sin embargo, se pueden fabricar las dimensiones convenientes, manteniendo constante el peralte de 0.5 metros.

Estos elementos no tienen anclaje, lo que provoca que su estabilidad sea proporcionada únicamente por el peso del concreto que lo constituye.

El procedimiento constructivo se realiza de tal manera que sobre el trazo indicado en el plano del proyecto, se coloca la primera fila de elementos Bolsacreto. Como primer paso, mediante personal de buceo, la cimbra textil vacía es hundida y ya en su sitio, auxiliando su fijación mediante las bandas textiles que posee en cada esquina, le es inyectada por bombeo la mezcla fraguable cemento – arena. La cimbra textil impermeable para colado en sitio de piezas masivas de concreto simple posee elementos valvulares de llenado con cierre manual y bandas de fijación y sujeción de alta tenacidad.

Una vez fraguados los elementos de la primera cama, se coloca en la segunda cama siguiendo el procedimiento anteriormente descrito.

Esta opción es factible de ser utilizada solo si el oleaje no es muy alto y existe baja incidencia de corrientes, debido a que su efecto de trabazón es muy pobre. Su uso es

restringido a zonas donde el oleaje y corrientes sean bastante bajas, ya que se han dado casos en que los sacos son arrastrados por la corriente. Aunque resulta más económico en comparación con elementos prefabricados.

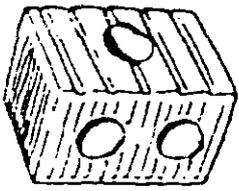
Cabe señalar que este elemento es muy utilizado en los países tercermundistas como el nuestro, esto debido precisamente a que se considera una alternativa muy económica en comparación con cualquier otra y es una opción viable dadas las circunstancias de escasez de recursos y la necesidad de implementar obras de protección marítima en periodos cortos de construcción.



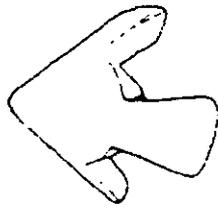
Figura. III.8 Bolsacreto

III.3.2.6 Otras Formas Irregulares

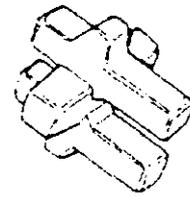
Existen otras formas de elementos prefabricados enfocadas casi siempre a desarrollar trabazón e impedir que las fuerzas de oleaje o corrientes las muevan de su sitio. Algunos ejemplos son ilustrados en la Figura III.9.



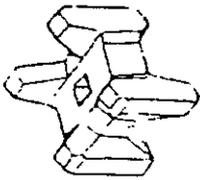
Grobbelaar



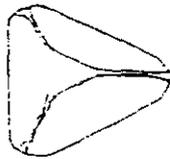
Pelican Stool



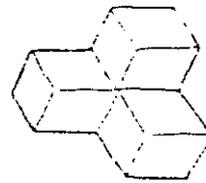
Gassho



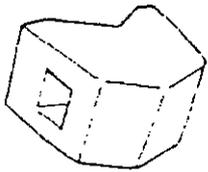
H Shaped Block



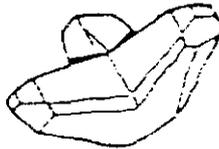
Tetrahedron



Tri-pod



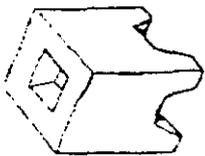
Svee



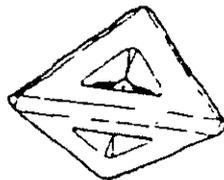
Tripod



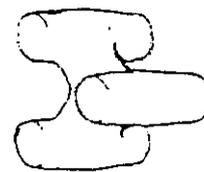
Interlocking H Block



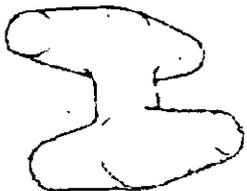
Cubo (Modificado)



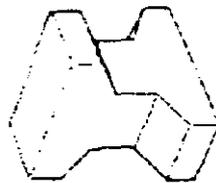
Hollow Tetrahedron



Tribar



Stabit



Akmon.



Puadripod

Figura. III.9. Otras Formas Irregulares

III.3.3. Análisis Comparativo de Costos de Construcción.

En la Tabla III.2 se presenta un resumen de lo expuesto en los párrafos anteriores para cada alternativa de estructuración, de manera que se pueda hacer un análisis comparativo entre alternativas.

Tabla III.2 Comparación Cuantitativa de Algunas Características en los Elementos Prefabricados

Características	Acrópodo	Tetrápodo	Dolo	Cubo ranurado	Core-loc ^R
• Número de capas	1	2	2	2	1
• Talud Mínimo	1.3 : 1	1 : 1.5	1 : 1	1 : 1.5	1.3 : 1
• Porosidad	52	50	56	45	60
• k_D (Oleaje rompiente)	12	7*	51.6*/2	9*	13
• % Daño	0	5	5	5	0
• Concreto por m ² de pendiente	0.2Hs	0.35Hs	0.25Hs	0.38Hs	0.18Hs
• Cantidad relativa de concreto armado	1.0	1.9	1.5	2.0	0.9

* Shore Protection Manual – CERC, 1984

De acuerdo a las características mostradas en la Tabla III.2, puede observarse que tanto el acrópodo como el Core-loc solo necesitan una capa de elementos, lo cual puede reducir el costo de la obra de protección; en cuanto a la pendiente de la coraza, el dolo acepta inclinaciones hasta de 45°, mientras que el acrópodo y el Core-loc^R soportan pendientes más inclinadas. El número de vacíos que se logra es menor en el cubo ranurado, debido principalmente a su forma, lo cual hace que se utilice un mayor número

de elementos. El coeficiente de estabilidad de Hudson para oleaje rompiente (situación más desfavorable) toma un valor máximo para el dolo, seguidos el Core-loc^R y el acrópodo. El porcentaje de daño para el cual se diseña el elemento, contempla para el Core-loc^R y el acrópodo un daño nulo, mientras que el dolo, el tetrápodo y el cubo ranurado se diseña con un 5% de daño. En el cubo ranurado es necesario 0.38 veces la altura de ola significativa de concreto por m² de pendiente, cantidad que se reduce de manera significativa en el Core-loc^R, que solo utiliza el 0.18 veces la altura de ola significativa. En cuanto a la cantidad relativa de concreto armado, el cubo tiene el valor máximo en comparación con el core-loc que utiliza casi la mitad de ese valor.

Es importante señalar que estas características pueden variar en menor o mayor medida, tomando en cuenta las condiciones de diseño contempladas y las diferentes condiciones físicas que se presenten en el sitio donde se construyan las obras de protección marítima.

III.4 Modelación en Laboratorio para Optimización del Diseño.

Esta sección se refiere a la conveniencia de aplicar modelos físicos desarrollados en instalaciones experimentales de laboratorio como herramienta de optimización del diseño de obras de protección. Los objetivos más comunes de aplicar los modelos físicos en la ingeniería marítima son los de simular:

1. Acción del oleaje en el puerto
2. Extracción de agua entre el puerto y las áreas de agua de los alrededores
3. Problemas de sedimentación
4. Movimientos de embarcaciones en los puertos
5. Estabilidad de las estructuras bajo la acción del oleaje

De hecho, un modelo físico es un intento de reducir la naturaleza a un tamaño más pequeño, permitiendo observar y controlar los factores que influyen en el comportamiento del sistema.

Como primer punto es necesario establecer los objetivos al emplear un modelo. Después se realiza un estudio en donde se determinan los factores físicos que influyen en

el fenómeno a estudiar, incluyendo los que sirvan para describir las características fisiográficas del lugar en estudio, por ejemplo batimetría y tipo de material de fondo. Es muy importante que el modelador conozca el lugar, para entender mejor qué factores pueden influir en los resultados, para tener la capacidad de realizar adaptaciones al modelo en caso de ser necesario y definir los fenómenos de la naturaleza que más influyen en el comportamiento global del sistema, garantizando así que el modelo produzca resultados confiables.

La información necesaria para el diseño de modelos físicos, generalmente se presenta en dos grupos:

- a) Relativo a las condiciones de mar y topohidrográficos
 - Regímenes estadísticos y espectrales del oleaje en la zona a estudiar, que muestren la distribución de alturas y periodos para diferentes direcciones y estaciones. Normalmente los valores de alturas y periodos significantes se emplean para realizar los ensayos.
 - Información sobre la existencia de ondas de largo periodo, en cuanto a su altura, periodo y frecuencia.
 - Información de las mareas, tipo, alturas y niveles alcanzados.
 - Levantamientos topográficos de la zona terrestre que muestren a diferentes escalas el relieve de la costa.
 - Levantamientos hidrográficos (batimetrías) a diferentes escalas, que describan en lo general y en detalle las profundidades del fondo marino. Se emplean en la construcción de diagramas de refracción y para colocar los generadores de ola de acuerdo a las direcciones seleccionadas de oleaje.

- b) Arreglo del puerto y condiciones admisibles de operación de las embarcaciones a las que se les dará servicio.
 - Planos detallados del arreglo en planta de las obras exteriores: playas, zonas de atraque, de maniobras, canales de navegación y todos aquellos que sean necesarios reproducir, incluyendo los dragados a ejecutar.
 - Etapa de construcción, indicando los arreglos respectivos de las obras.

- Alturas de olas máximas admisibles en función de su periodo y del tipo de embarcaciones servidas en el puerto.
- Periodos de resonancia de las embarcaciones grandes que usarán el puerto en función del tipo de amarre por emplear.

III.4.1 Similitud Dinámica en Modelos de Obras de Protección.

La idea básica para relacionar el comportamiento hidráulico del prototipo con el del modelo es la de semejanza que puede ser geométrica, cinemática y/o dinámica. También se puede hablar de semejanza térmica y de semejanza en ciertas propiedades químicas. En el caso de las obras de protección, la similitud que más interesa es la similitud dinámica, entre el modelo y el prototipo. Esta semejanza requiere a) que se tenga similitud geométrica exacta entre ambos sistemas, y b) que la relación entre presiones y fuerzas dinámicas en puntos correspondientes sea una constante, lo que se puede expresar también como una similitud cinemática, ya que las líneas de corriente deben ser geoméricamente semejantes.

Existe semejanza geométrica entre el modelo y el prototipo si el cociente de longitudes correspondientes es el mismo; así, la relación de tirantes, anchos, y distancias, correspondientes debe ser constante. La Figura III.10 ilustra claramente este concepto.

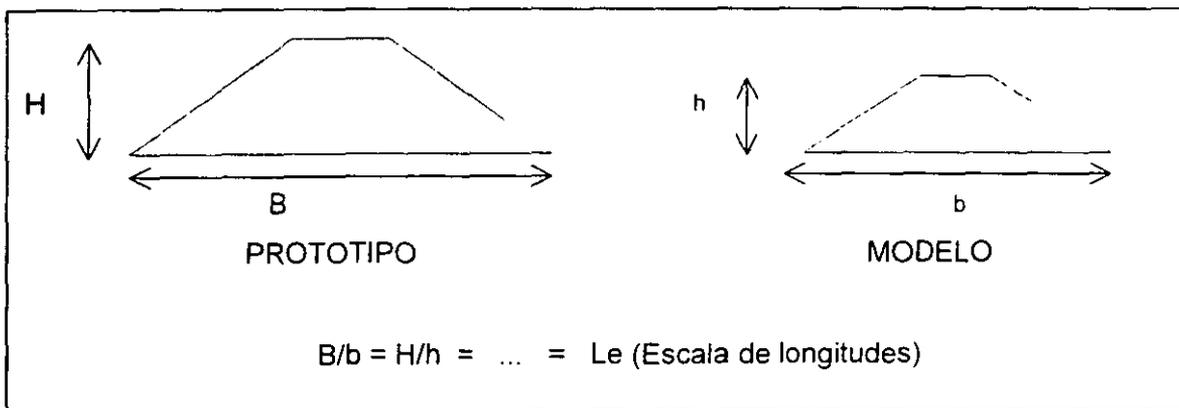


Figura. III.10 Semejanza Geométrica

Hay semejanza cinemática (Figura III.11) si las componentes de la velocidad, de todos los puntos correspondientes, son semejantes geoméricamente.

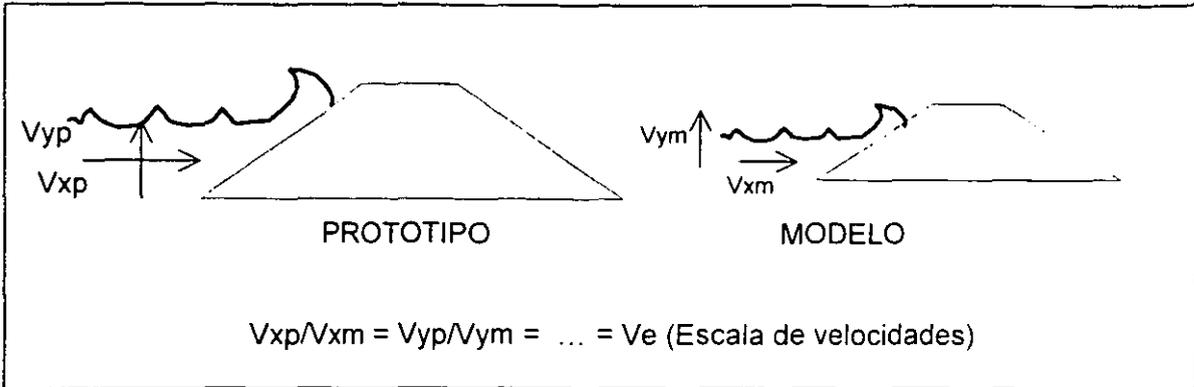


Figura. III.11 Semejanza cinemática

Hay semejanza dinámica, como lo muestra la Figura III.12, si los polígonos de fuerza, de todos los puntos correspondientes son semejantes geoméricamente.

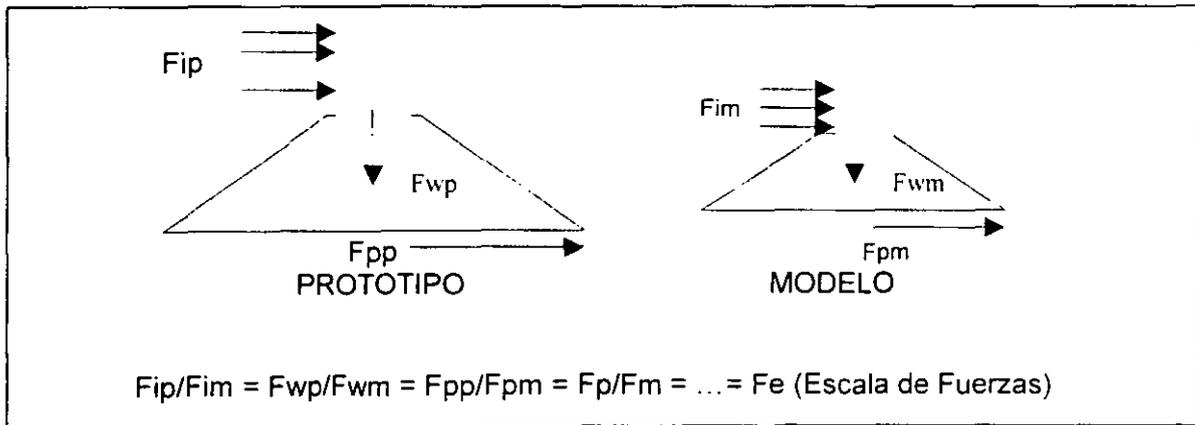


Figura III.12 Semejanza dinámica

En la Figura III.13 se muestran los factores que intervienen en la estabilidad de un rompeolas de enrocamiento correspondientes a una sección de un rompeolas, casi perfecto, situado a una profundidad $d > 1.3H$ (condición sin rompiente) y sin rebase de ola.

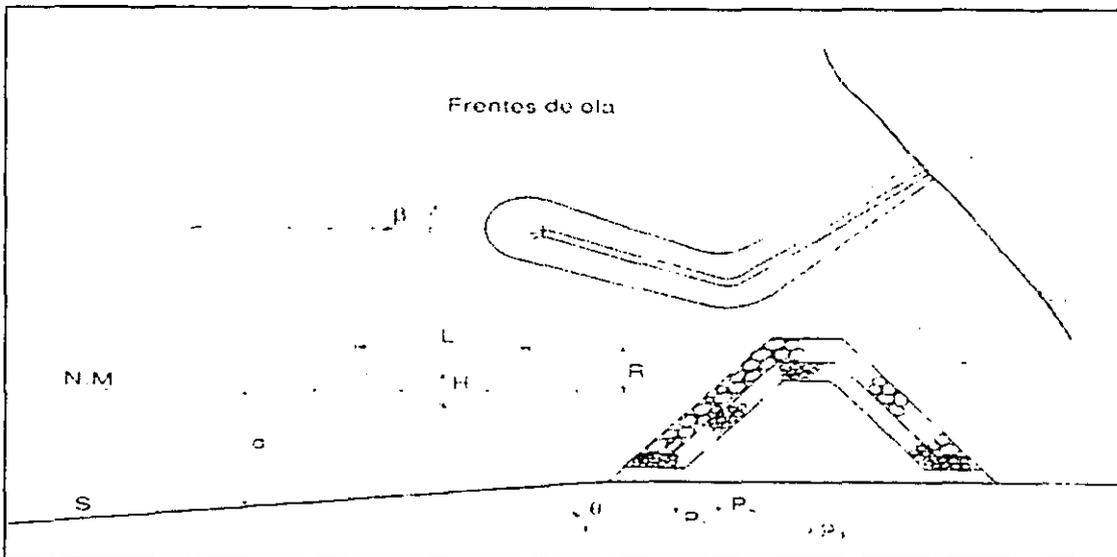


Figura III.13. Factores que Intervienen en la Estabilidad de una Obra de Protección de Enrocamiento

Una obra de protección marítima sujeta a la acción del oleaje de corto periodo, genera fuerzas que levantan y hacen rodar los elementos de la coraza y que contrarrestan el peso de las rocas y la fuerza de fricción que se genera entre ellas.

Las principales fuerzas de estudio (Vergara, 1993) son las producidas por el oleaje: de inercia y de arrastre, que combinadas dan la siguiente expresión:

$$F = C_1 \ell_e^2 \frac{\gamma_a}{g} v^2 \quad \text{III.9}$$

Donde:

v = Velocidad del agua que fluye alrededor de los elementos de la coraza, las cuales las contrarresta el peso de las rocas y la fuerza de fricción que se genera entre ellas.

ℓ = Una característica lineal de los elementos, de modo que el área de éstos proyectada perpendicularmente a la velocidad sea $k_a \ell_e^2$ y el volumen $k_v \ell_e^3$; siendo k_a y k_v coeficientes de área y volumen, respectivamente.

γ_a = Peso específico del agua

g = aceleración debida a la gravedad.

C_1 = Coeficiente que es función de los de arrastre, C_D y la masa virtual C_m , (ambos en función de la forma y del número de Reynolds), también de k_a , k_v , así como de la aceleración del flujo entre los elementos (dv/dt)

Tomando en cuenta la velocidad del flujo v , igual a la velocidad de la partícula en la cresta de una ola en el momento de romper, y considerando también que es igual a la celeridad C de la propia ola, se tendrá:

$$v = v_b = C = (gd_b)^{1/2} \quad \text{III.10}$$

siendo d_b la profundidad en la cual rompe la ola de altura $H_b = kd_b$, y k es un coeficiente función de la relación de esbeltez (H/L).

Sustituyendo el valor de d_b en la ecuación III.10, y ésta en la III.9 se obtiene:

$$F = C_1 \ell_e^2 \gamma_a H_b / k \quad \text{III.11}$$

Por otra parte, el peso sumergido individual de los elementos es

$$p' = k_v \ell_e^3 (\gamma_e - \gamma_a) \quad \text{III.12}$$

Donde γ_e es el peso específico de los elementos.

El valor de p' , resultaría igual a la fuerza de fricción y, por tanto,

$$k_v \ell_e^3 (\gamma_e - \gamma_a) = C_1 \ell_e^2 \gamma_a H_b / k \quad \text{III.13}$$

Si en esta ecuación se sustituye la relación γ_e / γ_a por Sr y el valor ℓ_e despejado de la ecuación correspondiente al peso W individual de los elementos fuera del agua

$W = ak_v \ell_e^3 \gamma_e$) resulta:

$$\frac{W(Sr - 1)^3}{SrH_b^3} = \left(\frac{C_1}{kl_v^{1/3}} \right)^3 \gamma_a \quad \text{III.14}$$

donde:

$$\frac{C}{kk_v^{2/3}} = f(C_D, C_m, k_a, k_v, dv/dt, H/L) \quad \text{III.15}$$

Considerando ahora que la fuerza F y las producidas por una ola no rompiente sean iguales en la primera aproximación (corrigiéndose esto con un coeficiente que sea función de la profundidad relativa d/L), permite generalizar la ecuación III.14 para oleaje rompiente o no. También incluye el efecto de la fuerza de fricción, con base en parámetros tales como: ángulo del talud, forma, colocación y trabazón de los elementos. Al incluir el efecto del ascenso de la ola, los espesores, la permeabilidad y el ángulo de la pendiente de la playa, se tendrá la ecuación siguiente:

$$\frac{W(Sr - 1)^3}{SrH^3} = \gamma_a f(C_D, C_m, k_a, k_v, dv/dt, H/L, d/L, H/d, \alpha, \theta, r, k_p, z, e, \varphi) \quad \text{III.16}$$

o simplemente:

$$\frac{W(Sr - 1)^3}{SrH^3} = \gamma_a f \quad \text{III.17}$$

Designando a la función $(1/f)^{1/3}$ como el número de estabilidad N_s , obtenido experimentalmente e igual a $(k_p \cot \alpha)^{1/3}$, donde k_p es el conocido coeficiente de Hudson

y utiliza todos los parámetros mencionados; finalmente la ecuación III.17 se transforma en:

$$W = \frac{\gamma_e H^3}{k_D (Sr-1)^3 \cot \alpha} \quad \text{III.18}$$

Esta ecuación debe aplicarse tanto en el modelo como en el prototipo.

Es importante mencionar como conclusión del anterior análisis que las fuerzas predominantes son de tipo gravitatorio y de inercia, por lo que la condición de similitud dinámica a emplear es la de Froude, y para la geometría del oleaje, la teoría de Airy.

III.4.2 Necesidad de Modelación en 2D

Los modelos bidimensionales se aplican principalmente en canales de ola, donde la dirección del oleaje incidente es perpendicular a un tramo de la estructura

El ascenso y descenso continuo de las olas sobre el talud del rompeolas, crea un flujo en el interior de éste que se concentra en el nivel más bajo de la ola que desciende. Esto da origen a una fuerza normal que trata de mover de su lugar a los elementos que constituyen la estructura. Asimismo, las fuerzas de arrastre y de flotación favorecen a la falla por volcamiento. Por otra parte, cuando una ola rompe sobre la estructura, además de las fuerzas anteriores, se presenta la fuerza de impacto, que contribuye a un desacomodo de los elementos con el riesgo de que sean arrastrados hacia abajo.

Vergara, (1993) recomienda utilizar escalas lineales de 1:20 a 1: 60 con modelos sin distorsión de fondo fijo para este tipo de modelos.

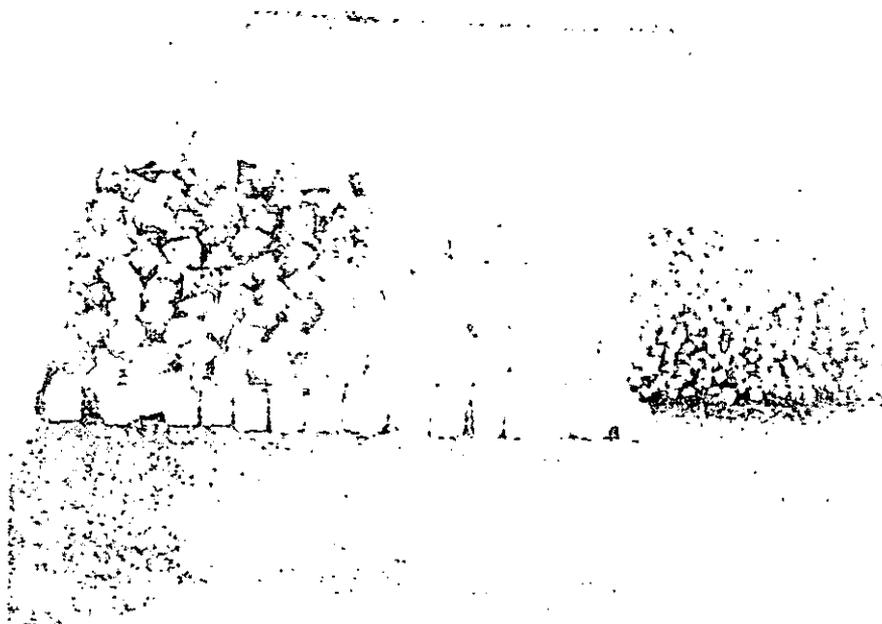


Figura III.14. Modelo de una Obra de Protección para un Estudio Bidimensional

III.4.3 Necesidad de Modelación en 3D

Los modelos tridimensionales se utilizan en una obra de protección principalmente en tanques de ola o de morros, donde el oleaje llega en forma oblicua en una parte importante del rompeolas, que ocasiona cambios de orientación de éste.

En los modelos tradicionales en 3D, comúnmente se utilizan escalas lineales de 1:40 a 1:80. Sin embargo, Vergara, (1993) recomienda utilizar la escala de 1:30. También hace la observación que es recomendable utilizar oleaje irregular. En la figura III.15 se muestra un ejemplo de un modelo en 3D.



Figura III.15. Modelo de una Obra de Protección para un Estudio Tridimensional

III.4.4. Análisis de Resultados.

Desde el punto de vista económico, el modelo debe ser tan pequeño como sea posible, pero cuidando que los resultados sean válidos. No existen reglas que definan el tamaño de un modelo hidráulico, aunque este es un factor determinante en la planeación del modelo.

El modelo no necesariamente tiene que ser igual al prototipo, pero sí tiene que cumplir con su cometido. Las escalas distorsionadas son empleadas cuando es necesario apartarse de la similitud geométrica para servir objetivos definidos y limitados.

Cuando se realizan estudios que implican la modelación de una determinada obra de protección, es necesario comprobar que todos los coeficientes concuerden y que se estén aplicando las fuerzas de viento y/u oleaje, y en general todos los fenómenos que afecten en determinado momento a la estructura, en una escala que permita un comportamiento óptimo del modelo con el prototipo.

Los resultados que generalmente se analizan son los referentes a las respuestas de la estructura ante el oleaje y las corrientes, efectos de socavación, nivel de daño que se presenta en distintas condiciones de diseño, efectos por variación en ángulos de incidencia de oleaje, variación de alturas de ola, etc.

La modelación de la estructura es una manera de ver en pequeño lo que ocurriría con la obra de protección ya construida. Por lo cual el análisis de resultados será determinante para decidir sobre los cambios en el diseño si el modelo no presenta un comportamiento adecuado a las necesidades que se requieren; o bien en caso contrario, cuando el modelado demuestra un comportamiento óptimo, para llevar el proyecto a su construcción.

III.5 Análisis de la Longitud Óptima

La longitud de las obras de protección marítima tienen un papel muy importante en el diseño de un puerto. Tomando en cuenta que la disposición en planta de las obras se hace buscando obtener que las condiciones de agitación del puerto se mantengan por debajo de ciertos límites permisibles, se estima que el procedimiento más adecuado a seguir puede sintetizarse como sigue:

Para el régimen de oleaje del lugar y para cada disposición de las obras de protección existirán dentro del puerto y en el canal de acceso valores específicos de la agitación A_1, A_2, \dots, A_n . (Figura III.16) de acuerdo a estos valores, se podrán hacer los arreglos en planta de las obras, haciendo los análisis en cuanto a costos de construcción y de dragado dependiendo de la longitud requerida. En las subsecciones III.5.1 y III.5.2 se hace un análisis de estos estudios.

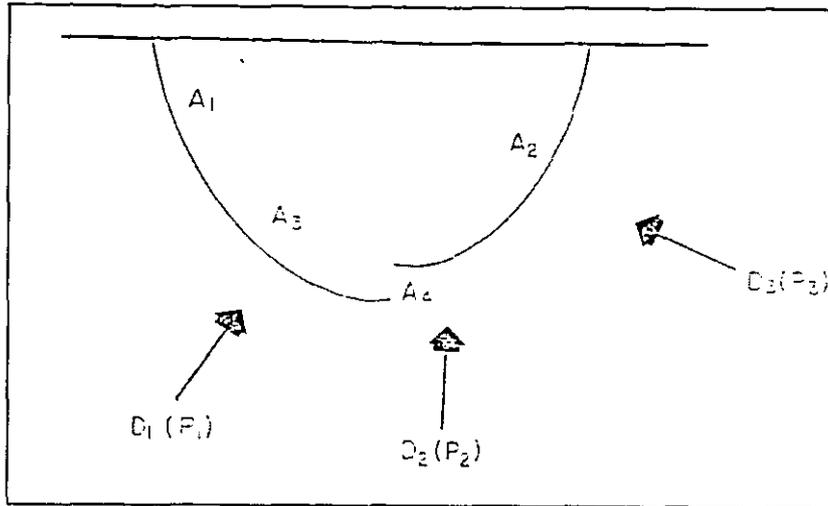


Figura III.16. Esquema de Valores Específicos de Agitación en un Puerto

III.5.1. Costo de Construcción vs. Longitud de Obra.

Si los valores de agitación se conservan debajo de los límites permisibles, el costo de la alternativa será exclusivamente el de la inversión. Es evidente que el grado de protección y el costo de inversión crecen en el mismo sentido.

Si por el contrario, y reduciendo la longitud de las obras de protección, ciertas zonas del puerto presentan valores de la agitación superiores al permisible, esto indicará que durante un cierto porcentaje del tiempo que estará ligado a la frecuencia del oleaje que ocasiona tal agitación, esas zonas del puerto no operarán. Ello se traducirá en tiempo de espera del barco y en consecuencia en un costo de inoperatividad. Es evidente que a menor longitud de obras de protección y en consecuencia menor costo de inversión, el costo de inoperatividad tenderá a crecer.

Tomando en cuenta estos dos componentes de costo, el de inversión, expresado en anualidades, y el de inoperatividad anual, podrán establecerse juegos de alternativas de longitud en la que la longitud óptima será aquella que minimice los costos (Figura III.17).

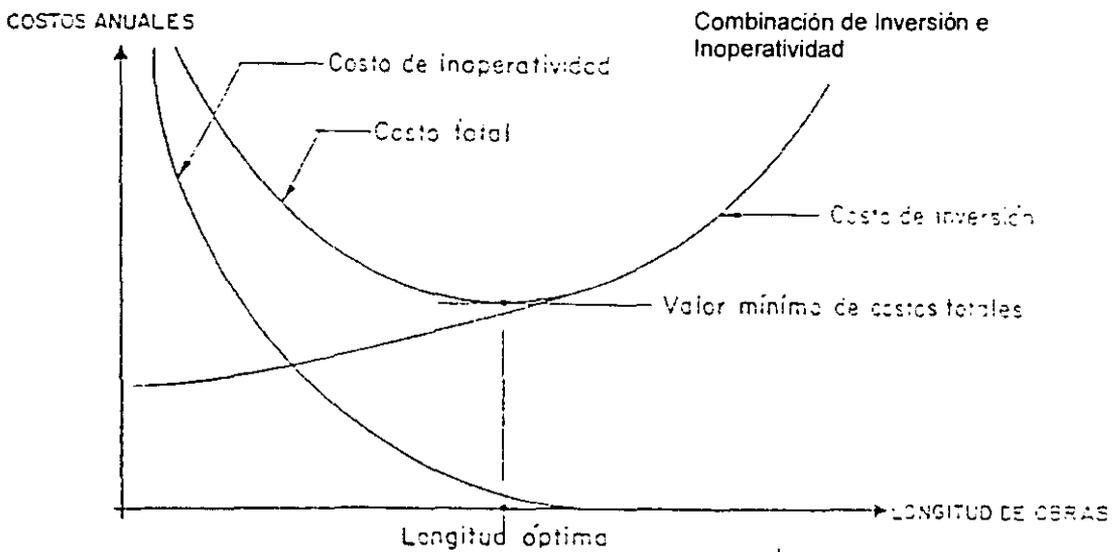


Figura III.17 Diseño óptimo de Obras de Protección Marítima

III.5.2. Costo de Construcción vs. Costo de Dragado de Mantenimiento.

En forma análoga a lo expuesto en el análisis anterior, se puede analizar la situación en que por el tipo de puerto, las obras exteriores cumplan también con la función de proteger al canal de acceso del transporte litoral, de manera que si estas obras son cortas y no lo protegen en su totalidad se tendrá un cierto costo de dragado de mantenimiento que disminuirá en la medida que aumente la longitud de las obras.

Para esta situación puede involucrarse como factor de costo el de dragado de mantenimiento. En este caso la solución óptima corresponde también al valor mínimo de los costos anuales combinados de inversión y dragado de mantenimiento (Figura III.14).

IV. EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO.

En este capítulo se describe la aplicación de los procedimientos anteriormente estudiados para la evaluación y comparación de alternativas de coraza, utilizando para ello el ejemplo del Puerto Petrolero, Industrial y Comercial de Dos Bocas, en Tabasco.

Este trabajo, a petición de PEMEX, se desarrolló por Preinversión y Desarrollo S.A. de C.V. , quién, con la colaboración de La Consultoría Yañez – Taylor , como empresa especializada en hidráulica Marítima, se encargaron del diseño de detalle, revisión, modificación y disposición del puerto, rompeolas y trabajos de dragado. Cabe mencionar que se cuenta con la debida aprobación de los participantes en este proyecto para presentarlo como trabajo de tesis, una vez que la tesista, como parte del equipo de trabajo, participó activamente en el desarrollo del proyecto.

IV.1 Descripción General del Puerto Petrolero, Industrial y Comercial de Dos Bocas

El puerto de Dos Bocas se localiza en la costa del Golfo de México, en el estado de Tabasco, 18° 26' latitud Norte y 93° 10' longitud Este. a varios kilómetros al este de la península de Yucatán. En este sitio, el gobierno mexicano, a través de PEMEX, pretendía desarrollar un ambicioso sistema portuario que mejoraría el manejo de las operaciones de exportación del petróleo.

Este proyecto fue planeado en los años 70's, el diseño involucraba la construcción de dos rompeolas: el este y oeste, con longitudes de 3.5 km. y 1.2 km., respectivamente. En el rompeolas este se había proyectado construir tres muelles de exportación en forma de "T" para buques tanque petroleros con capacidad de 250,000 TPM y 100,000 TPM y profundidades variables desde 18 metros hasta 25 metros en las áreas para navegación de embarcaciones más grandes. Dentro del puerto había dos dársenas adicionales: una para la terminal de abastecimiento (9 metros de profundidad) y la otra para el desarrollo del puerto industrial y comercial (14 metros de profundidad).

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

En 1980 se inicia la construcción del puerto, sin embargo, a mediados de los 80's el precio del petróleo bajó y los trabajos se detuvieron. Los rompeolas fueron parcialmente completados (aproximadamente un 30%). Solamente se finalizó la terminal de abastecimiento, cuya función se redujo a almacenar, enviar y facilitar refacciones y materias primas desde el puerto hasta el punto donde se colocaron dos boyas para la exportación del crudo.

Durante algunos años, PEMEX ha implementado estudios económicos y de mercado, los cuales indican que la exportación de petróleo se ve perjudicada por las condiciones existentes. Basado en éstas suposiciones, PEMEX está ahora interesado en completar los rompeolas. Esto incluye una reevaluación del diseño original.

Entre las alternativas de diseño evaluadas, se contempló el colocar otra boya mar adentro, o terminar los rompeolas. En estudios preliminares resultó que la segunda opción era económicamente viable y mejor alternativa a largo plazo. Para esto, debido a que el diseño original fue llevado a cabo hace aproximadamente 20 años, y tomando en cuenta que en ese lapso de tiempo, la hidráulica marítima ha evolucionado notablemente, se pretende hacer un diseño con procesos actuales de optimización y así, definir la mejor alternativa de construcción de los rompeolas.

IV.1.1 Diseño Original y Construcción Incompleta.

Como se había mencionado en el apartado anterior, el desarrollo de los trabajos constructivos del puerto de Dos Bocas fue interrumpido en la década de los ochentas, alcanzando para los rompeolas un estado parcial de construcción al desarrollar únicamente 1,860 m y 800 m respectivamente para las obras de protección oriente y poniente. La Figura IV.1 muestra el arreglo general original del puerto.

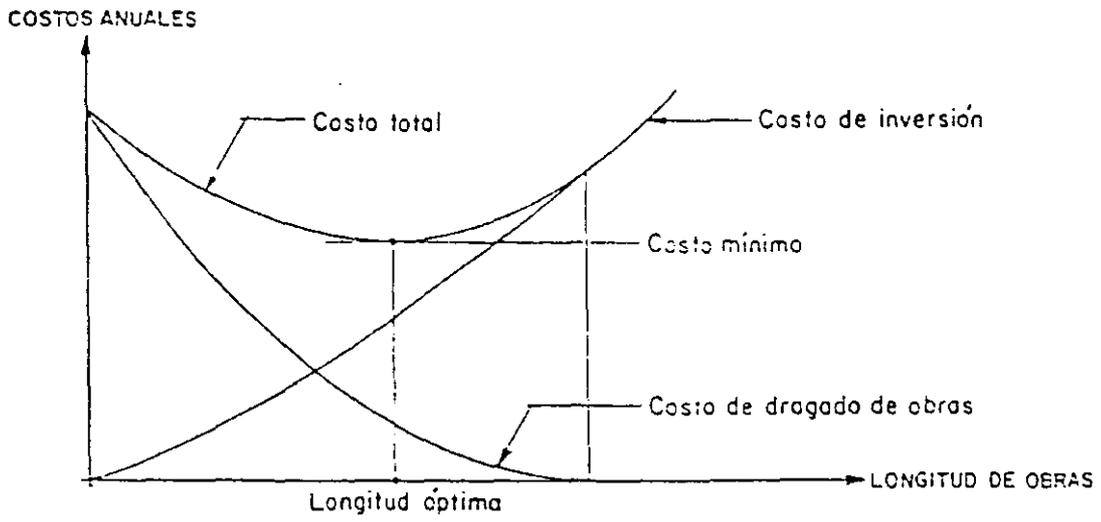


Figura III.18 Diseño Óptimo de Acuerdo al Costo de Dragado

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

IV. EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO.

En este capítulo se describe la aplicación de los procedimientos anteriormente estudiados para la evaluación y comparación de alternativas de coraza, utilizando para ello el ejemplo del Puerto Petrolero, Industrial y Comercial de Dos Bocas, en Tabasco.

Este trabajo, a petición de PEMEX, se desarrolló por Preinversión y Desarrollo S.A. de C.V. , quién con la colaboración de Consultoría Yañez – Taylor, como empresa especializada en hidráulica marítima, se encargaron del diseño de detalle, revisión, modificación y disposición del puerto, rompeolas y trabajos de dragado. Cabe mencionar que se cuenta con la debida aprobación de los participantes en este proyecto para presentarlo como trabajo de tesis, una vez que la tesista, como parte del equipo de trabajo, participó activamente en el desarrollo del proyecto.

IV.1 Descripción General del Puerto Petrolero, Industrial y Comercial de Dos Bocas

El puerto de Dos Bocas se localiza en la costa del Golfo de México, en el estado de Tabasco, 18° 26' latitud Norte y 93° 10' longitud Este, a varios kilómetros al este de la península de Yucatán. En este sitio, el gobierno mexicano, a través de PEMEX, pretendía desarrollar un ambicioso sistema portuario que mejoraría el manejo de las operaciones de exportación del petróleo.

Este proyecto fue planeado en los años 70's, el diseño involucraba la construcción de dos rompeolas: el este y oeste, con longitudes de 3.5 km. y 1.2 km., respectivamente. En el rompeolas este se había proyectado construir tres muelles de exportación en forma de "T" para buques tanque petroleros con capacidad de 250,000 TPM y 100,000 TPM y profundidades variables desde 18 metros hasta 25 metros en las áreas para navegación de embarcaciones más grandes. Dentro del puerto había dos dársenas adicionales: una para la terminal de abastecimiento (9 metros de profundidad) y la otra para el desarrollo del puerto industrial y comercial (14 metros de profundidad).

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

En 1980 se inicia la construcción del puerto, sin embargo, a mediados de los 80's el precio del petróleo bajó y los trabajos se detuvieron. Los rompeolas fueron parcialmente completados (aproximadamente un 30%). Solamente se finalizó la terminal de abastecimiento, cuya función se redujo a almacenar, enviar y facilitar refacciones y materias primas desde el puerto hasta el punto donde se colocaron dos boyas para la exportación del crudo.

Durante algunos años, PEMEX ha implementado estudios económicos y de mercado, los cuales indican que la exportación de petróleo se ve perjudicada por las condiciones existentes. Basado en éstas suposiciones, PEMEX está ahora interesado en completar los rompeolas. Esto incluye una reevaluación del diseño original.

Entre las alternativas de diseño evaluadas, se contempló el colocar otra boya mar adentro, o terminar los rompeolas. En estudios preliminares resultó que la segunda opción era económicamente viable y mejor alternativa a largo plazo. Para esto, debido a que el diseño original fue llevado a cabo hace aproximadamente 20 años, y tomando en cuenta que en ese lapso de tiempo, la hidráulica marítima ha evolucionado notablemente, se pretende hacer un diseño con procesos actuales de optimización y así, definir la mejor alternativa de construcción de los rompeolas.

IV.1.1 Diseño Original y Construcción Incompleta.

Como se había mencionado en el apartado anterior, el desarrollo de los trabajos constructivos del puerto de Dos Bocas fue interrumpido en la década de los ochentas, alcanzando para los rompeolas un estado parcial de construcción al desarrollar únicamente 1,860 m y 800 m respectivamente para las obras de protección oriente y poniente. La Figura IV.1 muestra el arreglo general original del puerto.

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

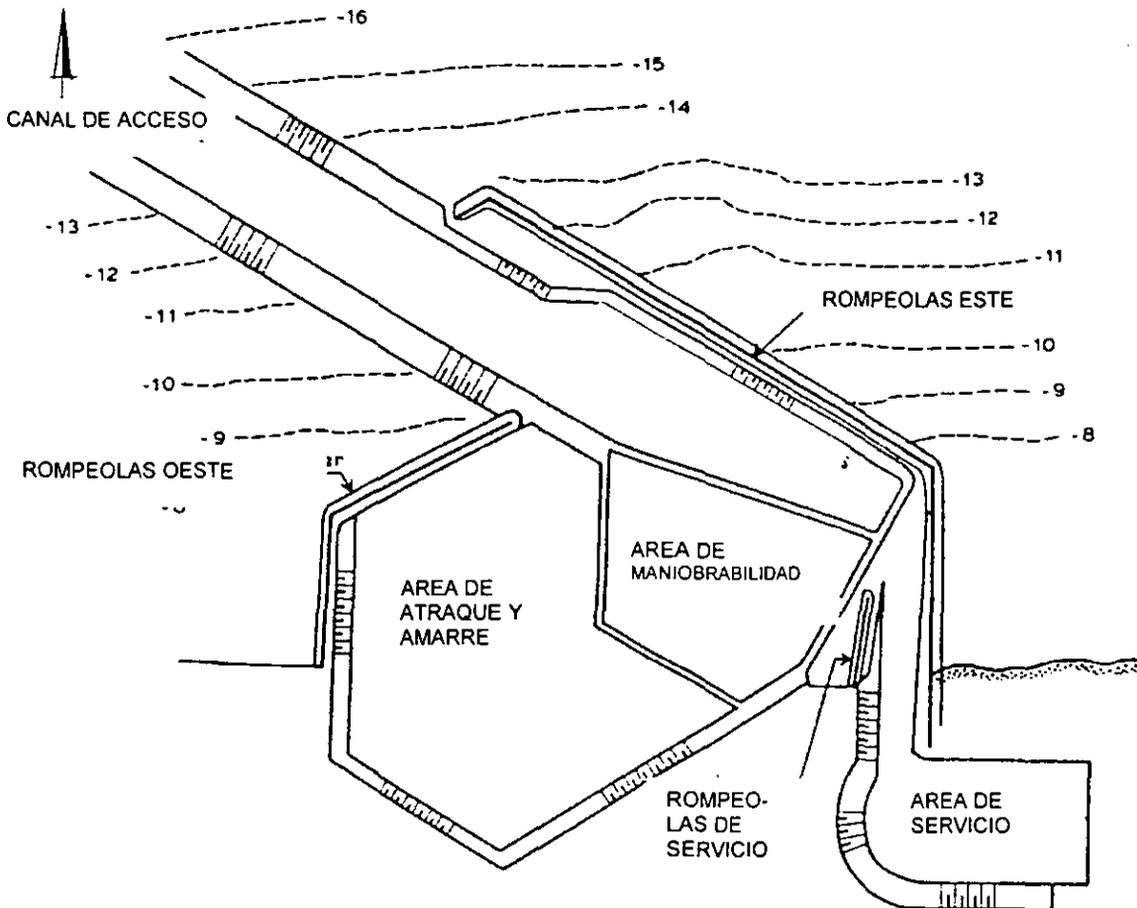


Figura IV.1 Arreglo General del Puerto en el Proyecto Original

En el proyecto original diseñado por PEMEX y el Laboratorio Holandés de Delft Hydraulics (1978), consideró como características del evento de diseño una altura de ola y periodo de 8.5 m y 13.5 s respectivamente, valores correspondientes a un periodo de retorno de 500 años. La sección de los rompeolas orientados al este y al oeste se conformaban de la manera siguiente:

El núcleo de enrocamiento cuyo material tiene un peso específico de 2.56 ton/m^3 .

La capa secundaria está conformada por material de 2.56 ton/m^3 de peso específico.

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

considerando que resultaba necesaria la construcción de tres muelles para exportación del hidrocarburo y sus requerimientos de seguridad y continuidad operativa.

El arreglo general del desarrollo portuario, incluyó, después de varios esfuerzos de planeación, los siguientes elementos de infraestructura básica:

- Canal de navegación concebido en dos etapas de construcción, con profundidades de 17 m y 23 m para cada etapa de desarrollo, respectivamente. Así mismo en la primera etapa el canal de acceso tenía una longitud de aproximadamente 1281 m y en la segunda etapa de 3478 m, que solo se lograba con un cambio de dirección y curva de 45° para alcanzar las profundidades de diseño en la menor distancia.
- Rompeolas oriente y poniente, con una longitud de 1,760 m y 660 m, respectivamente, a partir de la construcción incompleta, orientados de manera tal que permitan el abrigo del puerto.
- Zona de muelles de exportación con tres posiciones de atraque adyacentes al rompeolas oriente para buques de 120 000 TPM y 250 000 TPM.
- Zona de desarrollo comercial con una Terminal de Usos Múltiples (TUM) como plataforma inicial de desarrollo portuario con una posición de atraque para buques cargueros convencionales de 30 000 TPM.
- Zona de la Secretaría de Marina en la parte poniente del Puerto de Abastecimiento, que es la única obra en operación.
- Zonas de relleno para el asentamiento de industrias relacionadas con las actividades de extracción de petróleo y refinación.

Todo esto está ilustrado en la siguiente Figura IV.3, que muestra tan solo el canal de navegación y desarrollo del puerto en una primera etapa de construcción.

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

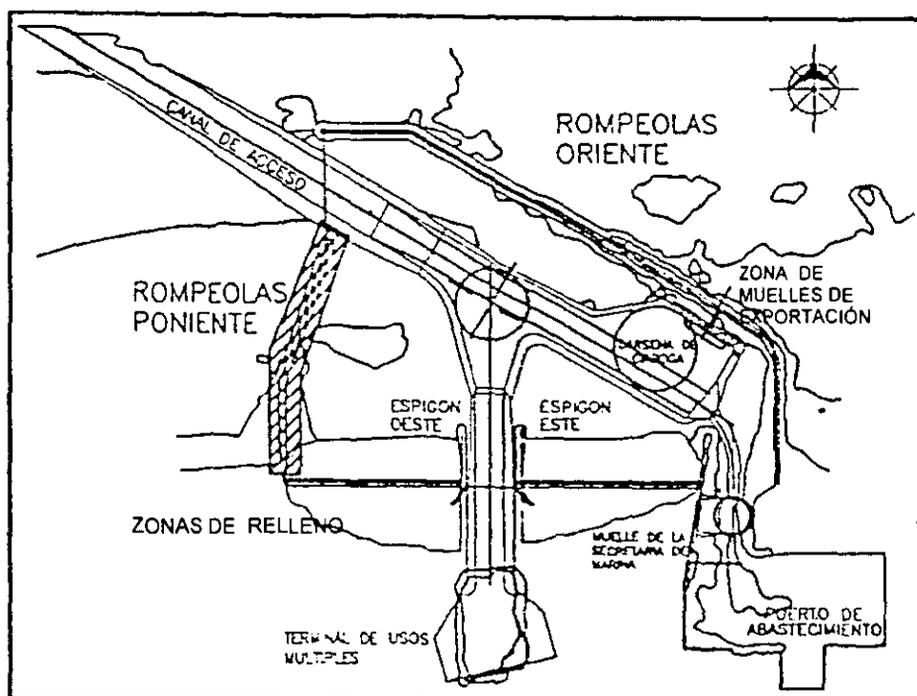


Figura IV.3. Esquema del Arreglo en Planta del Puerto

IV.2. Estudios de Campo - Actualización de Información.

Los estudios de campo obedecen principalmente a la necesidad de disponer de información actualizada. Para esto fue necesario realizar visitas de campo y estudios para el reconocimiento y caracterización detallados de la zona de trabajo. A continuación se presentan los estudios de campo realizados en Dos Bocas.

IV.2.1 Estudios Topobatimétricos

El levantamiento topobatimétrico de las zonas terrestres y de agua comprendió las siguientes actividades:

Para el levantamiento topográfico, el trazo principal comprendió la definición de las poligonales de apoyo, estableciendo los límites de la zona de interés mediante la medición de direcciones con una o dos series y ocho punterías, con medición en ambos sentidos. La goniometría fue realizada con teodolito con aproximación de 1 segundo, mientras que la distanciometría fue realizada con distanciómetro electrónico de alta

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

precisión. El trazo secundario consistió en el levantamiento de las poligonales requeridas para ligar los puntos de inicio de las secciones. Para esta actividad se empleó cinta y alineamiento apoyado en teodolito de 20 segundos de aproximación.

Con el fin de ligar el levantamiento batimétrico con el levantamiento topográfico, se realizaron un total de 26 secciones topobatimétricas a lo largo de la poligonal desarrollada por el frente marino. Estas secciones están separadas a una distancia de 100 m y su disposición coincide con la del seccionamiento terrestre de la TUM. Estas secciones se desarrollan parte en tierra y parte en agua, de manera que proporcionan la información batimétrica existente en aguas poco profundas en las cuales los instrumentos empleados para el levantamiento batimétrico no son confiables. Para la determinación de las profundidades en estas zonas bajas fue empleada sondaleza metálica graduada al centímetro, o mediante lectura de nivel automático sobre estadales de charnela graduados al centímetro, mientras que las distancias fueron determinadas taquimétricamente

El levantamiento batimétrico fue realizado con el sistema integrado de posicionamiento global por el método diferencial DGPS, con auxilio de ecosonda digital de frecuencia simple. Este sistema se conforma con dos estaciones de medición, una estación remota en uno de los vértices principales del levantamiento (vértice No. 18, ubicado en las cercanías del inicio del Rompeolas Poniente) y una estación móvil sobre la embarcación con alineamiento coincidente con el eje del transductor de la ecosonda instrumentos configurados para registrar las señales satelitales en tiempos sincronizados.

El levantamiento batimétrico consistió en recorridos de seccionamiento con puntos individuales de medición espaciados a cada 10 m. Los recorridos fueron planeados de manera tal que sus direcciones hacia mar adentro correspondieron aproximadamente con la dirección de los seccionamientos topobatimétricos. Para contemplar las mediciones de profundidad las correcciones asociadas a la variación del nivel del mar por efecto de la marea durante el levantamiento, fueron tomadas lecturas del nivel del mar en intervalos de 30 minutos en un punto previamente elegido, protegido de la acción del oleaje. Con base en este registro, en la etapa de procesamiento de cálculo fue posible determinar las profundidades reales tomando en cuenta el efecto de la marea.

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

Los datos topográficos y batimétricos levantados y obtenidos en campo fueron sometidos posteriormente a una etapa de procesamiento, en la cual aplicando las metodologías usuales de cálculo topográfico con respaldo en software especializado, fueron calculadas las características que definen todo el levantamiento topobatimétrico. Para el procesamiento electrónico de la información batimétrica se empleó el método diferencial con apoyo en la estación fija localizada en el vértice No. 18. El plano de referencia para las profundidades mostradas en el levantamiento corresponde al nivel de bajamar media (nbm), con una diferencia de -0.286 m con respecto al nivel medio del mar, obtenida a partir de información de mareas para el puerto de Frontera, Tabasco, determinado por el Instituto de Geofísica de la UNAM. En la Figura IV.4 se muestran las curvas batimétricas obtenidas del levantamiento.

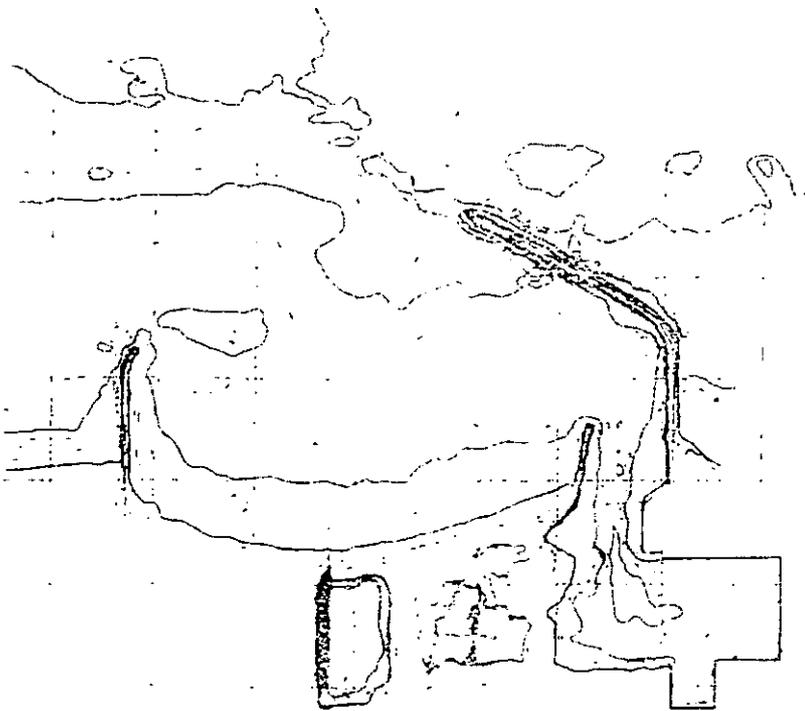


Figura IV.4 Batimetría de la Zona en Estudio

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

IV.2.2 Estudios de Geotecnia

Los estudios de geotecnia realizados abarcan estudios de mecánica de suelos, prospección geológica y geofísica de bancos de roca, pruebas de laboratorio, entre otros análisis.

Para el área del Canal de Acceso a la Terminal de Usos Múltiples, los resultados de la investigación del subsuelo y de los ensayos de laboratorio permiten definir la siguiente secuencia estratigráfica, donde se distinguen dos formaciones principales:

Formación 1. Suelos usualmente de compacidad baja a media o de consistencia media a firme, que alcanzan una profundidad de -22 m. De esta manera, aparecen primero arenas finas muy poco arcillosas (SP), color gris, con poca pedacería de concha, en estado suelto a medianamente compacto con algunas lentes muy compactas, y un espesor de 4.2 m. Después se detectan arcillas (CH) color gris verdoso, con vestigios de concha y de materia orgánica, con una consistencia media a firme, con un espesor de 5.4 m. A una profundidad de -17.2 m, reaparecen suelos areno arcillosos (SC) color gris verdoso o café amarillento, con pedacería de concha y vestigios de materia orgánica, en estado suelto medianamente compacto, con estrato final compacto, y un espesor de 4.8 m.

Formación 2. Suelos arenosos compactos, los cuales aparecen a una profundidad de -22.0 m y que continúan hasta el final del sondeo. Como se refiere, esta formación está compuesta por arenas finas poco arcillosas (SC), color café amarillento o gris, en estado muy compacto.

En la zona del Muelle Petrolero es detectó la siguiente estratigrafía:

Formación 1 Suelos usualmente arenosos de compacidad baja o de consistencia muy blanda, que alcanzan una profundidad que oscila entre -13.5 y -14.1 m.

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

Formación 2. Suelos arenosos compactos, los cuales aparecen a una profundidad que oscila entre -8.2 y 14.2 m.

Formación 3. Suelos generalmente de naturaleza arcillosa o limosa o su mezcla, de consistencia blanda a muy firme, con lentes de turba o de arena compacta, hasta una profundidad de oscila entre -22.4 y -24.3 m.

Formación 4. Reaparecen suelos areno arcillosos compactos, o arcilla arenosa dura; estas capas son la transición vecina a los suelos de alta resistencia.

Formación 5. Suelos arenosos muy compactos, los cuales aparecen una profundidad que oscila entre -24.4 y 26 m y que continúan hasta el final de los sondeos.

De acuerdo a la regionalización sísmica del país propuesta por la Comisión Federal de Electricidad, el sitio se ubica en la región B, tercera en orden de importancia de las cuatro en que se ha dividido, y en base a las condiciones estratigráficas definidas y siguiendo la secuencia establecida por la CFE, resulta que el terreno de cimentación en estudio se clasifica como de TIPO II.

Para la Terminal de Usos Múltiples, en el área del muelle se encontraron dos formaciones:

Formación 1. Suelos usualmente de compacidad baja a media o de consistencia muy blanda a media, que alcanzan una profundidad que oscila entre -19.4 y -21.3 m. Normalmente aparecen primero arenas finas poco arcillosas, color gris verdoso, con poca pedacería de concha, en estado suelo a medianamente compacto. Después se detectan arcillas con diferentes contenidos de arena fina, color gris verdoso oscuro, con vestigios de concha y de materia orgánica, sin descartar la presencia de estratos aislados de turba; estos suelos muestran una resistencia al corte muy variable desde blanda a muy firme, aunque predomina la consistencia muy blanda a media.

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

Formación 2. Suelos arenosos compactos, los cuales aparecen a una profundidad que oscila entre -19.4 y -21.3 m y que continúan hasta el final de los sondeos. Esta formación está compuesta por arenas finas poco o muy poco arcillosas, color café amarillento o gris, con vestigios de concha, en estado muy compacto.

Para la zona de instalaciones complementarias, se encontró:

Formación 1. Suelos de compacidad baja a media o de consistencia muy blanda a media, hasta una profundidad que oscila entre -18.5 y -23.5 m. Se presentan primero arenas finas poco arcillosas, color gris o gris oscuro, con poca pedacería de concha, en estado suelto a medianamente compacto; cabe destacar que la arena fina suelta, reporta un espesor que varía entre 2.6 y 5 m, por lo que llega a profundidades de -1.1 a -5.1 en los mismos sondeos. Continúan suelos arcillosos con diferentes contenidos de arena fina, color gris verdoso oscuro, con vestigios de concha y de materia orgánica, y en ocasiones con lentes de arena medianamente compacta; estos suelos muestran una consistencia errática desde muy blanda a muy firme, predominando la consistencia blanda. Bajo los suelos arcillosos reaparecen suelos arenosos medianamente compactos a compactos, o arcilla arenosa muy fina a dura.

Formación 2. Se encontraron suelos arenosos compactos, los cuales aparecen a una profundidad que oscila entre -18.5 y -23.5 m y que continúan hasta el final de los sondeos. Esta secuencia está formada por arenas finas poco o muy poco arcillosas, color café amarillento o gris, con vestigios de concha, en estado muy compacto. Destaca la presencia de turba detectada a -31.5 m de profundidad.

En el Muelle de la Secretaría de Marina, se definieron tres formaciones relevantes, las cuales son:

Formación 1. Se reconoce la presencia de arena fina muy poco arcillosa, color gris, café grisáceo o café amarillento, con poca pedacería de concha, en estado compacto a muy compacto con lentes medianamente compactas. Esta formación alcanza una profundidad media de -7.5 m.

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

Formación 2. Reaparecen arenas finas poco arcillosas, color gris oscuro, con vestigios de concha, en estado suelto a medianamente compacto, y cuyo horizonte inferior se encuentra entre -10.5 y -12.2 m. Le subyacen arcillas con poca arena fina, color gris verdoso oscuro, con vestigios de concha y de materia orgánica, sin descartar la presencia de estratos de turba, de consistencia muy blanda a blanda, y que alcanzan una profundidad de -14.7 a -16.4 m. Le siguen suelos arenosos medianamente compactos a compactos, o arcilla arenosa muy fina.

Formación 3. Se encontraron suelos arenosos compactos, los cuales aparecen a una profundidad que oscila entre -17.9 y -20.0 m y que continúan hasta el final de los sondeos. Esta formación está compuesta por arenas finas poco arcillosas, color café amarillento o gris, con vestigios de concha, en estado muy compacto.

IV.2.3 Exploración de Bancos de Materiales

Los bancos de materiales cercanos a la zona son tres, mismos que fueron analizados y se enlistan en la Tabla IV.1, incluyendo las características y medios de transporte disponibles para su acceso. Estos sitios se contemplan como posibles aportadores de roca para la construcción del núcleo, capas secundarias y talones de los rompeolas.

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

Tabla IV.1 Evaluación Comparativa de Bancos de Roca para Dos Bocas, Tabasco.

	CARACTERÍSTICA	BANCOS		
		BALZAPOTE	TATAHUICAPAN	TEAPA
INFRAESTRUCTURA DE MEDIOS DE TRANSPORTE Y TRABAJOS PREVIOS	Distancia de Acarreo	200 km por mar	14 km de terracería a S.J. Volador. 5 km pavimentados a Pajapan y 135 km en línea recta por mar	180 km por carretera pavimentada y 3 km por terracería
	Medio de Transporte	Tractocamiones y camiones de descarga (Rear Dump Truks) además del uso de chalanes.	Tractocamiones y camiones de descarga trasera (Rear Dump Truks) además del uso de chalanes.	Tractocamiones y camiones de descarga (Rear Dump Truks)
	Infraestructura	Media, requiere rehabilitación de la infraestructura portuaria existente y ligera rehabilitación del camino de acceso	Media, requiere rehabilitación del camino de acceso. ya existe un frente habilitado de explotación y patios de maniobras	Media, requiere una pequeña rehabilitación del camino de acceso.
	Trabajos extras previos a la explotación del Banco	Se tiene que rehabilitar la infraestructura portuaria y ligera rehabilitación de accesos.	Ligera rehabilitación de un camino de acceso y total construcción de las instalaciones portuarias en S.J. Volador o en L del Ostión.	Rehabilitación de la rampa de acceso.
	Régimen de propiedad	Ejidal. Situación social muy problemática	Ejidal y propiedad privada	Propiedad privada
VOLUMENES ESTIMADOS DE EXTRACCIÓN	Material aprovechable	185,000 m ³ en plataformas existentes 1'000,000 m ³ en zona aún sin explotar	1'320,000 m ³	Opción 1 2'000,000 m ³ Opción 2 1'800,000 m ³
	Descapote	Nulo en plataformas existentes 220,000 m ³ en zona aún sin explotar	187,000 m ³	Opción 1 135,000 m ³ Opción 2 200,000 m ³
CALIDAD DE LA ROCA	Clasif. Geológica	Basalto	Basalto	Caliza
	Fragmentación probable al efecto de una correcta voladura	Fragmentos del tamaño requerido para transición (capa secundaria) núcleo y agregados si se requieren	Fragmentos en su mayoría del tamaño requerido para coraza y en menor proporción material aprovechable para capa secundaria, núcleo y agregados si se requiere.	Fragmentos en su mayoría del tamaño requerido para coraza y en menor proporción material aprovechable para capa secundaria, núcleo y agregados si se requiere.
	Resistencia a la Compresión Uniaxial (kg/cm ²) 1;>400, 2;>150 kg/cm ²	2128 – 2380	1682 – 1994	485 - 706
	Peso específico ton/m ³ 1;<2.5, 2;<2.3 ton/m ³	3.09	2.88 – 2.94	2.55 – 2.65
	Pérdida desgaste Los Angeles % 1;<40%, 2;<35%	10.49 – 13.16	14.85 – 15.32	32.48 – 33.62
	Pérdida por intemperismo acelerado % 1;<3.5%, 2;<10%	2.5 – 18.8	15.6 – 17.4	5.2 – 8.3
	Utilización de rezaga existente	Para núcleo	Es mínima, moneándose puede utilizarse para la coraza	Es mínima, moneándose puede utilizarse para la coraza
SELECCIÓN DEL BANCO	Calificación estimativa para: Coraza (C), Transición (T) y Núcleo (N)	C No recomendable T Recomendable N muy recomendable	C Muy recomendable T Recomendable N No recomendable	C Muy recomendable T Recomendable N No recomendable

NORMA ASTM 1, NORMA PEMEX 2

IV.3. Análisis de Procesos Costeros

En esta sección se analiza la información referente a los procesos físicos determinantes en la zona, para comprender su comportamiento y determinar su influencia para el diseño de los rompeolas.

IV.3.1 Viento

Para este estudio, se obtuvo información del comportamiento eólico prevaleciente en la zona a partir de dos fuentes distintas:

- La estación meteorológica de Dos Bocas, en Tabasco (con coordenadas 18° 26' de latitud norte y 93° 10' de longitud este)
- La estación Meteorológica Paraíso, en Tabasco (con coordenadas 18° 24' de latitud norte y 93° 10' de longitud este).

A partir del análisis de la información, los vientos reinantes (Figuras IV.5 y IV.6) son en orden de ocurrencia, los provenientes del noroeste (29%), norte (19.2%), este (16%), sureste (16%) y noreste (10%), con velocidades medias comprendidas entre 7 m/s (14 nudos) y 6m/s (12 nudos).

En los registros de PEMEX, referentes a la intensidad de los vientos se incluyen valores muy altos para las direcciones este, noreste, noroeste y norte, aparentemente correspondientes a condiciones extremas y de muy escasa ocurrencia, sin embargo, se puede mencionar que para la totalidad de las secciones, la velocidad máxima del viento oscila entre 20 y 35 m/s con un valor extremo correspondiente a la dirección noroeste, en la cual se alcanza una velocidad de 45.5 m/s

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

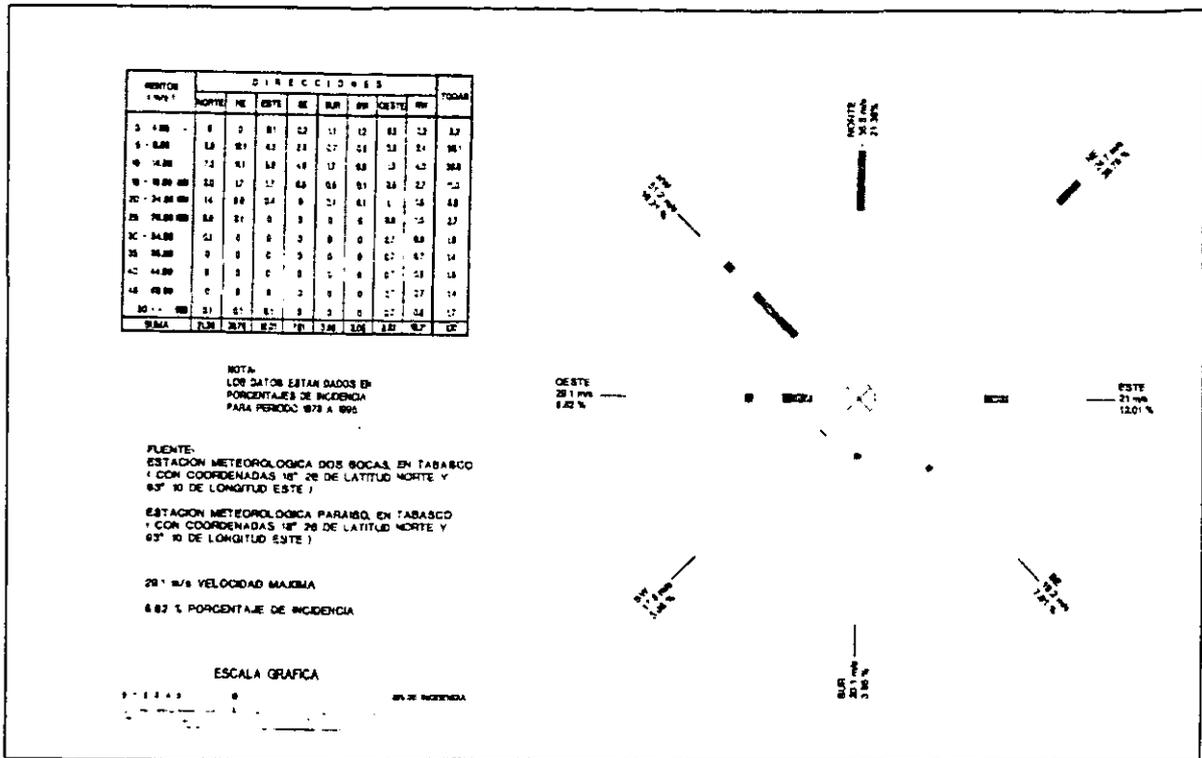


Figura IV.5 Rosa de Vientos Dominantes Anual

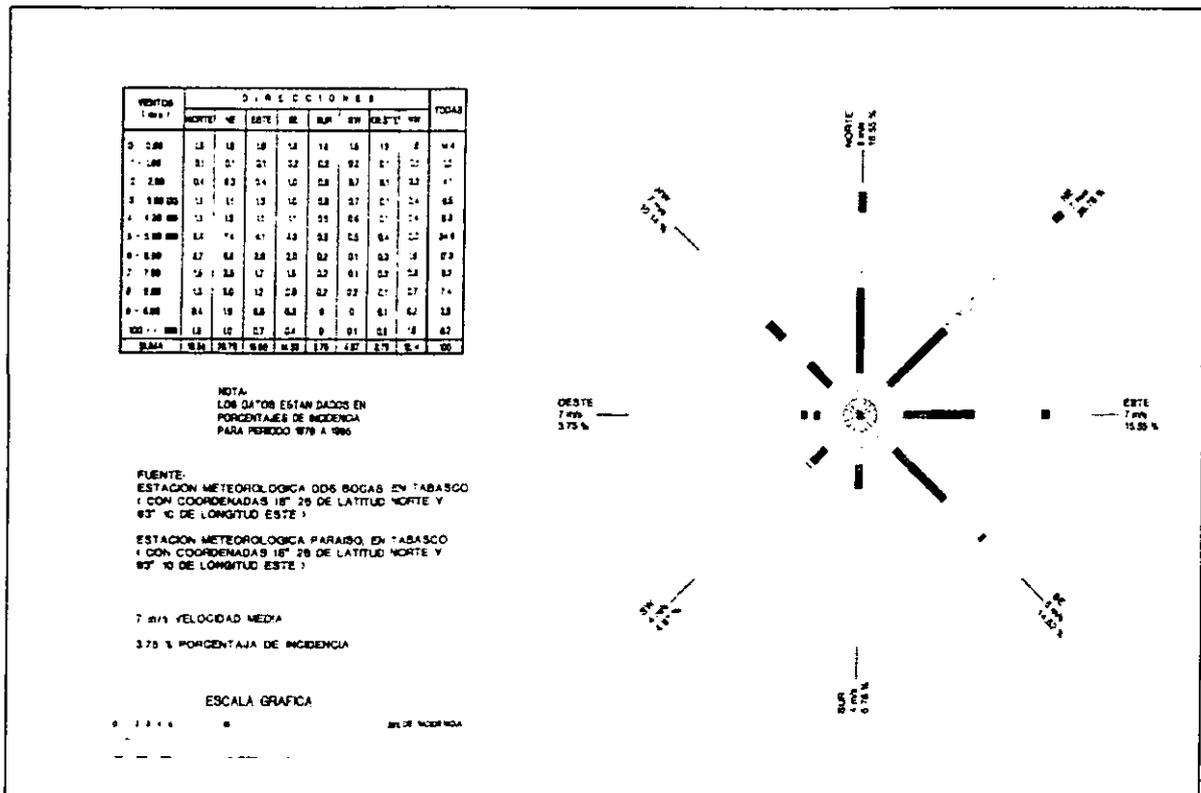


Figura IV.6 Rosa de Vientos Reinantes Anual

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

IV.3.2 Oleaje Normal

La caracterización del oleaje normal que se presenta en la zona de Dos Bocas fue realizada en base al procedimiento estadístico de mediciones de altura y periodo, registrados durante 6 años (1987 a 1992) en un instrumento medidor del oleaje operado por el Departamento de Meteorología de PEMEX en Dos Bocas.

El ológrafo se encontraba ubicado alrededor de 500 m a partir de la costa, a una profundidad del orden de 8 m. Con base en esto, se consideró, para el manejo de los datos, que el oleaje ha sido afectado en dirección y altura por efecto de refracción.

La rosa de oleaje que se presenta en la Figura IV.6 representa el procesamiento estadístico de los registros de oleaje, en función de su distribución frecuencial, de su ocurrencia para cada dirección.

El oleaje proveniente del NNE resulta ser el más frecuente, pudiendo caracterizarse con una altura de ola significativa de 1m y periodo de 6.7 s.

Los oleajes provenientes del NE, N y NNW resultan ser los eventos más frecuentes que siguen en orden de ocurrencia, sin embargo debido a la altura corresponde a los oleajes del NW, NNW y N ser los eventos dominantes.

Estacionalmente, la ocurrencia del oleaje del NNE se mantiene durante todo el año con pequeñas variaciones en su altura característica; el resto de las direcciones registra variaciones de poca magnitud a lo largo del tiempo, excepto para la época de invierno en donde la presencia de los nortes se manifiesta con una mayor influencia en altura y periodo de oleaje asociado a las direcciones NNW y N.

En la Figura IV.7 se representan los valores de oleaje calculados a partir de los comportamientos estacionales

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

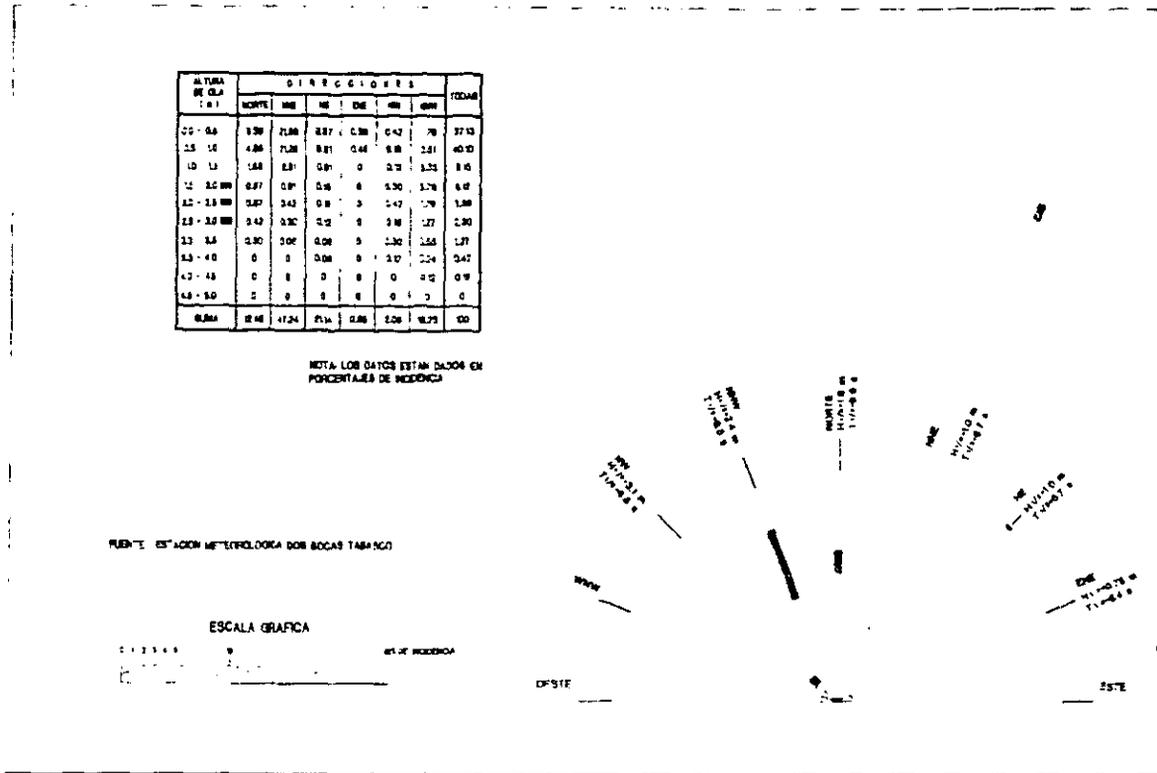


Figura IV.7 Rosa de Oleaje Anual

IV.3.3 Oleaje Ciclónico

Para el estudio de este fenómeno, se analizaron diversas fuentes de información sobre los principales huracanes, depresiones y tormentas tropicales registradas a lo largo del tiempo en las inmediaciones del puerto petrolero de Dos Bocas; el periodo de observación de dichos eventos parte de la década de los sesentas a la fecha, considerando que en este periodo se tienen registros mas completos sobre los eventos ciclónicos.

Una vez identificados los eventos por analizar, la aplicación del método de Sverdrup-Munk y Bretschneider (Shore Protection Manual, 1984) condujo a la determinación de los oleajes generados por estas tormentas, siguiendo la metodología propuesta por el U.S. Army Corps of Engineers (USCE) así como el procedimiento descrito en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE, en su sección de Hidráulica Marítima (C.F.E., 1983).

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

En la Tabla IV. 2 se muestra un resumen de los eventos analizados, así como de las características del oleaje ciclónico en la zona de generación sobre el puerto de Dos Bocas.

Tabla IV.2 Características del Oleaje Ciclónico para los Eventos Analizados

No.	Nombre del evento	Año y día	Latitud (N)	Longitud (W)	Velocidad (km/h)	Presión (mmHg)	Intensidad (Categoría)	Estrategia de estudio	U ₁₀ (m/s)	H (m)	T _p (s)	T _z (s)	Hs (m)	% de olas	
1965	Tormenta tropical #1	3	21.20	94.80	15.0	1012	1	Dep. Trop.	348.97	6.67	64.46	8.61	11.55	2.26	3.51
1967	Gerta Hays	19 9	22.30 19.50	97.21 94.09	60.0 60.0	997.44 997.7	2 1	Huracán 3 Torm. Trop.	740.24 144.74	44.59 28.70	75.47 66.72	12.50 6.55	12.48 10.18	2.08 1.74	11.17 7.22
1968	Hilda	13	23.60	94.4	70.0	997.95	2	Huracán 1	737.27	35.00	59.79	7.81	12.04	2.11	12.87
1968	Bello	14	20.80	97.87	47.0	1000.44	3	Torm. Trop.	1000.77	28.92	71.91	13.07	14.10	1.57	13.74
1968	Ines	07	21.50	97.00	115.0	1000.76	2	Huracán 4	410.02	51.17	81.51	12.12	12.37	2.1	10.56
1969	Bertha Fern	52 1	21.60 20.30	97.50 92.00	95.0 20.0	987.47 1000	3 1	Huracán 2 Dep. Trop.	320.11 207.55	40.27 13.35	85.70 64.64	12.21 6.47	12.32 9.70	1.50 2.15	10.36 7.95
1969	Laurie	41	18.70	95.10	150	1000	5	Dep. Trop.	30.54	11.12	67.50	7.97	10.28	4.84	5.77
1970	Ella Tormenta tropical Greta	11 29	23.00 21.00	97.50 92.10	15.0 20.0	993.44 1000	2 1	Torm. Trop. Dep. Trop.	554.18 284.47	28.92 11.12	58.57 64.71	8.95 6.99	11.72 10.24	1.78 1.02	10.48 8.64
1971	Edith	26	19.80	95.54	15.0	1003	3	Dep. Trop.	171.45	15.57	65.53	8.74	11.11	2.22	9.48
1972	Brenda	14	18.40	95.20	60.0	1000	2	Huracán 1	95.89	25.70	80.61	2.57	11.75	4.81	8.20
1974	Gerrard	27	20.50	97.50	75.0	1000	2	Torm. Trop.	303.55	14.47	62.05	6.42	9.72	1.11	8.32
1975	Quintín Eusebio	17 16	22.80 22.40	95.10 94.70	15.0 15.0	1000 1000	2 1	Dep. Trop. Torm. Trop.	180.04 859.90	11.12 24.47	42.16 72.91	7.41 8.70	10.14 11.11	0.1	9.7
1977	Anita	12	25.80	91.10	17.0	1000	2	Huracán 2	819.29	37.87	87.51	12.45	12.46	1.4	11.11
1978	Tormenta tropical Bess Tormenta tropical Debra	17 1	21.10 23.40	97.50 94.47	15.0 20.0	1000 1000	2 1	Dep. Trop. Dep. Trop.	477.19 747.05	23.02 11.12	75.17 61.45	5.13 7.22	6.54 11.74	1.9	8.27 2.7
1978	Helen	9	23.20	97.4	15.0	1000	2	Torm. Trop.	199.79	24.47	63.12	7.45	10.53	1.50	8.54
1980	Aur Tormenta tropical Hermine	33 17	23.40 19.30	97.10 92.60	15.0 20.0	1000 993	2 1	Huracán 4 Torm. Trop.	617.81 114.07	51.17 22.25	67.39 64.62	11.38 7.73	13.02 10.78	1.32 3.24	11.62 8.14
1984	Tormenta tropical Egon	5	20.30	95.6	35.0	1000	2	Torm. Trop.	349.60	24.47	62.01	6.27	9.09	1.67	8.32
1985	Kate	26	20.10	97.17	50.0	1000	2	Huracán 1	7547.03	35.00	85.54	11.96	13.46	1.76	10.42
1985	Gerta Florencia Gilbert	4 7 21	20.40 22.80 20.10	97.10 94.20 94.1	15.0 15.0 15.0	1000 1000 1000	2 1 1	Dep. Trop. Dep. Trop. Huracán 2	277.86 459.53 408.62	11.12 11.12 40.00	64.45 59.27 57.59	7.16 7.33 11.12	10.35 10.87 10.97	1.13 1.17 1.57	8.52 8.14 11.11
1985	Jenny	1	19.40	95.4	15.0	1000	2	Dep. Trop.	135	11.12	67.12	7.62	9.4	1.6	7.7
1985	Taru	11	21.50	97.4	15.0	1000	2	Dep. Trop.	242.41	26.70	67.12	7.17	9.4	1.6	7.7
1987	Tormenta tropical Ana Ger	1 18	21.10 19.70	97.10 94.17	15.0 20.0	1000 1000	2 1	Dep. Trop. Dep. Trop.	205.78 215.72	11.12 12.22	67.17 67.47	7.16 8.28	9.4	1.93 1.47	8.24 9.04
1992	Opal Rosalina	18 20	20.70 19.50	97.10 94.17	15.0 20.0	1000 1000	2 1	Torm. Trop. Torm. Trop.	285.22 191.11	24.47 24.47	67.12 67.18	8.07 7.12	11.22 10.25	1.95 2.55	8.0 8.7
1996	Dory	13	20.10	92.12	47.0	1000	2	Torm. Trop.	194.61	20.00	65.01	7.77	10.83	2.67	8.77

Como puede observarse en esta tabla, de los eventos estudiados, el huracán Laurie (octubre de 1969) es el evento con mayor influencia en la zona de estudio, provocando oleaje de 4.85 m de altura y periodo asociado de 5.77 s. En orden descendente, el huracán Brenda y la tormenta tropical Hermine, provocaron 4.8 y 3.35 m y periodos de 8.2 y 8.14 segundos, respectivamente. Cabe mencionar que el huracán Gilberto tuvo una gran intensidad, sin embargo no afectó la zona ya que su trayectoria estuvo aproximadamente a una distancia mínima de 400 km del puerto de Dos Bocas, y el oleaje llegó al puerto con una altura de 2.6 m máximo.

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

IV.3.4 Marea de Tormenta

La determinación de la marea de tormenta se basa en el método empírico a base de nomogramas presentados en el Shore Protection Manual, donde se toman en cuenta las características del viento asociadas a la depresión atmosférica que genera el huracán y la pendiente del fondo en su aproximación a la costa.

Se consideraron tres eventos críticos de alturas de oleaje ciclónico decaído en el sitio del puerto, además de los huracanes Gilberto y Roxanne, que en años recientes provocaron condiciones críticas en diversas playas del Golfo de México. La Tabla IV.3 presenta los resultados.

Tabla IV.3 Marea de Tormenta

Nombre	Latitud (grados)	Longitud (grados)	Velocidad de Traslación (millas/hora)	PR (mb)	R (millas)	DP (m)	EP (m)	CD	FP	MT (m)
LAURIE	18.7	-93.1	7.73	1006	41.67	7.00	0.49	0.78	0.47	0.18
BRENDA	18.4	-92.3	4.31	975	52.80	38.00	2.44	0.66	0.47	0.76
HERMINE	19.3	-92.6	10.28	995	39.89	18.00	1.22	0.67	0.47	0.38
GILBERT	22.1	-92.8	11.82	950	35.61	63.00	4.27	0.67	0.47	1.34
ROXANE 1	19.7	-92.6	4.96	995	39.22	18.00	1.22	0.58	0.47	0.33
ROXANE 2	20.6	-91.6	4.06	980	57.26	33.00	2.13	0.67	0.47	0.67
ROXANE 3	20.6	-92.4	3.59	991	37.83	22.00	1.31	0.58	0.47	0.36

Donde:

EP = Estimación preliminar de la marea de tormenta

CD = Factor de corrección por desplazamiento de tormenta

FP = Factor de profundidad

MT = Marea de tormenta.

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

IV.3.5 Mareas

La información sobre mareas astronómicas se obtuvo de las Tablas de Predicción de Mareas, 1997, SMAM; considerando aplicable el caso de puerto de Frontera, Tabasco, los principales niveles de planos de referencia son los siguientes:

Tabla IV.4 Principales Niveles de Planos de Referencia de Mareas

Pleamar Máxima Registrada	1.135
Nivel de Pleamar Media	0.502
Nivel Medio del Mar	0.286
Nivel de Bajamar Media	0.000
Bajamar Mínima Registrada	0.393

La marea alcanza en promedio una variación media de 0.502 m, manifestándose como un evento de naturaleza mixta diurna; es decir, como pleamares y bajamares consecutivas y diferentes, con periodo promedio de 24 horas.

IV.3.6. Corrientes.

Para obtener los datos de corrientes, se utilizó el Atlas Oceanográfico del Golfo de México y Mar Caribe (Secretaría de Marina, 1974) y los datos de los Estudios Oceanográficos para la Terminal Marítima Dos Bocas, Tabasco que comprende el periodo de agosto de 1980 a febrero de 1981 (Gerencia de Explotación PEMEX, 1982), para determinar la dirección de las corrientes que intervienen en la zona de estudio.

En la Figura IV.8 se presenta la información del Atlas Oceanográfico, por estaciones. Se observa que la dirección predominante durante el año es la dirección oeste-este, con excepción de la temporada de primavera, donde la corriente se invierte (este-oeste). Los valores de las velocidades varían de 0.5 a 0.7 nudos.

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

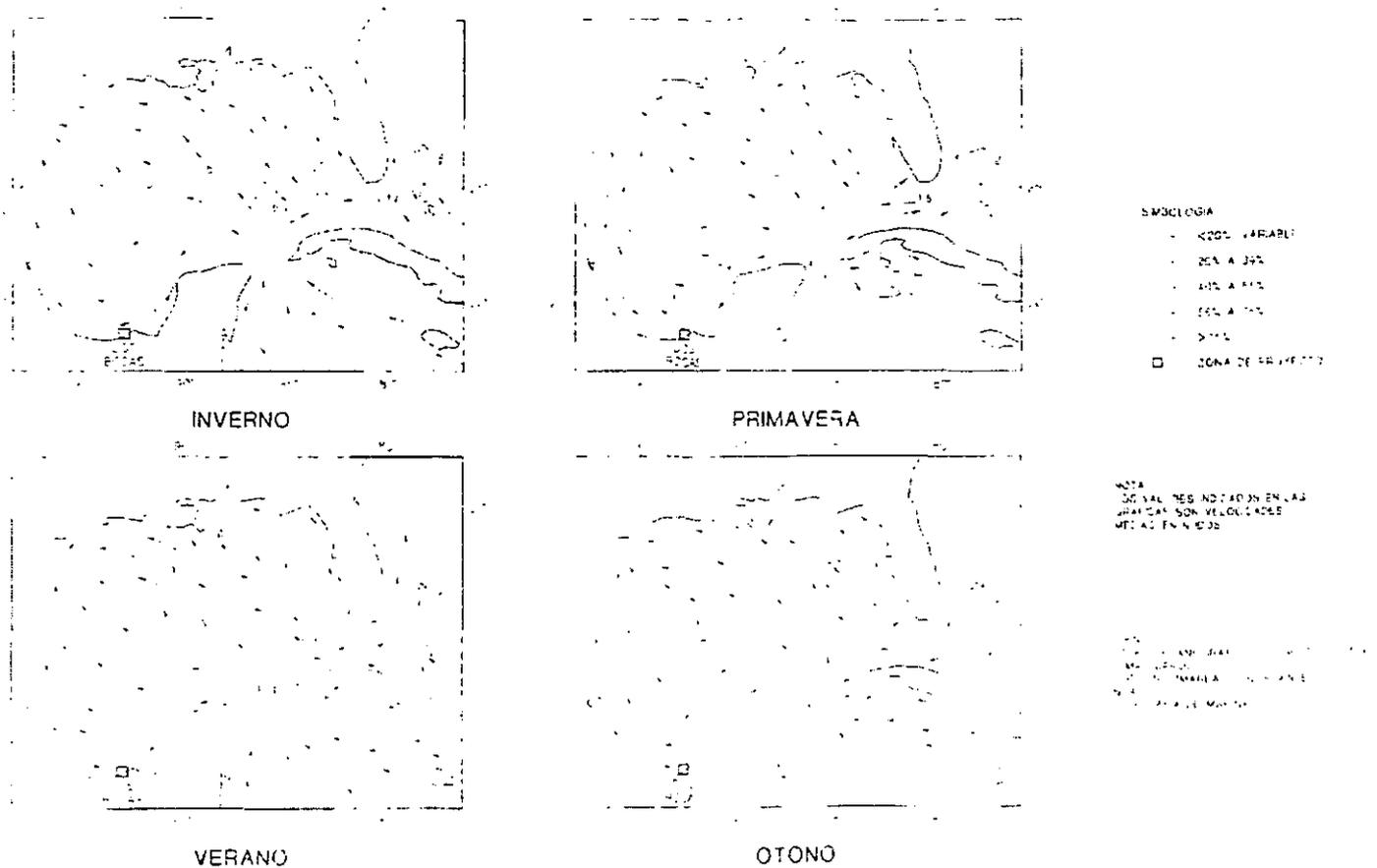


Figura IV.8 Esquema del Comportamiento de las Corrientes en la Zona de Estudio.

Del Estudio de Ocenografía de PEMEX (1994), en sus planos G-1.803-GG-296 G-1.803-GG-297, G-1.803-GG-298, G-1.803-GG-299, G-1.803-GG-0301, y G-1.803-GG-0302); registra rosas de corriente a diferentes profundidades que varían desde 1.0 m hasta 11.0 m.

La corriente promedio en el área de estudio varía de 0.10 m/s hasta 0.20 m/s, como velocidades medias y 0.40 m/s hasta 0.60 m/s, en velocidades máximas. Las dos direcciones predominantes son del oeste-este, 23.40% de incidencia con velocidad media de 0.17 m/s y una velocidad máxima de 0.62 m/s; este-oeste con 22.02% de incidencia con velocidad media de 0.11 m/s y una velocidad máxima de 0.41 m/s.

IV.4 Proyecto de Optimización de los Rompeolas de Dos Bocas

Para proporcionar abrigo a las nuevas posiciones de atraque de buques tanque petroleros, se contempló la terminación de los rompeolas hasta alcanzar una longitud de diseño previamente evaluada y considerada, lo cual a su vez brinda una protección integral a todas las áreas del puerto y no solo a los muelles de exportación.

IV.4.1 Selección de Parámetros de Diseño

Para el dimensionamiento de los rompeolas, se establecieron criterios de diseño acorde con los análisis efectuados, específicamente:

- la selección de la altura de ola de diseño para definición de las características estructurales de los elementos que conformarán las obras de protección, es decir, el núcleo, capa secundaria y coraza,
- Definición de los niveles característicos que alcanzará cada una de las obras de protección, en función de las variaciones de la marea astronómica y de tormenta, así como una semiamplitud de la ola de diseño y su alcance sobre el talud de la coraza.

Cabe decir que una vez efectuados los cálculos de parámetros de diseño con las fórmulas correspondientes y por los métodos tradicionales expuestos con anterioridad, se llegó a resultados muy parecidos a los obtenidos en el diseño original de finales de los 80's. Esto era de esperarse ya que los métodos utilizados y descritos en esta tesis, hasta cierto punto reflejan el estado del arte de la ingeniería de costas de ese entonces. Sin embargo, los mismos se presentan a título de información con el fin de darle una estructura técnica al presente trabajo y un antecedente teórico al lector.

Por lo tanto, siguiendo aún con el fin último de obtener un diseño más optimizado de los rompeolas, fue necesario llevar a cabo análisis más profundo de generación de datos de oleaje basándose en la modelación de campos de vientos (método indirecto, Sección II.2.5.2) sobre un dominio, que en este caso fue toda la extensión del Golfo de México, modelado en una malla reticular (Figura IV.9). Esta análisis, ejecutado por el

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

USCE (1998) bajo órdenes expresas de PEMEX, se sustentó en el uso de imágenes satelitales de campos de presión atmosférica tomadas a cada 3 horas en forma continua durante el periodo de 1975 a 1995. La ventaja de este método como ya se explicó es que permite considerar en el análisis tanto las condiciones de oleaje normal como las del oleaje extremal de tormentas. De esta forma el estado de oleaje se deriva primeramente de generar campos de viento producto de los gradientes de presiones atmosféricas medidas, y después de la modelación de estados de mar.

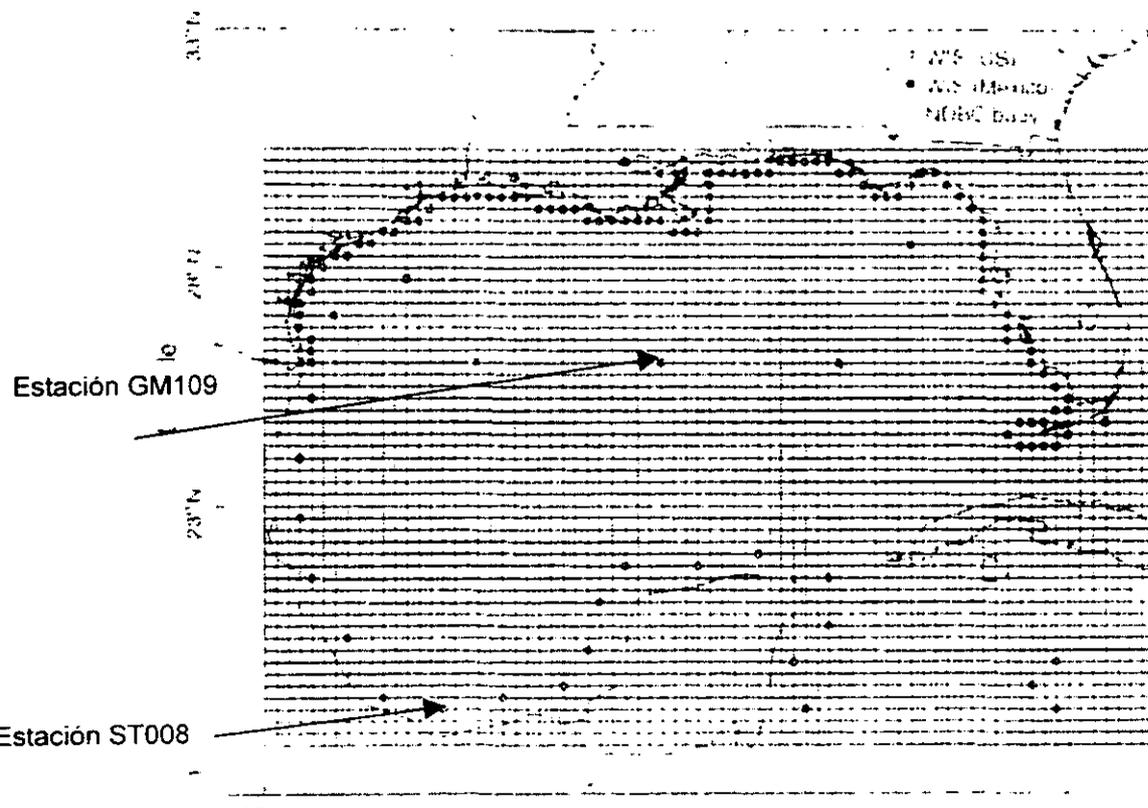


Figura IV.9 Malla Reticular para el Golfo de México (USCE)

Particularmente el estudio se concentró en una zona cercana al Puerto de Dos Bocas y se definió dentro del área de modelación una estación en la cual se generó un conjunto de datos que incluyó: fecha, altura de ola significativa, periodo y dirección de propagación. El conjunto de datos documenta las condiciones enlistadas a cada 3 horas y por veinte años, de igual manera que corresponden las imágenes satelitales de campos de presión atmosférica. Posteriormente del conjunto de datos asociados a la estación GM109, que corresponde a una profundidad de , se hizo un análisis estadístico de valores

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

extremos de altura de ola significativa asociados a periodos de retorno de 5, 10, 25, 50, 100 y 200 años. El análisis consideró tormentas tropicales, eventos no tropicales (nortes), y la unión de los dos eventos (tormentas tropicales y nortes), esto debido a que ambos tipos de eventos pueden tener diferentes distribuciones estadísticas. El resultado de este análisis estadístico extremal se muestra en la tabla IV.5, que documenta valores de altura de ola en la zona en estudio a una profundidad de 9 m. Cabe decir que los valores presentados tienen rangos de confiabilidad aceptables hasta periodos de retorno de 50 años, en virtud de la extensión del conjunto de datos que cubre un periodo de 20 años, es decir, los valores para 100 y 200 años son indicativos y con pocos rangos de confiabilidad. De hecho el USCE recomendó utilizar para diseño los valores asociados a un periodo de retorno de 50 años.

Por otra parte, el estudio también evaluó la propagación del oleaje de diseño desde la profundidad de la estación GM109 hasta la de proyecto (9 a 15 m respecto al NBM), con el fin de determinar si oleajes con las alturas de ola determinados en la Tabla IV.5 incidirían sobre los rompeolas o romperían previamente por someramiento. Como parámetro límite se observó que a la profundidad a la que arranca la nueva extensión de los rompeolas, i.e. 9 m, la altura de ola máxima de rompiente es de 5.77 m.

Las alturas calculadas en un punto justo a la entrada del puerto, denominado Estación ST008 y localizado a una profundidad de m se presenta en la Tabla IV.6. En esta tabla y para el periodo de retorno recomendado de diseño, los valores marcados con asterisco, indican que la ola ya ha roto a una profundidad de 9 m. Obvio es decir que las alturas indicadas sí pueden incidir en profundidades mayores.

Igualmente de la Tabla IV.6, se observa que para un periodo de retorno de 50 años, la altura de ola extrema esperada es de 5.4 y 6.4m. para tormentas tropicales y nortes, respectivamente. Para este mismo periodo de retorno, combinando los dos tipos de eventos, la altura de ola esperada es de 6.5 m.

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

Tabla IV. 5 Periodo de Retorno vs Altura de Ola Significante para la Estación GM109

EVENTOS TROPICALES						
Periodo de Retorno (años)	5	10	25	50	100	200
Medio	3.18	3.89	4.80	5.48	6.14	6.81
Límite Superior	3.60	4.46	5.57	6.39	7.21	8.02
Límite Inferior	2.75	3.32	4.04	4.56	5.08	5.60
EVENTOS NO TROPICALES (NORTES)						
Medio	5.04	5.51	6.11	6.56	7.00	7.44
Límite Superior	5.32	5.89	6.61	7.15	7.68	8.22
Límite Inferior	4.76	5.14	5.62	5.97	6.32	6.66
COMBINACION DE AMBOS EVENTOS						
Medio	5.14	5.59	6.17	6.60	7.03	7.46
Límite Superior	5.41	5.94	6.64	7.15	7.67	8.18
Límite Inferior	4.86	5.23	5.70	6.05	6.39	6.73

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

Tabla IV.6 Periodo de Retorno vs Altura de Ola Significante para la Estación ST008

EVENTOS TROPICALES						
Periodo de Retorno (años)	5	10	25	50	100	200
Medio	2.99	3.74	4.69	5.40	6.10*	6.79
Límite Superior	3.43	4.34	5.50	6.36*	7.22*	8.08*
Límite Inferior	2.55	3.14	3.88	4.43	4.97	5.51
EVENTOS NO TROPICALES (NORTES)						
Medio	4.97	5.40	5.95*	6.36*	6.77*	7.17*
Límite Superior	5.23	5.74	6.41*	6.90*	7.40*	7.89*
Límite Inferior	4.71	5.06	5.50	5.82*	6.14*	6.46*
COMBINACION DE AMBOS EVENTOS						
Medio	5.08	5.51	6.06*	6.47 *	6.87*	7.28*
Límite Superior	5.33	5.84*	6.50*	6.99*	7.48*	7.97*
Límite Inferior	4.82	5.17	5.61	5.94*	6.27*	6.59*

* Altura de ola significativa extrema que ha excedido el valor límite de profundidad (se ha presentado la rotura de oleaje)

Los valores que se generaron a partir de este estudio, para el diseño de los rompeolas fueron:

- a) Altura de ola de diseño.

La altura de ola de diseño recomendada en el rompeolas oriente, lado exterior, es de 6.5 m correspondiente al valor redondeado promedio mostrado en la Tabla IV.6 para un periodo de retorno de 50 años y la condición de combinación de ambos eventos. El coeficiente de Hudson (recalculado a partir de la fórmula de Hudson, con la correspondiente altura de ola de diseño) es $k_D = 14.3$ en cuerpo y 13 en el morro. Para el talud interior (lado puerto del rompeolas) se considerará una disipación de energía del

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

50% de la altura de ola de incidencia del lado mar, es decir 3.25 m, con coeficientes de diseño iguales al anterior.

En el rompeolas poniente se diseñó con una altura de ola en el lado exterior de 5.8 m (condiciones de rompiente), con coeficiente de Hudson de $k_D = 11$ para el cuerpo y $k_D = 13$ para el morro. Para el talud interior se tomó en cuenta una altura de ola de 2.9 m, con iguales coeficientes de diseño que en el exterior.

b) Marea de Tormenta

Se tomó en cuenta el nivel de Pleamar Máximo Registrado, de 1.135 m, considerando los efectos de sobre elevación extrema de la superficie del mar.

c) Alcance de la Ola

En el diseño de los rompeolas se considera que no debe existir rebase de oleaje sobre la estructura. El alcance de la ola se definió a partir de las aproximaciones que han sido registradas en modelos a escala para diferentes taludes de coraza y tomando en cuenta valores de corrección por escala y porosidad de la capa receptora de la energía de oleaje (Shore protection Manual, 1984).

Los niveles de la estructura y geometría quedaron definidos en función de los efectos de rebase de una altura de ola de 6.5 m y un periodo de 12 segundos para un periodo de retorno de 50 años.

IV.4.2 Alternativas Propuestas para la Coraza de los Rompeolas

Tres alternativas de coraza fueron evaluadas para encontrar una opción constructiva más adecuada atendiendo a los avances tecnológicos observados en los últimos años y a las condiciones existentes y particularidades del puerto de Dos Bocas. La diferencia fundamental entre las alternativas radica en el tipo de elementos constitutivos de la coraza, considerando para fines de evaluación y selección las siguientes opciones:

- Cubos ranurados

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

- Tetrápodos
- Acrópodos/Core-loc^R

IV.4.3 Comparación y Evaluación de Alternativas

En el análisis comparativo, se consideran los aspectos de factibilidad técnica, constructiva y de colocación de los elementos de coraza, así como el costo. La Tabla IV.7 resume los resultados obtenidos en la evaluación de las alternativas:

Tabla IV.7 Resultados de la Evaluación de Alternativas

Tabla de Evaluación de Resultados				
Tipo de Elemento	Grado de Facilidad de		Confiabilidad Técnica	Costo Total (Millones de Pesos)
	Colocación	Fabricación		
Cubo Ranurado	1	1	2	201.50
Tetrápodo	3	2	1	183.05
Acrópodo / Core-loc ^R	2	3	3	127.46

1 = Más Aceptable

2 = Intermedio

3 = Menos Aceptable

Como puede observarse, el Acrópodo /Core-loc^R, presenta el costo total más bajo, sin embargo, posee un alto grado de desconfianza técnica, en comparación con las otras alternativas; esta desconfianza se dio sobretodo por el desconocimiento del elemento hasta entonces en nuestro país.

Su bajo costo, indica que puede ser una alternativa seleccionable, y basados la ventaja que representa esta situación, se decidió realizar estudios con modelación en laboratorio para observar y verificar el comportamiento del elemento, para así concluir el grado de confiabilidad para el caso específico de los rompeolas de Dos Bocas.

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

El siguiente subcapítulo incluye principalmente la modelación en laboratorio del elemento para diferentes condiciones de oleaje y corrientes, a fin de verificar la posibilidad de utilizar el Core-loc^R para la construcción de las obras de protección.

IV.4.4 Optimización y Validación del Diseño de la Sección Transversal con Modelación en Laboratorio

Objetivos Del Modelo De Investigación

El propósito de la investigación fue determinar por medio de pruebas en dos dimensiones, la respuesta a la estabilidad de tres propuestas de rompeolas, así como la transmisión de la energía de oleaje en las condiciones seleccionadas.

Relación de escalas entre modelo y prototipo

Las pruebas condujeron a una escala geométrica no distorsionada de 1:38, modelo a prototipo. La selección de la escala de modelación fue basada en medidas de modelos de coraza disponibles en laboratorio, comparada con la medida estimada de coraza requerida en el prototipo para la estabilidad, eliminando los efectos a escala en la transmisión de oleaje, previniendo los efectos a escala en estabilidad (Hudson, 1975) y considerando el tamaño del canal de oleaje existente en el laboratorio.

Basados en la ley de similitud de Froude (Stevens 1942) y la escala lineal de 1: 38, se analizaron las siguientes relaciones modelo-prototipo.

Las dimensiones son en términos de longitud (L) y tiempo (T).

Tabla IV. 8 Escalas Entre Modelo y Prototipo

Característica	Dimensión	Relación de escala Modelo-Prototipo
Largo	L	$L_r = 1:38$
Area	L^2	$A_r = L_r^2 = 1:1459$
Volumen	L^3	$V_r = L_r^3 = 1:55743$
Tiempo	T	$T_r = L_r^{1/2} = 1: 6.18$

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

El peso específico del agua usado en las pruebas se tomó de 1.0 kg/m^3 y del agua de mar de 1.025 kg/m^3 . Los pesos específicos de los materiales de construcción del modelo fueron obtenidas con la siguiente ecuación de dimensionamiento:

$$\frac{(W_a)_m}{(W_a)_p} = \frac{(\gamma_a)_m}{(\gamma_a)_p} \left(\frac{L_m}{L_p} \right)^3 \left[\frac{(S_a)_p - 1}{(S_a)_m - 1} \right]^3 \quad (\text{IV.1})$$

Donde:

W_a = peso unitario de la estructura

m,p = modelo y prototipo, respectivamente

γ_a = peso específico unitario

L_m/L_p = Escala lineal del modelo

S_a = gravedad unitaria relativa específica de la estructura.

En los modelos de investigación de este tipo, las fuerzas gravitacionales predominan, excepto cuando se considera la energía transmitida a través del rompeolas. Como el material del núcleo fue escalado geométricamente acorde al modelo de Froude, los números internos de Reynolds deben ser bajos y debe disiparse mucha energía. Sin embargo, para todas las pruebas, se consideraron piedras más grandes para el material del núcleo (Keulegan1973, LeMéhauté 1965) para poder reproducir la energía de transmisión del oleaje.

Equipos de Prueba

Todas las pruebas de estabilidad y transmisión fueron realizadas en un tanque como se muestra en la Figura IV.10. Los oleajes irregulares fueron generados por una máquina de oleaje hidráulica tipo pistón.

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

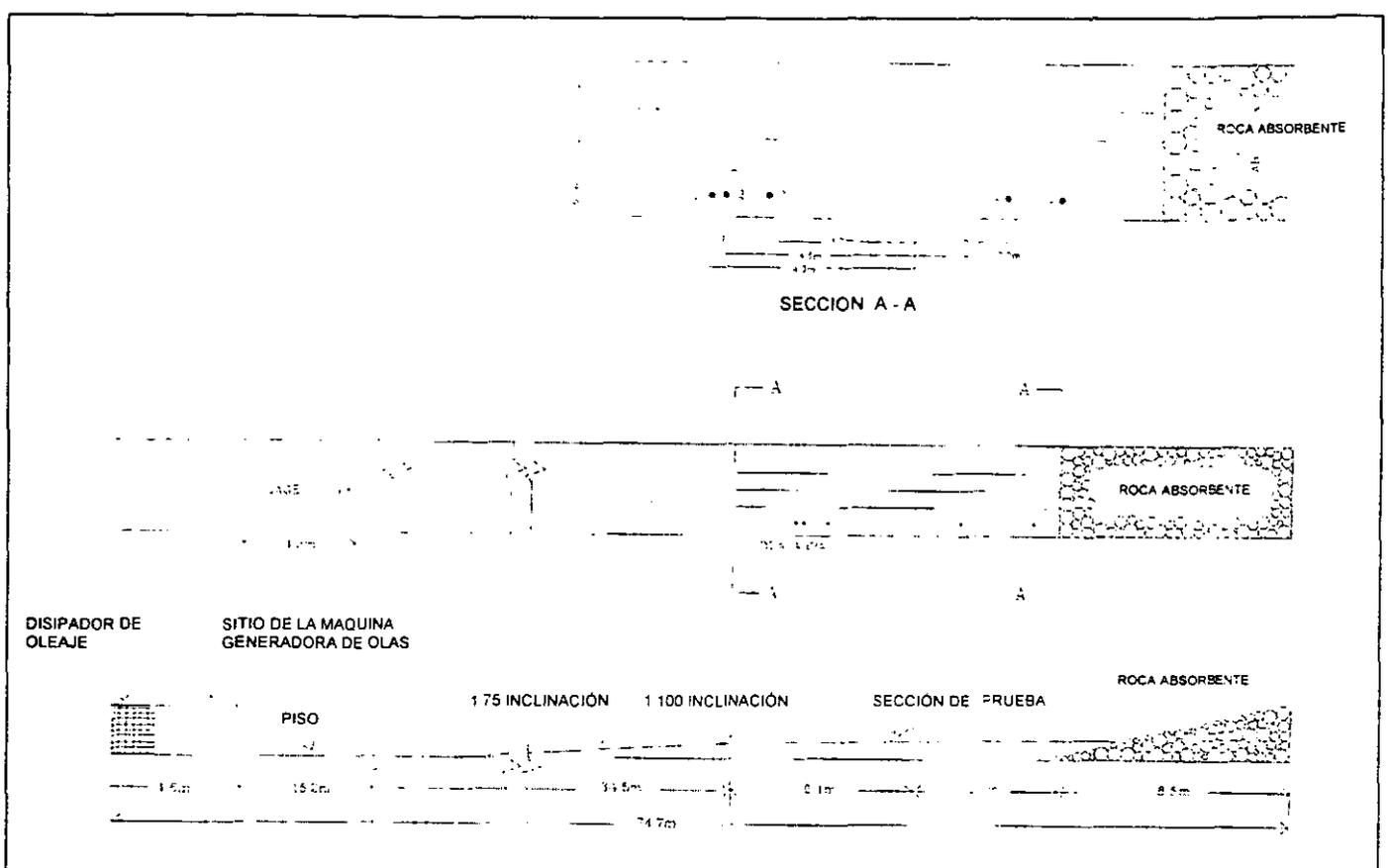


Figura IV. 10 Características y Dimensiones del Tanque de Oleaje

Los datos de oleaje fueron compilados con un capacitor eléctrico medidor de oleaje, el cual fue calibrado diariamente con un procedimiento de control computacional. Esta técnica, usando muestras de voltaje de 21 por prueba, minimiza los efectos de relajamiento en el manejo del engrane y de histéresis en los sensores. La calibración típica de errores es menor al uno porciento en toda la escala para las medidas de capacitancia de oleaje.

Todas las secciones experimentales del rompeolas fueron construidas como una reproducción lo más cercana posible a los métodos usuales de construcción de rompeolas a escala real.

De acuerdo a la colocación del rompeolas, las pruebas se realizaron con un espectro de prueba JONSWAP, el cual usa un factor de perfeccionamiento pico de 3.3. Se

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

seleccionó un periodo pico de oleaje de 12 segundos. La propuesta de oleaje de diseño fue de 6 m; de cualquier modo, se investigaron las respuestas de estabilidad a la prueba de la primera sección para varias alturas de ola siguiendo el siguiente hidrograma de tormentas:

Tabla IV.9 Información Sobre Hidrograma de Tormentas

Paso No.	Marejada de Tormenta NBM (m)	Tp (s)	Hmo (m)	Duración (h)
1	+ 1.135	12.0	3.0	3.0
2	+ 1.135	12.0	4.0	3.0
3	+ 1.135	12.0	5.0	6.0
4	+ 1.135	12.0	6.0	12.0

Las alturas de ola transmitidas fueron medidas a 100 y 150 m del rompeolas sobre el generador. Se usó el método de Goda y Suzuki's (1976) para resolver el espectro de incidencia y reflejo.

La sección de estudio se muestra en la Figura IV.10

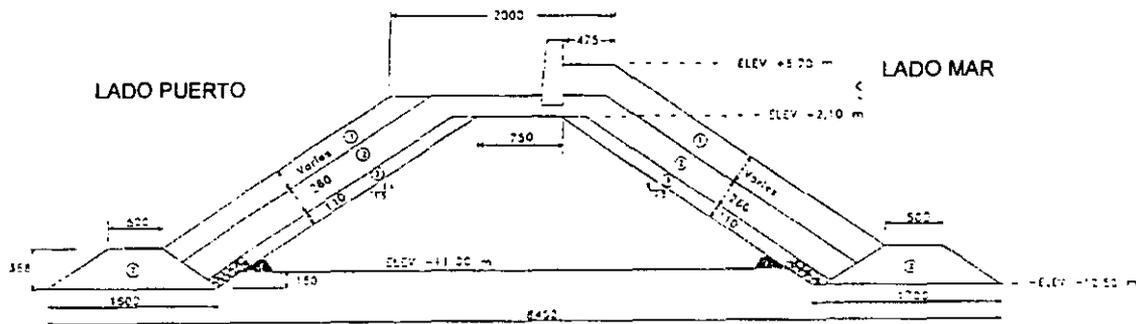


Figura IV.10 Sección del Rompeolas para la Realización de las Pruebas

Descripción de la prueba 1

En la prueba 1 (Fig. IV.5 y fotos 1-3) se colocaron acrópodos con 21.6 y 12.4 Ton en lado mar y lado puerto, respectivamente. La coraza del lado mar fue apoyada sobre una pared inclinada la cual tenía una elevación de 2.1 m (sobre el núcleo) y una elevación total de 8.7 m. Se usaron los taludes de 1.5 H, en ambos lados del rompeolas.

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

Para la protección de los talones se usó roca de 3.5 Ton, la cual también se utilizó para la primera capa secundaria.

Resultados de la prueba 1.

Esta prueba presentó excelentes resultados. Como se muestra en las fotos 4-6, no existe daño evidente. Inicialmente fueron planeadas pruebas solamente para olas de 3 a 6 m, sin embargo, la respuesta a la estabilidad de la prueba 1 fue tan favorable que se decidió extender la prueba con olas de 7 m.

Descripción de la prueba 1A

Basados en la excelente respuesta de estabilidad de la prueba 1, se decidió investigar los esquemas de la alternativa a la escala del modelo de 1:38.2 que mejorara la estabilidad o redujera los costos de la estructura sin efectos significantes que afectaran su funcionalidad. Algunos de estos factores que influyen en el volumen y costos son la elevación y ancho de la corona, tipo y peso de la estructura así como el ángulo de inclinación. Se decidió que en este estudio en particular probablemente se podrían conseguir grandes ahorros, reduciendo el peso de ambos lados del rompeolas. El modelo con acrópodos no era apropiado en ese momento, por lo cual, se reemplazó la coraza anterior con elementos de Core-loc^R de 12.8 y 9 Ton sobre el lado mar y lado puerto, respectivamente.

Resultados de la prueba 1A

La prueba 1A exhibió una respuesta a la estabilidad excelente, Como en la prueba 1, se observó el comportamiento en el sitio de un par de unidades durante cuatro pasos. Sin embargo, como se muestra en las fotos 7-9, no se observó daño por desplazamiento. Como con la prueba 1, los experimentos se extendieron a oleaje de 7 m. Otra vez, no se observó daño por desplazamiento.

De acuerdo a las pruebas descritas, se consideró el nivel de marejada de tormenta de +1.135 m, intensificando así el ataque del oleaje sobre la estructura. Para estructuras de este tipo donde se usaron piedras para los talones los niveles más bajos de agua

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

podieron haber ocasionado que estas piedras fueran más vulnerables, haciendo más difícil determinar su estabilidad. Con otro hidrograma de tormentas (Tabla IV.10), similar al anterior, excepto por el nivel de agua de -0.393 metros, se hicieron otras pruebas.

Tabla IV.10 Información Sobre Hidrograma de Tormentas

Paso No.	Marejada de Tormenta NBM (m)	Tp (s)	Hmo (m)	Duración (h)
1	- 0.393	12.0	3.0	3.0
2	- 0.393	12.0	4.0	3.0
3	- 0.393	12.0	5.0	6.0
4	- 0.393	12.0	6.0	12.0

La prueba 1A se desarrolló sin reconstruir, aplicando los datos del hidrograma 2. No se observó daño durante los pasos 1 y 2. En el paso 3 se produjo un movimiento en el sitio de las rocas de 3.5 Ton en el talón. El movimiento se incrementó durante el paso 4, con cerca del 3% del material siendo desplazado. No se observó movimiento en los elementos de Core-loc^R para ninguna de las condiciones de prueba. Las fotos 10 –12 muestran la estructura después de las pruebas.

Descripción de la prueba 1B

Basados en la excelente respuesta de estabilidad de la prueba 1A, se improvisó otra investigación. Consistió en reducir el peso del elemento a 5.5 Ton. La coraza para la nueva estructura de prueba fue completamente reconstruida con Core-loc^R de 12.8 Ton en lado mar y core-loc^R de 5.5 Ton en lado puerto, y probadas con el hidrograma 1. Así mismo, previo al experimento, fueron repetidas todas las señales espectrales.

Resultados de la prueba 1B

La prueba 1B presentó una respuesta de estabilidad excelente. No se observó movimiento durante los pasos 1 y 2. En el paso 3, para olas de 5 metros, se produjo una oscilación de dos unidades. Durante el ataque de olas de 6 m, se observó desplazamiento de unidades de la parte baja. Las fotos 13 – 15 muestran la estructura al término de las pruebas. Otra vez, las pruebas se extendieron con olas de 7 m y otro elemento se desplazó. Como se muestra en las fotos 16-18, la condición final de la estructura estaba

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

excelente con solamente dos elementos desplazados, que representan menos del uno por ciento de todas las unidades.

Descripción de la prueba 1C

Para identificar las más posibles opciones de estabilidad para el prototipo, fue probada una sección con acrópodos. En la prueba 1C (fotos 19-21). Se colocaron acrópodos de 12.4 Ton en el lado mar y elementos de Core-loc^R de 5.5 Ton en el lado puerto.

Como con las otras estructuras, la prueba 1C fue experimentado inicialmente con el Hidrograma 1. No se detectó movimiento durante los pasos 1-3. En el paso 4, al ataque de olas de 6 m, se inició el balanceo de dos unidades de roca en el lado mar, sin embargo, no hubo desplazamiento. Las pruebas con olas de 7 m produjeron desplazamiento de una de las unidades. Como se muestra en las fotos 22-24, la estructura mantuvo una resistencia excelente hasta el término de las pruebas. La tabla IV.11 resume los resultados de las pruebas realizadas.

Tabla IV.11 Resumen de los Resultados de las Pruebas

PRUEBA	ELEMENTOS			Altura de Ola (m)	OBSERVACIONES	RESULTADOS	FOTOS
	TIPO	LADO MAR (Ton)	LADO PUERTO (Ton)				
1	Acrópodos	21.6	12.4	3 a 6	Talud de coraza 1:5 Hidrograma 1	Excelentes	1-3
1A	Core-loc ^R	12.8	9	3 a 6, hasta 7	No hubo daño por desplazamiento Hidrograma 1 y 2	Se observa un desplazamiento del 3% del material	7-12
1B	Core-loc ^R	12.8	5.5	3 a 6, hasta 7	Hidrograma 1	Respuesta de estabilidad Excelente	13 - 18
1C	Acrópodos (lado mar) Core-loc ^R (lado puerto)	12.4	5.5	3 a 6, hasta 7	Hidrograma 1. El oleaje de 7 m desplazó una de las unidades	Excelentes	19 - 24

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

Discusión de los Resultados de las Pruebas 1, 1A, 1B y 1C

En conclusión, las pruebas 1, 1A, 1B y 1C son alternativas estables para la propuesta de rompeolas. Los acrópodos de 21.6 y 12.4 Ton usados en la prueba 1 son conservativamente estables.

Los Core-loc^R de 12.8 Ton usados sobre la superficie en el lado mar de la prueba 1A también proporcionan estabilidad y los Core-loc^R de 9 Ton usados sobre el lado puerto son muy conservativos. Las pruebas 1B y 1C muestran que se puede reducir el peso de los elementos hasta 5.5 Ton en el lado protegido de la estructura, y que Acrópodos o Core-loc^R de 12 a 13 Ton sobre un talud de 1:1.5 podrían resultar considerablemente estables para olas de 6 m y aceptables para olas de 7 m.

Asumiendo para Acrópodos o Core-loc^R un peso de 13 Ton y alturas de ola de 6 o 7 m, el coeficiente de Hudson, (calculado con la ecuación de Hudson) queda, como se muestra en la Tabla IV.12:

Tabla IV.12 Cálculo de los Valores de K_D para alturas de ola de 6 y 7 m

W_r (mt)	$\text{Cot } \alpha$	γ_α	γ_w	H (m)	H^3	K_D
13	1.5	2.4	1.025	6	216	11.0
13	1.5	2.4	1.025	7	343	17.5

De acuerdo a los resultados de la modelación, se concluye entonces, que el Core-loc^R es un elemento de alta confiabilidad técnica para el diseño y construcción de los rompeolas, aunado a su bajo costo en comparación con las alternativas mencionadas anteriormente.

La alternativa final seleccionada es el de utilizar los elementos prefabricados: Core-loc^R en la coraza de los rompeolas, por lo que el proyecto ejecutivo (siguiente sección) se enfoca a los cálculos acorde a esta decisión.

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

IV.4.5 Proyecto Ejecutivo de los Rompeolas

El diseño final de los elementos prefabricados se determinó de acuerdo a la fórmula de Hudson, utilizando la altura de ola obtenida en las pruebas realizadas en laboratorio, para la determinación del peso de los elementos de coraza, Core-loc^R para la coraza del rompeolas.

Coraza

Las características de los elementos de la coraza están definidos por las siguientes expresiones (fórmula de Hudson).

$$W = \frac{\gamma_r H_s^3}{k_D (Sr - 1)^3 \cot \alpha} \quad (IV.2)$$

Diámetro Medio:

$$D_m = 1.15 \times (W / \gamma_r)^{1/3} \quad (IV.3)$$

Capa Secundaria

De acuerdo a Hudson, las características de la capa secundaria son función del peso de los elementos de la coraza, de acuerdo a las siguientes relaciones:

Peso medio:

$$W_{cs1} = W_{coraza} / 10 \quad \longrightarrow \quad \text{Capa secundaria 1} \quad (IV.4)$$

$$W_{cs2} = W_{coraza} / 200 \quad \longrightarrow \quad \text{Capa secundaria 2} \quad (IV.5)$$

Diámetro medio:

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

$$D_m = 1.15 (W_{cs} / \gamma_r)^{1/3} \quad (IV.6)$$

Núcleo

El rango de peso de los elementos para el núcleo está determinado por las siguientes expresiones:

Peso medio:

$$W_{\text{núcleo}} = W / 300 \quad (IV.7)$$

Diámetro medio

$$D_m = 1.15 (W / \gamma_r)^{1/3} \quad (IV.8)$$

Talones

De acuerdo a Hudson, para los talones se utiliza el material de iguales características a la capa secundaria.

El diseño de los rompeolas oriente y poniente quedó de la siguiente manera:

Se colocarán elementos de Core-loc^R de 13 toneladas en el rompeolas oriente en el lado mar, en el lado puerto se utilizará roca de 5 toneladas, que corresponde a la capa secundaria. En el morro se colocarán elementos prefabricados de 14.9 Ton, con condiciones de talud simétricas en ambos lados.

El rompeolas poniente se protegerá con Core-loc^R de 13 Ton en lado mar, en lado puerto se utilizará roca de 7 Ton como valor máximo. También se utilizarán elementos de Core-loc^R de 14.9 Ton en el morro, colocados de manera simétrica en ambos lados del rompeolas. La Tabla IV.13 muestra los cálculos desarrollados y los resultados obtenidos en la alternativa seleccionada para los elementos prefabricados.

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

Tabla IV.13 Cálculos y resultados para los elementos prefabricados

Condiciones de Diseño:			
Periodo(T) (s)		8.0, 8.2	
Talud		1.5 : 1	
Ws (Ton/m ³)		2.4	
Ww (Ton /m ³)		1.03	
NPM		0.5	
DH		1.6	
NBM		0	
H lado mar (m)		6.5	
H Lado puerto (m)		3.25	
Kd		13 y 14.30	
ROMPEOLAS ORIENTE			
Pesos y Espesores De los elementos	Morro	Cuerpo del Rompeolas	
		Lado Puerto	Lado Mar
Wc (Ton)	14.40	1.63	13.00
Wcs(Ton)	1.44	0.16	1.30
Wn (Ton)	0.07	0.01	0.07
Wc estándar(Ton)	14.90	1.70	13.0
Espesor en coraza(m)	2.80	1.30	2.40
Espesor en Csec (m)	1.30	0.6	1.0
ROMPEOLAS PONIENTE			
Pesos y Espesores De los elementos	Morro	Cuerpo del Rompeolas	
		Lado Puerto	Lado Mar
Wc (Ton)	14.40	1.51	12.06
Wcs(Ton)	1.44	0.15	1.21
Wn (Ton)	0.07	0.01	0.06
Wc estándar(Ton)	14.9	1.68	14.9
Espesor en coraza(m)	2.8	1.30	2.80
Espesor en Csec(m)	1.30	0.6	1.2

IV.4.6 Comentarios Referentes al Diseño

En la siguiente tabla se analizan los resultados obtenidos con ambas alternativas, cada una con sus propios valores de diseño.

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

Tabla IV.14 Cálculos para el Análisis de las Alternativas Original y Modificada.

DISEÑO ORIGINAL				
	Datos			
	Hs Lado mar	9.4		
	Hs Lado puerto	8.5		
	K _b	6.8		
	γ _a	1.025		
	γ _w	2.56		
	Cot α	1.5		
Rompeolas		Peso del Elemento	Volumen X *elemento	OBSERVACIONES
ORIENTE	Lado Puerto	45.89	17.93	
	Lado Mar	62.07	24.24	En este proyecto se diseñaron elementos
	Morro	65.00	25.40	
PONIENTE	Lado Puerto	45.89	17.93	De concreto (cubos ranurados)
	Lado Mar	62.07	24.24	Desde 7.5 Ton hasta 65 Ton.
	Morro	65.00	25.40	
DISEÑO CON PROCESOS DE OPTIMIZACION				
	Datos			
		ORIENTE	PONIENTE	
	H _s Lado mar	6.5	5.8	
	H _s Lado puerto	3.25	2.9	
	K _{Dcuerpo}	14.3	11	
	K _{Dmorro}	13	13	
	γ _a	1.025	1.025	
	γ _w	2.4	2.4	
	Cot α	1.5	1.5	
Rompeolas		Peso del Elemento	Volumen X Elemento	OBSERVACIONES
ORIENTE	Lado Puerto	1.59	0.66	Se colocará roca de 5 Ton como capa Secundaria
	Lado Mar	12.73	5.30	Se colocarán elementos (Core-loc ^R) de 13 Ton
	Morro	14.44	6.02	Se colocarán elementos (Core-loc ^R) de 14.9 Ton
PONIENTE	Lado Puerto	1.47	0.61	Se colocará roca de 7 Ton como capa Secundaria
	Lado Mar	11.76	4.90	Se colocarán elementos (Core-loc ^R) de 13 Ton
	Morro	12.08	5.03	Se colocarán elementos (Core-loc ^R) de 14.9 Ton

EJEMPLO DE APLICACIÓN AL PUERTO DE DOS BOCAS, EN TABASCO

En el análisis de las dos alternativas, puede observarse claramente la desventaja que toma el proyecto original en comparación con el diseño modificado, ya que las alturas de ola y los coeficientes de Hudson para la alternativa original se evaluaron con procesos de optimización utilizando modelos físicos que redujeron considerablemente estos valores; resumiendo, podemos comparar los siguientes parámetros:

Altura de ola para proyecto original: 9.4 m (valor máximo)

Altura de ola para el diseño modificado: 6.5 m (valor máximo)

En la fórmula de Hudson se tiene la altura de ola al cubo, es decir;

$$\text{Para } H = 9.4 \text{ m, } \longrightarrow H^3 = (9.4)^3 = 830.6 \text{ m}^3$$

$$\text{Para } H = 6.5 \text{ m } \longrightarrow H^3 = (6.5)^3 = 274.6 \text{ m}^3$$

Tenemos, entonces;

$$(830.6/274.6) = 3.024$$

Lo cual representa aproximadamente un 300% de material adicional en la alternativa original.

El elemento utilizado (Core-loc^R) presenta un comportamiento más aceptable que los cubos que se proyectaron originalmente, en conjunto con la trabazón que desarrollan, resulta una elección adecuada, ya que disminuye notablemente el peso y resiste de igual forma que los cubos los embates de las corrientes y el oleaje.

La comparación entre alternativas de coraza se basa principalmente en tomar en cuenta los coeficientes de trabazón (Coeficiente de Hudson). En el ejemplo de Dos Bocas, los cubos desarrollan un anclaje mucho menor que los acrópodas o los Core-loc^R, lo que hizo que en las pruebas de modelación se pudiese incluso modificar el valor de k_D hasta alcanzar el valor óptimo de acuerdo al comportamiento observado de las estructuras con cada altura de ola probada.

I. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

- El concepto de obras de protección marítima involucra principalmente los factores de funcionalidad y estructuración, y se concluye que estas obras son construidas generalmente con elementos sueltos y que sirven fundamentalmente para proteger cuerpos de agua confinados, evitar erosiones y/o formar playas. Conocer también el comportamiento que estas obras presentan ante diferentes factores, como lo es el oleaje o las corrientes, es muy importante, ya que pueden presentar repercusiones de gran magnitud en su entorno físico, comercial y social.
- Los criterios de selección de alternativas de cálculo que generen resultados óptimos para el proceso de diseño son múltiples y varían de acuerdo a cada situación y lugar, sin embargo, se puede observar en la tesis que primero se debe hacer una evaluación de las condiciones físicas del medio en que se pretende construir una obra de protección marítima. En esta tesis se puede observar también el nivel de importancia que adquiere cada fenómeno, en este caso, hemos concluido que el factor más importante es el oleaje y con base en ello, se estudiaron las correspondientes teorías de oleaje.
- Al analizar el desarrollo matemático de las ecuaciones que gobiernan los procesos de oleaje, se comprendieron los fundamentos teóricos sobre la forma en la que influyen los distintos factores naturales en un sistema costero, que permiten estudiar el fenómeno y conocer el funcionamiento hidrodinámico que en determinado momento pudiese presentarse.
- En la presente tesis, uno de los temas más importantes es el estudio y comparación de los elementos prefabricados, en este caso, pudimos observar que entre cada uno existen variadas diferencias, donde los principales parámetros a estudiar son el peso y el anclaje que desarrollan. La selección depende principalmente de las condiciones físicas del lugar y la intensidad de los fenómenos costeros como son el oleaje, corrientes, mareas, etc. Así como de los recursos económicos con que se cuente.

- Los modelos físicos en cualquier obra son de gran utilidad, sobre todo cuando se trata de obras de magnitudes tan grandes como lo es una obra de protección marítima, ya que los costos pueden reducirse enormemente tomando en cuenta principalmente métodos de optimización como son: comparación de alternativas de cálculo, hacer modelos a escala y evaluar resultados con diferentes parámetros de diseño.
- Es importante recordar que al realizar la modelación con el uso de los elementos Core-loc^R, demostraron un comportamiento excelente, contrariamente a lo que se esperaba, debido principalmente a los prejuicios sin fundamento que existían y a la gran desconfianza que se había generado en torno a este elemento. Se puede entonces asegurar que no era considerado viable solamente por el poco conocimiento que se tenía, y se concluye en esta tesis que el Core-loc^R es el elemento prefabricado que presenta las mejores características y el costo más bajo para la construcción de una obra de protección marítima.

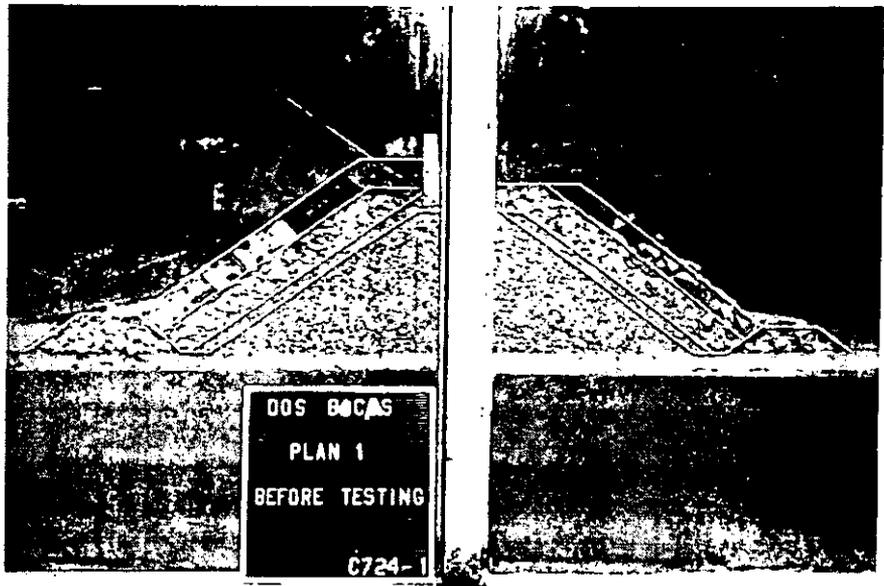


Photo 1. End view of Plan 1 before wave attack

Foto 1

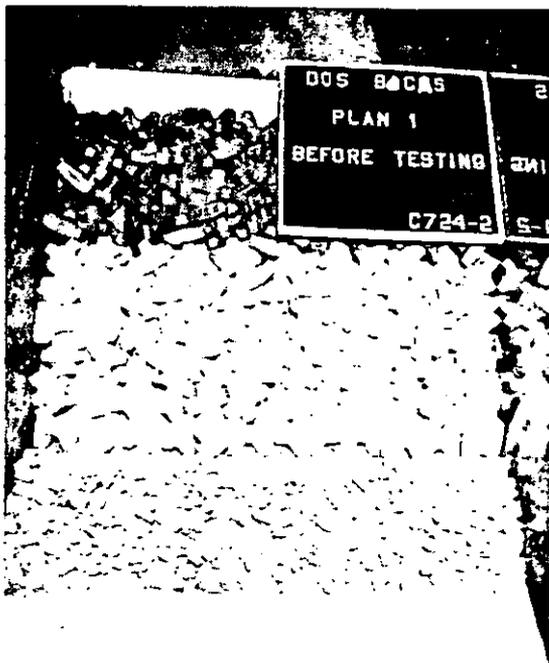


Photo 2. Sea-side view of Plan 1 before wave attack

Foto 2

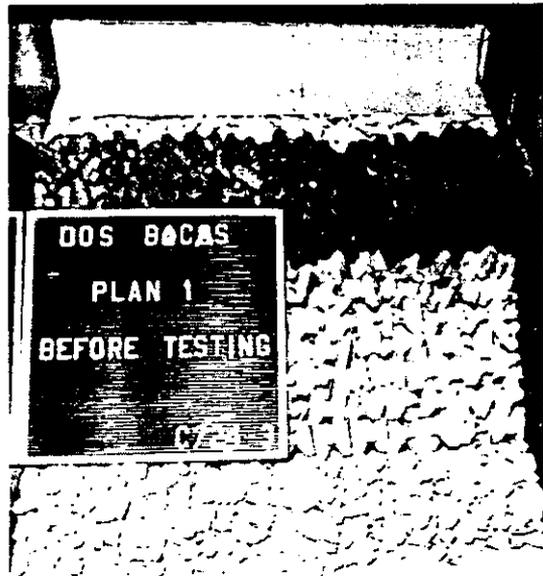


Photo 3. Harbor-skie view of Plan 1 before wave attack

Foto 3

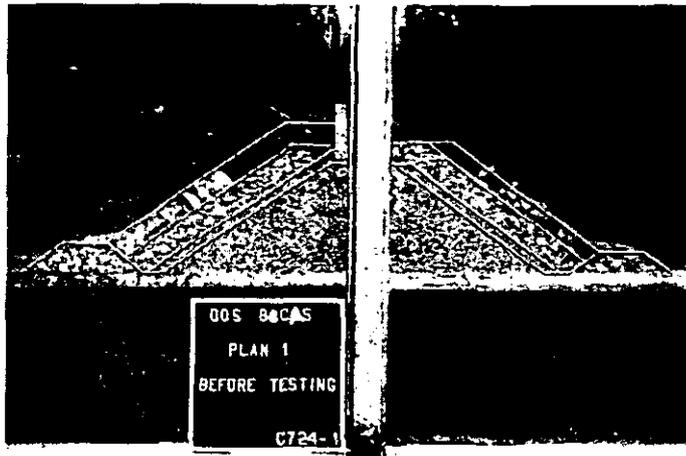


Photo 1. End view of Plan 1 before wave attack

Foto 1

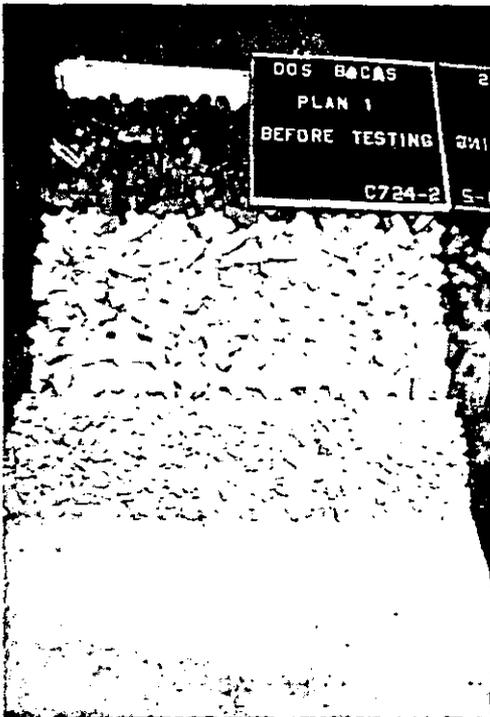


Photo 2. Sea-side view of Plan 1 before wave attack

Foto 2

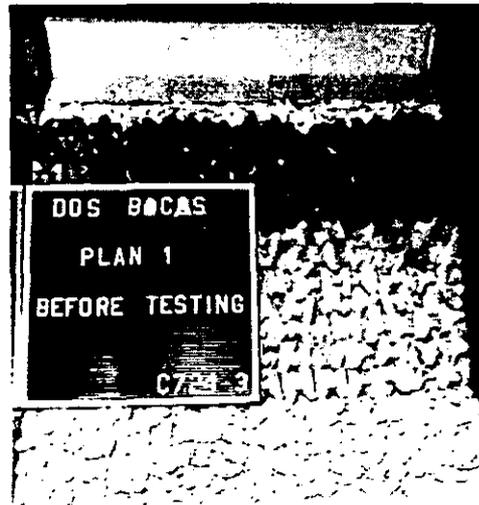


Photo 3. Harbor-side view of Plan 1 before wave attack

Foto 3

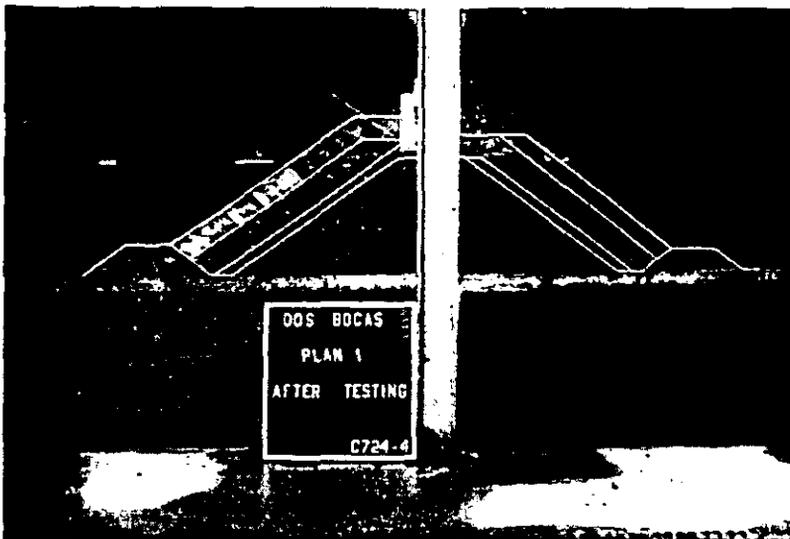


Foto 4

Photo 4 End view of Plan 1 after testing Hydrograph 1



Foto 5

Photo 5 Sea-side view of Plan 1 after testing Hydrograph 1

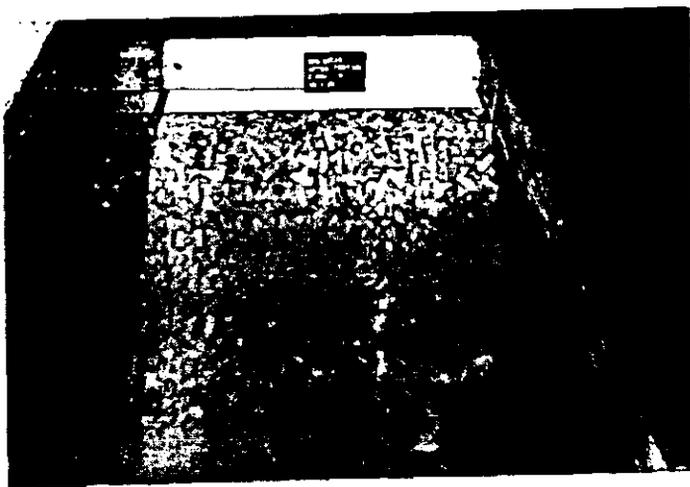


Foto 6

Photo 6 Harbor-side view of Plan 1 after testing Hydrograph 1

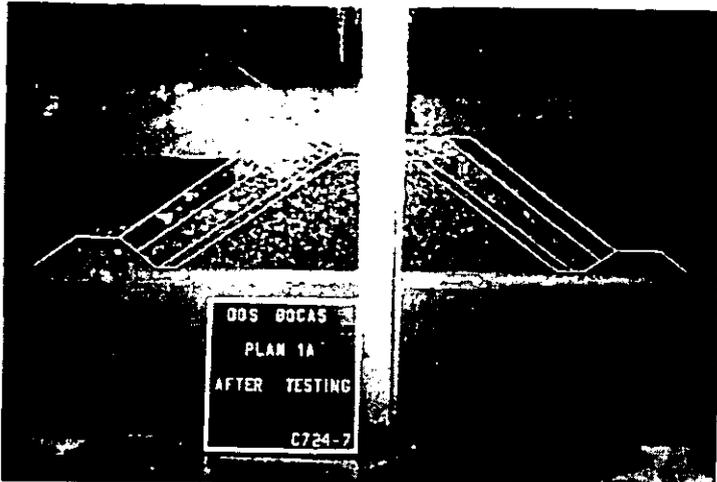


Foto 7

Photo 7 End view of Plan 1A after testing Hydrograph 1

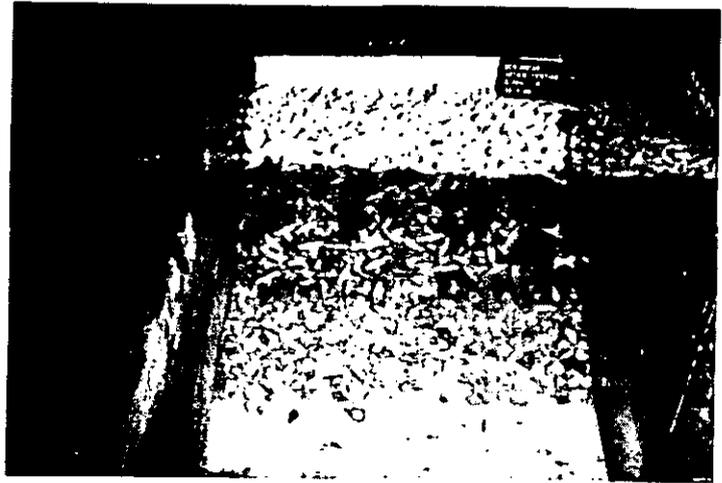


Foto 8

Photo 8 Beamside view of Plan 1A after testing Hydrograph 1

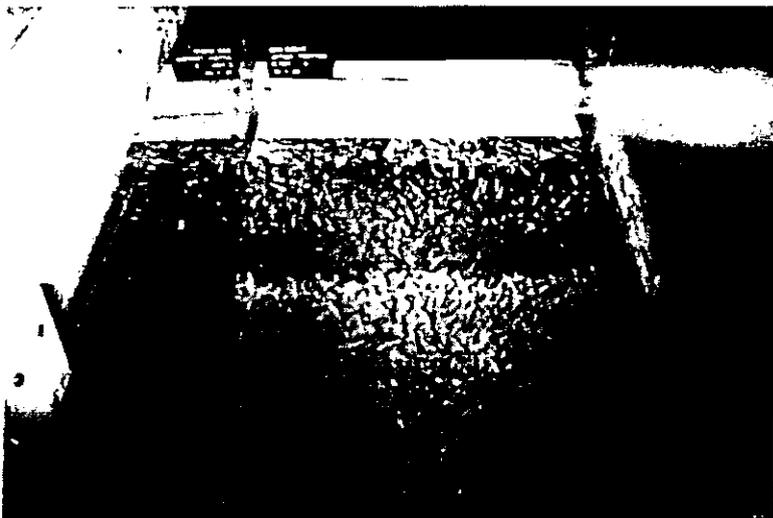


Foto 9

Photo 9 Harbor-side view of Plan 1A after testing Hydrograph 1



Foto 10

Photo 10. End view of Plan 1A after testing to program 1 grid 1.

Foto 11

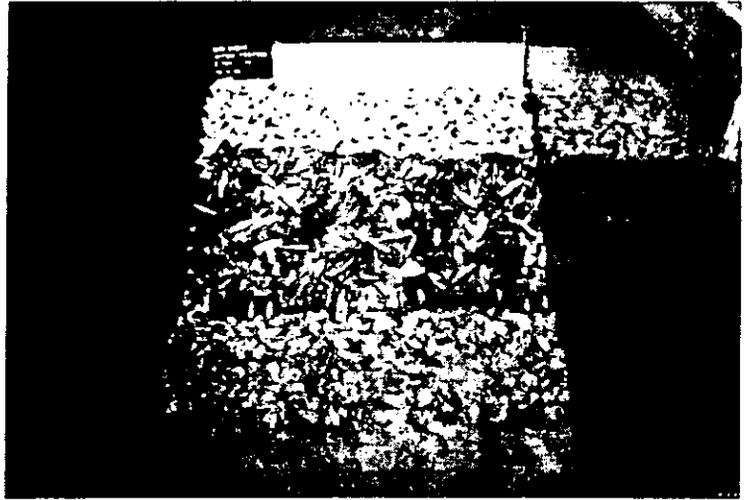


Photo 11. Sea-side view of Plan 1A after testing Hydrographs 1 and 2.

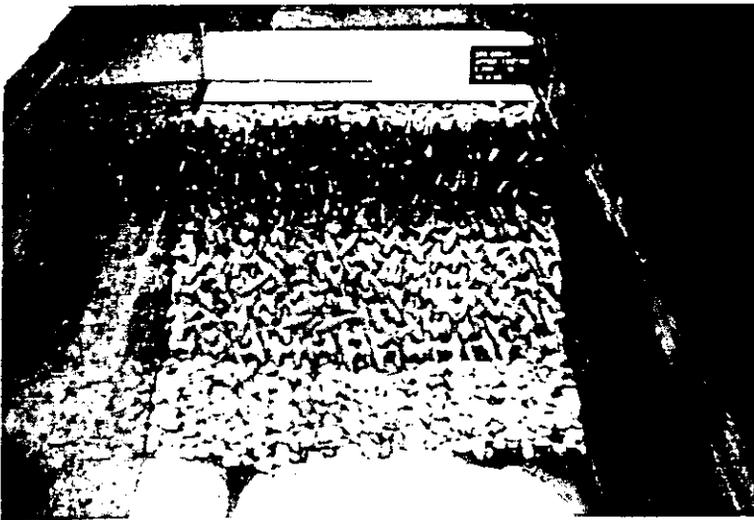


Foto 12

Photo 12. Harbor-side view of Plan 1A after testing hydrographs 1 and 2.

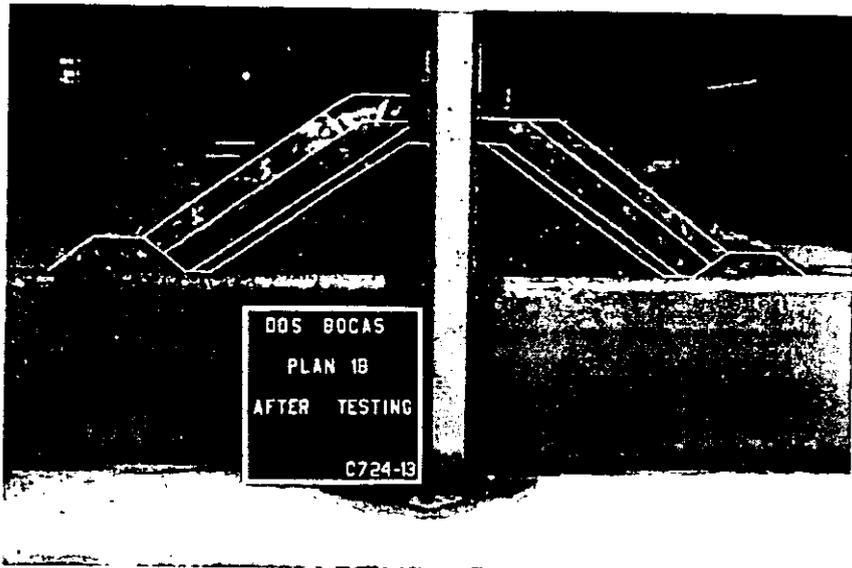


Photo 13. End view of Plan 1B after testing Hydrograph 1.

Foto 13

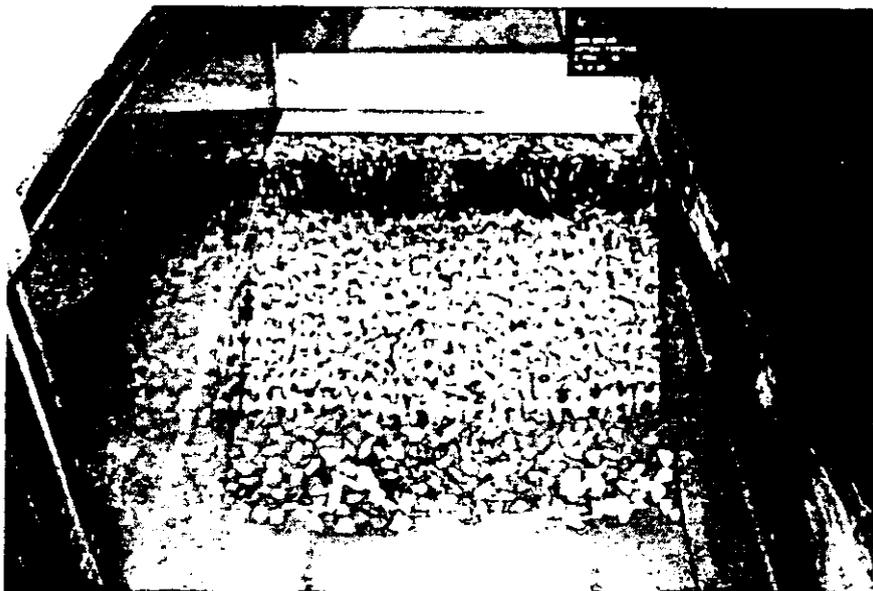


Photo 15. Harbor-side view of Plan 1B after testing Hydrograph 1.

Foto 15

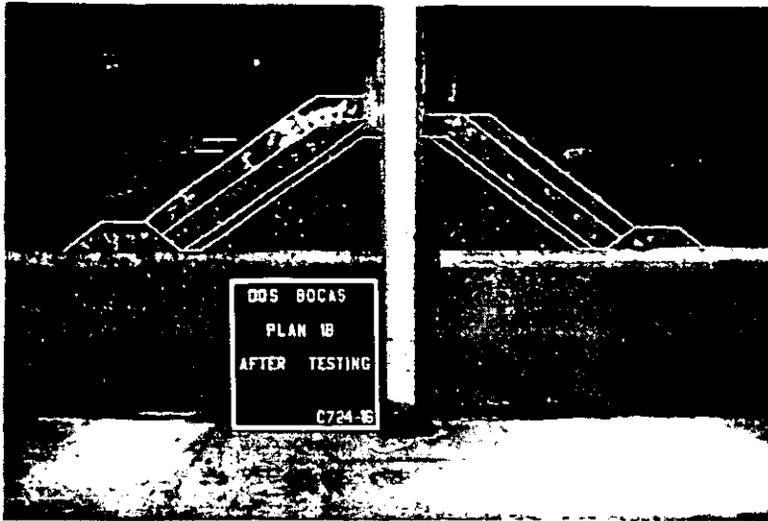


Foto 16

Photo 16. End view of Plan 18 at the conclusion of testing

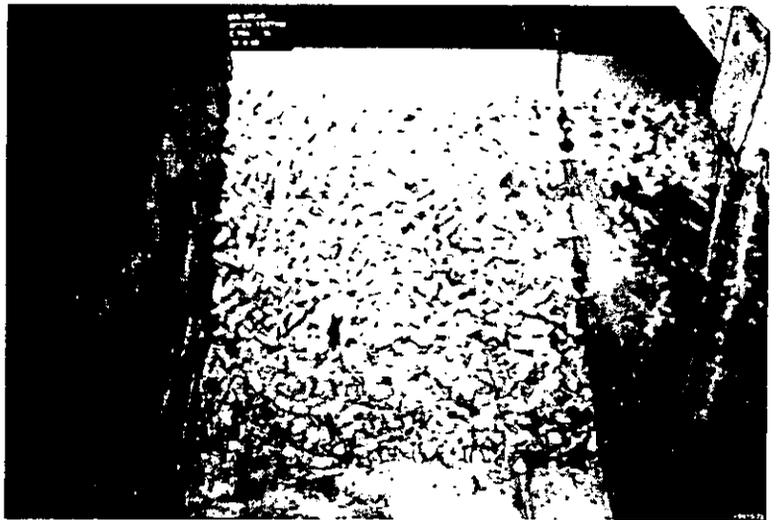


Foto 17

Photo 17. Sea-side view of Plan 18 at the conclusion of testing

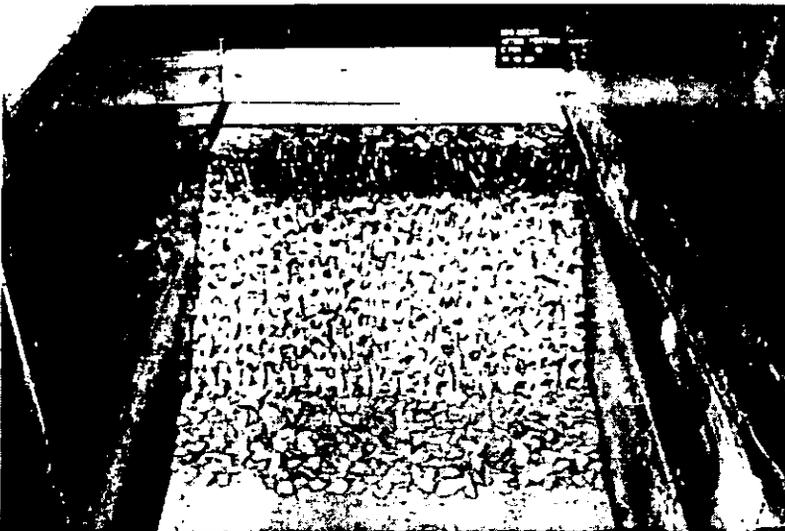


Foto 18

Photo 18. Harbor-side view of Plan 18 at the conclusion of testing

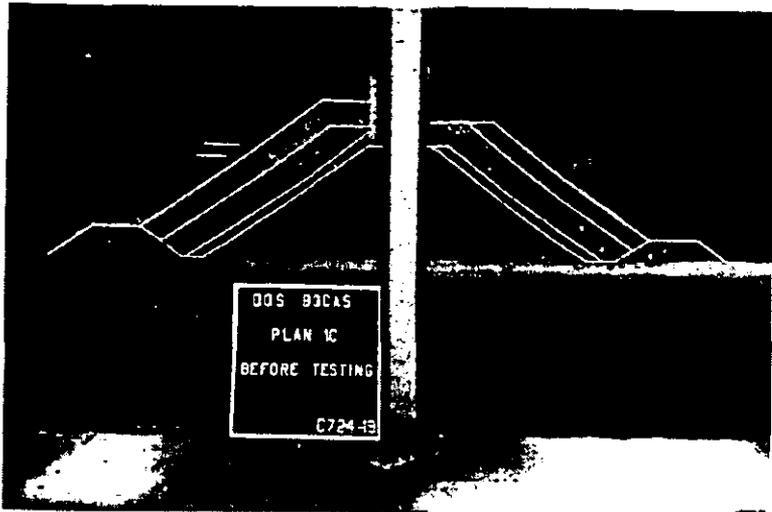


Foto 19

Photo 19 End view of Plan 1C before wave attack

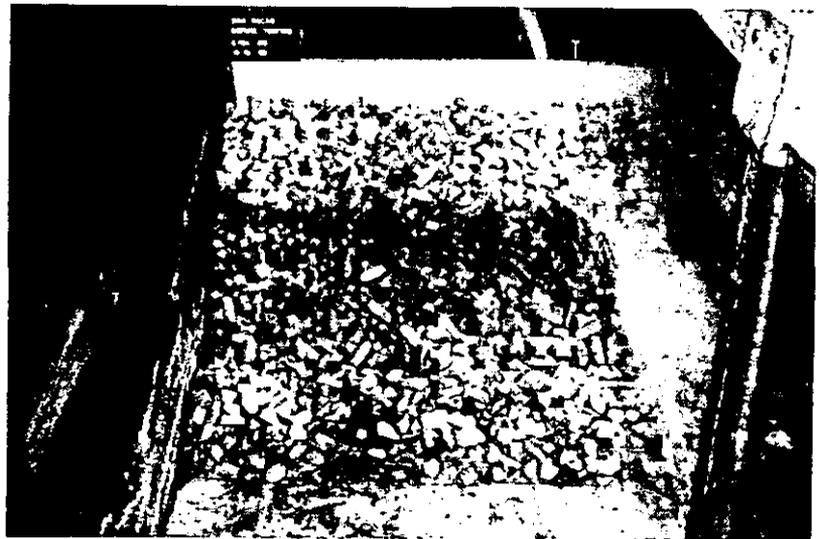


Foto 20

Photo 20 Sea-side view of Plan 1C before wave attack

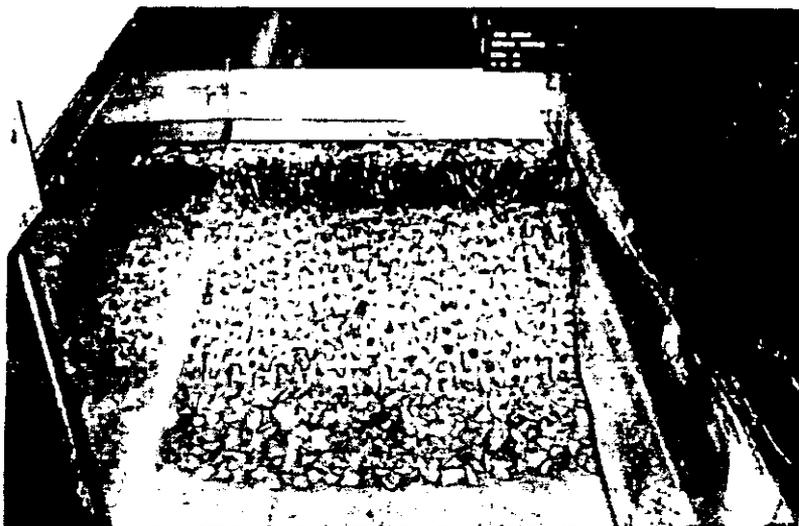


Foto 21

Photo 21 Harbor-side view of Plan 1C before wave attack

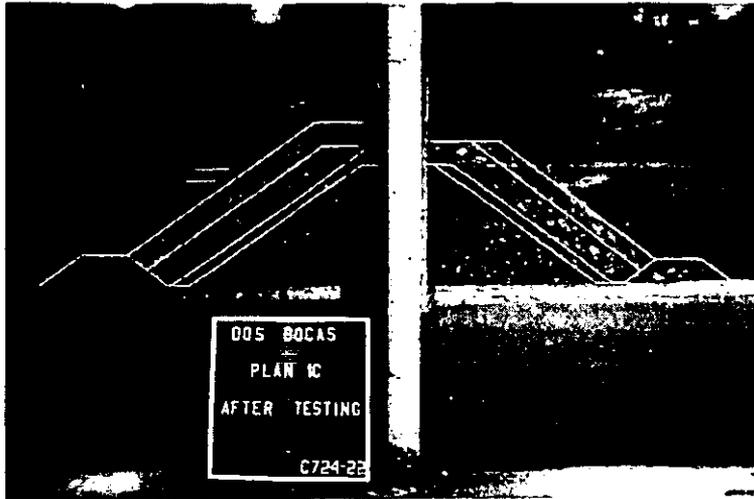


Foto 22

Photo 22 End view of Plan 1C at the conclusion of testing

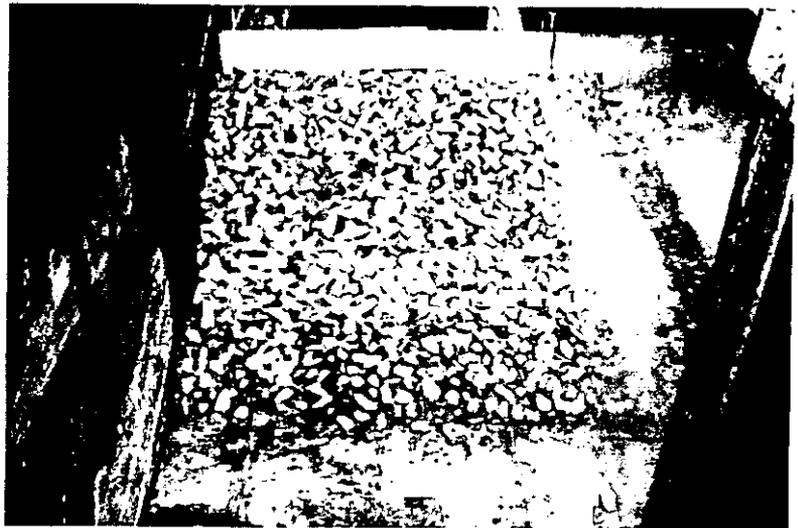


Foto 23

Photo 23 Sea-side view of Plan 1C at the conclusion of testing

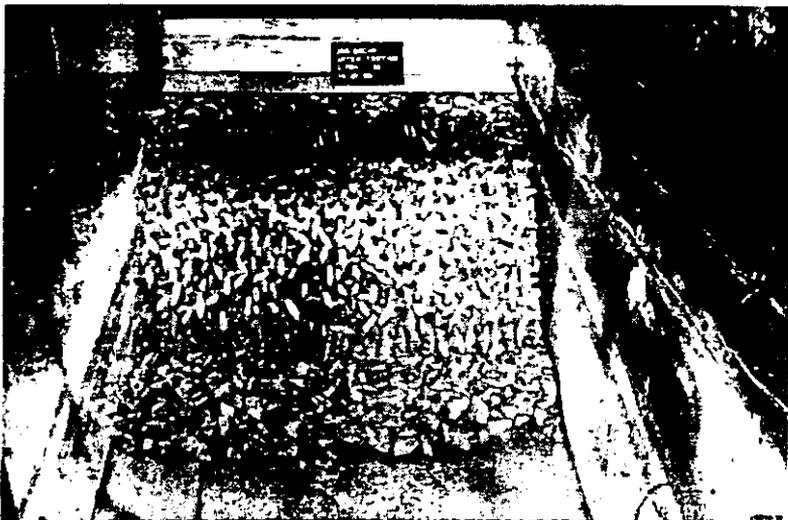


Foto 24

Photo 24 Harbor-side view of Plan 1C at the conclusion of testing

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

- Aguilar Alcerreca, José., Boyyer Orozco, José., Sempere Ramirez, Roberto., "Ingeniería de Ríos y Costas", México, 1977.
- Bretschneider, C.L., "Wave Variability and Wave Spectra for Wind Generated Gravity Waves", TM-118, U.S. Army Corps of Engineers, Beach Erosion Board, Washington, D.C., August 1959.
- Echávez Aldape, Gabriel. "Introducción a los Modelos Hidráulicos de Fondo Fijo y a la Ingeniería Experimental". UNAM, CONACYT, AHM. Primera Edición. México, 1996.
- Goda, Y., and Suzuki, Y., "Estimation of incident and reflected waves in random wave experiments Proceedings" 15th International Conference on Coastal Engineering, Honolulu, HI, 1976.
- Hudson, R.Y., "Laboratory Investigation of Rubble Mound Breakwaters", Publications, ASCE, Vol. 126., 1961.
- Hudson, R.Y., "Reliability of rubble-mound breakwater stability models" Miscellaneous Paper H-75-5, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, 1975.
- Hunt, I.A., "Design of Seawalls and Breakwaters", Proc. Am. Soc. Civ.Eng., J. Waterw. Harbours., 1959.
- LeMéhauté, B., "Wave Absorbers in Harbors" Contract Report No. 2-122, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, CE, Vicksburg, MS., Jun 1965.
- Longuet - Higgins, M.S., "On the Joint Distribution of the Periods and Amplitudes of Sea Waves", Vol. 80., 1975.
- Macdonel Martínez, Guillermo et al, "Ingeniería Marítima y Portuaria", Alfaomega. DEC, FI. UNAM. México, D.F., 1999.

- Manual Básico para Residentes de Obras Marítimas y Portuarias, Centro de Actualización Profesional. CICM. México. 1980.
- Stevens, J.C., "Hydraulic models" Manuals of Engineering Practice No. 25, American Society of Civil Engineers, New York, 1942.
- Tesis. Georges Andre Govaere Vicarioli "Accion del Oleaje sobre estructuras maritimas no rebasables", Division de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingenieria, UNAM, México, D.F., Agosto 1997.
- U.S. Army Corps of Engineers., "Coastal Proteccion Planning and Design", Tech. Report No. 4. 1976.
- Vergara, M.A., "Técnicas de Modelación en Hidráulica", Alfaomega , México, D.F., 1993.