



29
185

Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

APUNTES DE APOYO PARA LA ASIGNATURA
"INGENIERIA MARITIMA" QUE SE IMPARTE
EN LA FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM.

TESIS PROFESIONAL

Que para obtener el título de
INGENIERO CIVIL
presentan:

MARIA DE LOURDES SANTILLAN PEREZ
LUIS CESAR VAZQUEZ SEGOVIA
RICARDO SANCHEZ CORTES

1 9 8 2



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

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES
60-1-216

A los Pasantes MARIA DE LOURDES SANTILLAN PEREZ,
LUIS CESAR VAZQUEZ SEGOVIA y
RICARDO SANCHEZ CORTES,
P r e s e n t e s .

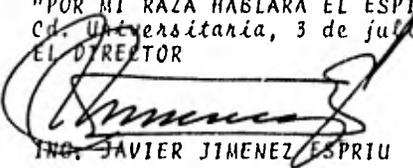
En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a ustedes a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. José Luis Murillo Bagundo, para que lo desarrollen como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

APUNTES DE APOYO PARA LA ASIGNATURA "INGENIERIA MARITIMA"
QUE SE IMPARTE EN LA FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM

- I. Tendencias modernas de la Ingeniería Marítima y de Costas.
- II. Mecánica de las ondas.
- III. Régimen de costas.
- IV. Régimen de estuarios.
- V. Obras de defensa y abrigo.
- VI. Estructuras mar adentro.
- VII. Análisis de canales de acceso.
- VIII. Modelos marítimos.

Ruego a ustedes se sirvan tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberán prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

A t e n t a m e n t e
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 3 de julio de 1981
EL DIRECTOR


ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU

JJE/OPLH/ser

CONTENIDO

Página

TEMA I.- TENDENCIAS MODERNAS DE LA INGENIERIA MARITIMA Y DE COSTAS.

I.1	Definición del ambito de la ingeniería marítima y de costas. I.1
I.2	Campos de aplicación. I.1
I.3	Experiencias a nivel nacional. I.4
I.4	Experiencias a nivel mundial. I.6

TEMA II.- MECANICA DE LAS ONDAS.

	Introducción II.1
II.1	Teoría de las ondas. II.2
II.2	Generación del oleaje. II.69
II.3	Oleaje ciclónico. II.97
II.4	Oleaje estadístico y probabilístico. II.101
II.5	Refracción, difracción y reflexión II.110
II.6	Mareas II.144
II.7	Instrumentación y forma de medición en el campo. II.157

TEMA III.- REGIMEN DE COSTAS.

	Introducción III.1
III.1	Terminología y morfología de las costas. III.1
III.2	Acción del oleaje sobre las playas. III.7
III.3	Procesos costeros y transportes litoral. III.9

	Página
III.4 Formas de cuantificarse en campo y criterios empíricos. III.42
 TEMA IV.- REGIMEN DE ESTUARIOS.	
Introducción. IV.1
IV.1 Tipo y morfología de las desembocaduras. IV.2
IV.2 Hidráulica de las mareas. IV.17
IV.3 Corrientes de densidad y Cuña Salina. IV.26
IV.4 Régimen de vasos a marea libre. IV.39
IV.5 Estabilidad de accesos costeros. IV.60
 TEMA V.- OBRAS DE DEFENSA Y ABRIGO.	
V.1 Clasificación de las obras de protección. V.1
V.2 Acción del oleaje sobre las estructuras y diseño de muros verticales. V.16
V.3 Diseño de rompeolas. V.55
V.4 Diseño de obras perpendiculares -- (espigones). V.80
V.5 Dragado. V.86
V.6 Fijación y control de dunas. V.90
 TEMA VI.- ESTRUCTURAS MAR ADETRON.	
VI.1 Estructuras mar adentro VI.1
VI.2 Fuerzas sobre pilas. VI.2
VI.3 Plataformas. VI.8

	Página
VI.4 Boyas. VI.11
VI.5 Tuberías submarinas. VI.13
TEMA VII.- ANALISIS DE CANALES DE ACCESO.	
Introducción. VII.1
VII.1 Definición de términos. VII.1
VII.2 Efecto de fenómenos meteorológicos y oceanográficos sobre embarcaciones. VII.15
VII.3 Aspectos de maniobrabilidad. VII.27
VII.4 Características de un buque y criterios para dimensionamiento. VII.42
TEMA VIII. MODELOS MARITIMOS.	
Introducción. VIII.1
VIII.1 Análisis dimensional. VIII.2
VIII.2 Modelos físicos. VIII.22
VIII.3 Modelos de estabilidad. VIII.32
VIII.4 Modelos de fondo fijo. VIII.42
VIII.5 Modelos de fondo móvil. VIII.56
VIII.6 Generadores de oleaje y equipo de medición. VIII.71

CAPITULO I

TENDENCIAS MODERNAS DE LA INGENIERIA MARITIMA Y DE COSTAS.

I.1 AMBITO

El campo de aplicación de la ingeniería marítima y de costas abarca las porciones de agua oceánicas y su subsuelo, la interface mar-tierra y las zonas terrestres adyacentes sujetas a la acción de los fenómenos marítimos.

Siendo su ambito sumamente extenso se complementa y apoya con otras ciencias que encuentran en estas zonas -- geográficas el ambiente natural propicio para desarrollar sus técnicas y métodos e investigaciones.

Puesto que se trata de conocer la mecánica de fenómenos físicos que se presentan en zonas sumamente extensas en la que concurren diversos y complejos factores naturales y motivados por el hombre, la actividad se manifiesta en mayor grado en las porciones marítimas cercanas a tierra firme y es en estas zonas donde la ingeniería civil proyecta y construye instalaciones y obras en beneficio de la humanidad.

I.2 CAMPOS DE APLICACION.

En materia de explicación y dominio de la acción de los fenómenos físicos del mar, comprende:

- . Condiciones Naturales:

- Control de la erosión playera.
- Estimación del volumen de transporte de material-granular suelto provocado por la acción del oleaje.
- Formación de Deltas (con y sin acción de la marea).
- Movimiento de sedimentos en estuarios.
- Conformación de desembocaduras.
- Dinámica litoral.
- Cierre y apertura de comunicaciones de agua con el mar.
- Régimen de mareas.
- Corrientes oceánicas y litorales.
- Tsunamis.
- Azolve de material playero.
- . Modificación de las condiciones naturales por estructuras artificiales.
- . Erosión y azolve de material provocado por estructuras.
- . Depósito de sedimentos en canales y dársenas.
- . Dragado de sedimentos y material duro en cuerpos de agua naturales o zonas de tierra firme.

- . Diseño de obras de protección contra erosión, --- azolve y acción de oleaje y corrientes.
- . Depósito de material en lugares inconvenientes -- (dársenas, etc.)
- . Erosión y Azolve en playas.
- . Diseño y construcción de estructuras con fines -- múltiples en las áreas marítimas.
- . Diseño y construcción de estructuras para dar servicio a embarcaciones.

I.2.1 Estado actual de la ingeniería marítima y de costas.

Generalmente, al intervenir la mano del hombre, - se encuentran dos grandes problemas:

- a) Controlar la acción de la naturaleza sobre el medio físico.
- b) Aprovechar las condiciones naturales en bienestar de la humanidad.

Se conceptualizan dos procedimientos de análisis para el tratamiento de los problemas:

- a) Matemático.
- b) Experimental.

Ambos se complementan y no son sustitutivos, la com-

binación del análisis matemático y la verificación experimental permite obtener soluciones completas.

I.3 EXPERIENCIAS A NIVEL NACIONAL.

La aplicación de la ingeniería marítima en los litorales del país ha sido muy extensa y se remonta hasta la época de la conquista cuando los españoles llegaron a --- nuestras costas en embarcaciones de vela y se vieron en la necesidad de habilitar refugios y atracaderos para las -- mismas. Si bien los requerimientos de infraestructura pa ra servir a los buques eran sumamente elementales, al ne cesitar crear sitios para la defensa contra flotas riva-- les de ultramar se construyen fuertes como el Castillo de San Juan de Ulua en donde se utilizan materiales de la zo na y se conforman canales pequeños de navegación.

Posteriormente se habilitan puertos en Acapulco, --- Gro., San Blas, Nay., y Tampico, Tamps.

En años posteriores a la colonia se construyen los - puertos de Coatzacoalcos en Veracruz y Salina Cruz, Oax., aprovechando el corredor terrestre del Istmo.

Con el reforzamiento de las comunicaciones terres--- tres en la porción continental se habilitan nuevos puer-- tos en el litoral hasta lograr el esquema portuario ac--- tual en donde a la fecha se tiene un sistema portuario Na cional con varios puertos en ambas costas del Territorio Nacional.

El mayor auge de la ingeniería marítima se detecta - en años recientes con la construcción de Plataformas Mari

nas para la extracción del Petróleo en el Golfo de México, el tendido de tuberías submarinas con fines diversos, la construcción de los Puertos Industriales y la habilitación de puertos pesqueros y turísticos.

En la franja litoral se han desarrollado trabajos -- con fines de protección contra la erosión playera y existen múltiples ejemplos de trabajos de dragado con el aprovechamiento de material para ganar terrenos adyacentes al mar.

Así mismo se observan obras para comunicar lagunas - litorales con el mar, rehabilitando sus condiciones ecológicas e incrementando su potencial pesquero.

En materia de análisis del fenómeno físico se conoce en buena medida las técnicas matemáticas para su comprensión y con el auxilio de las máquinas computadoras se ha logrado mejorar notablemente el proceso de cálculo de complejos procedimientos. Paralelamente día a día se aprovecha en mayor grado las técnicas de ensayos en modelos físicos permitiendo tener mayor confiabilidad en los resultados obtenidos con métodos analíticos matemáticos.

Quizá la mayor deficiencia radica en la falta de información estadística de parámetros oceanográficos, dejando en buena medida el diseño de las obras al buen juicio y experiencia del proyectista.

Es muy posible que en los años venideros se requiera de un mayor esfuerzo en materia de capacitación de profesionistas en este campo, aún quedan extensas zonas para rehabilitar lagunas y esteros, apoyar la actividad pesque

ra y turístico-marítima con la adecuación de infraestructura portuarias y desarrollar la navegación interior, prácticamente incipiente en nuestro país.

I.4 EXPERIENCIAS A NIVEL MUNDIAL.

Al referirse a este tema, se relatará brevemente los recientes logros en materia de aplicación de la ingeniería marítima y de costas para países desarrollados que son los que llevan la vanguardia tecnológica en avances.

Para muchos proyectos la pregunta importante no radica en justificar económicamente un estudio, sino que tipo de análisis e investigación conducirá a óptimos resultados, tomando en consideración los costos de los estudios, la aproximación de las soluciones, la necesidad de evitar riesgos y los posibles ahorros en inversión inicial y mantenimiento de las estructuras.

Por lo tanto para cada proyecto el análisis debe ser óptimo de tal suerte que puede realizarse en base a un trabajo de escritorio o por medio de modelos hidráulicos o matemáticos sumamente complicados.

Por lo tanto, es claro que el ingeniero debe resolver problemas prácticos en los que se involucra tiempo, costo y técnicas modernas.

En lo que se refiere a las características del oleaje, cuatro aspectos promueven los recientes avances en este tema:

- a) Necesidad de incrementar el tiempo de trabajo --- efectivo en el mar.

- b) Determinación de las fuerzas por oleaje en las estructuras marinas.
- c) Determinación del alcance de la ola en diques.
- d) Profundización en los conocimientos sobre los --- efectos del oleaje en zonas costeras sujetas a la erosión y azolve.

La tendencia se inclina a la utilización de modelos-hidráulicos con generadores de oleaje aleatorio, e incremento del acopio de información de las condiciones del -- prototipo y las propiedades estadísticas generales del -- oleaje. Se busca superar el método clásico de generación de oleaje irregular por viento provocado artificialmente con generadores para lograr una mayor correspondencia con los trenes de oleaje y espectro del oleaje.

Un nuevo campo en donde los estudios sobre el oleaje es un factor importante es el rápido desarrollo de las -- plataformas marinas.

Recientemente se han construido un gran número de -- plataformas para la explotación de petróleo y gas en los-oceános. Un ejemplo es la plataforma ANDOC que consiste de las siguientes partes:

- Una base en el fondo de concreto que sirve para - almacenar $220,000 \text{ m}^3$ de petróleo.
- Cuatro patas de concreto con tuberías y bombas -- con longitud de 144 m.

- Cuatro columnas de acero que sirven de soporte.
- Una plataforma con perforadoras, helipuerto y edificio habitacional y de oficinas de 5 pisos.

Las columnas de acero soportan la plataforma y se -- acoplan a las patas de concreto una vez que se ha situado en el fondo la base con las patas de concreto. La altura total de la estructura es de 240 m con tirante del agua - de 150 m y la superficie inferior de la plataforma está - 24 m arriba del nivel medio del mar.

Otro de los aspectos que se busca determinar con mayor interés es conocer el número de días que no es posible operar en un puerto por la incidencia de oleaje extremo.

Los métodos recientes utilizan generación de oleaje irregular en modelos hidráulicos combinando con el uso de buques a escala y determinación de los esfuerzos en los - amarres y bitas bajo diversas circunstancias.

Anteriormente era común incrementar la longitud de - los rompeolas hasta lograr condiciones de calma en todo - momento lo que resultaba enormes longitudes de rompeolas. Con el desarrollo de equipo de dragado de gran capacidad - es mas económico dragar y mantener el canal de acceso y - circunscribir la longitud de los rompeolas para que única - mente satisfagan los requerimientos de condiciones de --- oleaje máximas en las dársenas y maniobrabilidad de las - embarcaciones.

La técnicas de dragado se han profundizado en gran -

medida en la última década. Se han realizado investigaciones sobre la ruptura de la estructura del suelo, la succión de arena, la erosión provocada por chorros de agua y el dragado en roca.

Los estudios sobre navegación en las entradas a los puertos con restricciones en calado y ancho del canal de acceso se apoyan en modelos matemáticos e hidráulicos, barcos a escala automotores y simuladores de maniobras en los que se introduce la capacidad de respuesta humana en las maniobras.

Para la solución de problemas costeros el conocimiento básico del transporte litoral bajo la acción del oleaje se encuentra más avanzado que el transporte perpendicular a la costa. Así mismo la compleja interacción entre el agua y sedimento que se moviliza en las zonas costeras no está perfectamente determinado.

Para la comprensión de los niveles de marea al penetrar a un estuario se han incorporado los procedimientos analógicos y el uso de computadores digitales que permitan combinar posibilidades de interacción, en este sentido los modelos matemáticos e hidráulicos han resultado de gran ayuda.

Para contrarrestar la erosión y proyectar trabajos de protección del fondo de canales comunicados con el mar, las posibilidades de predicción de los efectos que provoca un cambio en el patrón del flujo (por ejemplo con cierre de bocas de estuarios) se ha incrementado notablemente durante la última década. Las teorías desarrolladas han podido verificarse comparando con resultados en proto

tipo de erosiones locales, sin embargo, debido a la complejidad de la naturaleza del fenómeno, la predicción de cuando ocurrirá la máxima erosión se encuentra en un estado empírico.

CAPITULO II

MECANICA DE LAS ONDAS

INTRODUCCION

El movimiento del agua en el mar es provocado por diversos agentes entre los que destacan el viento, los astros, las variaciones de temperatura o salinidad y los sismos en el lecho marino o en las proximidades de la costa.

Enormes masas de agua se trasladan, con sus propiedades físicas, químicas y biológicas, de unas regiones a otras de la tierra. Cada partícula de agua del mar, que se encuentra en constante movimiento, es arrastrada por el oleaje, las lentas corrientes de las profundidades marinas o por las rápidas corrientes de marea en las proximidades de la costa o en las entradas a los puertos, ríos o esteros.

Atendiendo al tipo de movimiento del agua en el mar, se puede clasificar su estudio en:

- a) Ondas, cuya principal característica es su periodicidad y desarrollo en la superficie del agua únicamente.
- b) Corrientes, que consisten fundamentalmente en translaciones o desplazamientos de masas de agua.

En ambos casos, los fenómenos requieren de estudios especiales, según su localización y propagación.

II.1 TEORIA DE LAS ONDAS

II.1.1 GENERALIDADES

Cuando el mar está en calma y empieza a soplar una ligera brisa que va aumentando en intensidad, vemos como la superficie comienza a rizarse cada vez más, hasta que se producen esas ondas u olas que le dan su aspecto característico. Posteriormente, fuera del área de influencia del viento, se produce una ordenación progresiva de las ondas, con la aparición de crestas largas, bien definidas que se propagan con un cierto ritmo.

La descripción matemática de este fenómeno presenta numerosas dificultades debido a sus acusadas características de aleatoriedad e irregularidad, además de desarrollarse en tres dimensiones. Existen, no obstante, varias teorías que tratan de analizar matemáticamente el fenómeno. La más clásica, desarrollada por Airy en 1845, es la llamada de ondas de pequeña amplitud ó lineal. Su importancia es notable debido a su aceptable ajuste para el caso de ondas en profundidades indefinidas y a su fácil aplicación ya que es la única que admite el principio de superposición lineal.

La teoría trocoidal, desarrollada por Gerstner en 1802, fué la primera teoría de ondas de amplitud finita. Si bien su predicción de perfiles de la onda es muy aceptable, el movimiento de la partícula de agua que supone no corresponde con el real.

Stokes, en 1880, desarrolló una teoría para ondas de amplitud finita con posteriores aproximaciones de orden -

superior. Su validez, especialmente las de tercer y cuarto orden, es muy ajustada para la reproducción del oleaje en mar profundo.

Para profundidades reducidas, todas las teorías vistas anteriormente no son válidas. La influencia del fondo del océano sobre el perfil de la onda y el movimiento de las partículas no ha sido contemplada en ellas. Dentro de las teorías que se han desarrollado y que reflejan con validez suficiente el fenómeno ondulatorio en profundidades reducidas merece destacarse, la teoría de la onda cnoidal, desarrollada por Korteweg y De Vries a finales del siglo pasado. Su principal dificultad es de orden práctico, ya que su utilización requiere el uso de tablas y ábacos.

En el límite de la teoría cnoidal, cuando se acerca la rotura del oleaje, la teoría de la onda solitaria ofrece una aproximación aceptable siendo además de empleo sencillo.

II.1.2 CLASIFICACION DE LOS DIVERSOS TIPOS DE ONDAS

La clasificación de los diversos tipos de ondas se puede hacer atendiendo a los distintos parámetros que las caracterizan:

a) Según el movimiento de las partículas:

Se distinguen tres tipos.

- a.1) Oscilatorias: Si el movimiento de la partícula líquida describe órbitas cerradas; por ejemplo, trocoidal.

- a.2) Cuasi-oscilatorias: Si las órbitas descritas no son cerradas produciéndose un ligero movimiento en algún sentido.
- 2.3) De traslación: Si el movimiento neto de la partícula consiste en una traslación. Una ola que rompe es un claro ejemplo de este tipo. (Teoría de la onda solitaria).

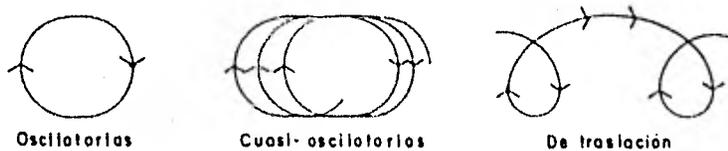


Figura II.1. Movimiento de las partículas de agua al paso de las ondas.

- b) Según el período de las ondas.

Walter H. Munk efectuó una clasificación conveniente de las olas, tomando como base su período, el cual se define como el tiempo que transcurre durante el paso de dos crestas o valles consecutivos de las ondas. Dicha clasificación se muestra en la tabla II.1.

TABLA II.1.- CLASIFICACION DE ONDAS SEGUN SU PERIODO

T I P O	PERIODO	C O N C E P T O
b.1) Olas Capilares	Menor de 0.1 seg.	La porción del espectro se ve afectada más por la tensión superficial que por la gravedad. Su velocidad se incrementa con la disminución del período y de la longitud de la ola; siempre excede a - 23 cm/seg.
b.2) Olas de ultra-gravedad y Olas de gravedad ordinaria	De 0.1 a 1 seg. De 1 a 30 seg.	Su origen está en el viento que es el que las genera y las hace crecer por 2 razones: 1) Existe un exceso de presión en el lado donde el viento actúa sobre la ola y una disminución del lado contrario. 2) Existe un empuje tangencial sobre la superficie del agua, suponiendo que las olas tienen transporte de masa, de acuerdo con la teoría irrotacional.
b.3) Olas de Infragravedad	De 30 seg a 5 min	Son olas de pequeña amplitud y período de algunos minutos. Su formación puede ser debida a una especie de oscilación del rompimiento de una ola. Cuando viajan hacia el mar estas olas de períodos grandes son afectadas por la topografía del fondo de la plataforma continental. Williams y Eckart (1951) demostraron que estas olas pueden invertir la marcha y dirigirse de nuevo a la playa, debido a que al llegar a aguas abismales se refleja la ola. Es posible que los "Seiches" (fenómenos de resonancia dentro de vasos) sean producto de este tipo de oscilaciones.

CONTINUACION TABLA II.1.

T I P O	PERIODO	C O N C E P T O
b.4) Olas de Largo período	De 5 min a 12 hrs.	<p>Estas tienen generalmente un origen sísmico; su período es de 15 a 20 minutos y en comparación -- con las olas de infragravedad éstas tienen una amplitud considerable y su efecto se hace sentir a millares de kilómetros del sismo máximo.</p> <p>La mayoría de los grandes terremotos ocurren bajo el Pacífico, este océano ha sido escenario de muchas olas gigantes llamadas por los japoneses "Tsunami", que significa ola generada por un sismo. La velocidad de propagación de estas olas en el Pacífico es de unos 720 km/hora.</p>
b.5) Mareas Ordinarias.	De 12 a 24 horas	<p>Son causadas por la atracción del sol y la luna, siendo la acción de la luna 2.18 veces la acción del sol, ya que los factores que intervienen son las masas de los dos cuerpos celestes y sus distancias a la tierra.</p>
b.6) Transmarea	De 24 horas ó más	<p>Existen variaciones en los niveles del agua, que parecen obedecer a ciclos climáticos o a otras -- componentes de las mareas solares y lunares y a factores meteorológicos, a la que se ha denominado anteriormente y, que todavía sigue oscuro en el espectro.</p>

- c) Según la amplitud de las ondas.
 - c.1) De amplitud finita.- Son aquellas en las que la relación entre la altura y longitud de la ola es mayor que la resultante en el límite siguiente.
 - c.2) De amplitud pequeña.- Son aquellas en las que su altura es pequeña con respecto a su longitud.
- d) Según la acción del agente generador.
 - d.1) Ondas libres.- Son producidas por un impulso instantáneo que desplazará a uno y otro lado de la posición de equilibrio de las partículas, oscilando libremente. Al no existir ninguna fuerza exterior que mantenga este movimiento, la pérdida de energía por fricción dará lugar a que la amplitud de la oscilación decrezca con el tiempo según una ley exponencial.
 - d.2) Ondas forzadas.- Son producidas por una fuerza exterior que experimenta variaciones periódicas. Como ejemplo se pueden citar las mareas.
- e) Según las órbitas de las partículas de agua.
 - e.1) Ondas progresivas.- Se caracterizan porque las partículas de agua situadas a la misma profundidad, en un lapso de tiempo definido, describen la misma órbita cerrada, y -

su fase está retrazada en la dirección de propagación. Un ejemplo de estas ondas es el fenómeno que tiene lugar cuando se arroja una piedra sobre la superficie tranquila del agua contenida en un estanque. En este caso, las partículas transmiten el movimiento, unas a otras, por viscosidad.

- e.2) Ondas estacionarias.- En estas ondas las partículas no se mueven en órbitas cerradas. En los puntos nodales tienen lugar los mayores desplazamientos horizontales mientras que los verticales no existen. Este tipo de ondas dan la impresión de poseer un movimiento de balanceo alrededor de los nodos. A diferencia de las ondas progresivas, la fase es la misma para todas las partículas, por lo que estas ondas estacionarias se muestran como el resultado de la superposición de dos ondas progresivas de la misma frecuencia y amplitud, que se propagan en la misma dirección pero con sentidos opuestos.

f) Según la forma de la superficie libre.

- f.1) Ondas senoidales.- Son las que se encuentran fuera de la zona de generación del oleaje y se caracterizan por una baja amplitud.
- f.2) Ondas trocoidales.- Se presentan en la zona de generación del oleaje y se caracterizan por conformar valles aplanados a seme-

janza de una onda trocoidal.

- g) Según los desplazamientos que siguen las partículas
- g.1) De Oscilación Pura.- Se caracterizan cuando las componentes horizontales de los movimientos y velocidades de las partículas disminuyen conforme se profundiza. En la superficie son máximos y en el fondo son nulos. Esta condición se cumple para el caso en donde se presenta una profundidad finita.
 - g.2) De Translación Pura.- Su característica esencial es que la componente horizontal del movimiento es constante a lo largo de una vertical, desde la superficie hasta el fondo. Se presenta este tipo de ondas, cuando la profundidad es muy pequeña en relación con la semilongitud de onda. En este caso la componente vertical del movimiento en cada punto es muy pequeña o despreciable, en relación con la horizontal.
- h) Según la situación del oleaje respecto a la zona de generación.

Dentro de las ondas de gravedad, se puede establecer otra clasificación distinguiendo si se encuentra o no dentro de la zona de generación.

...

- h.1) Oleaje Local (SEA).- Cuando el oleaje esta dentro de la zona de generaci3n del mismo, bajo la influencia del viento con un aspecto general del oleaje ca3tico, con forma irregular, direcciones m3ltiples y per3odos cortos.
- h.2) Oleaje Distante (SWELL).- Las olas de este tipo son las que han salido de la zona de generaci3n y presentan, por lo general, per3odos mayores, crestas largas, caracter3sticas mejor definidas y direcci3n de avance identificable.

II.1.3 TERMINOLOGIA

Previo a la descripci3n de las diversas Teor3as de las Ondas, resulta conveniente presentar las notaciones y definiciones relacionadas con estas teor3as.

Las olas presentan una convexidad hacia la superficie que se alza sobre el nivel de reposo del mar y se le denomina "cresta" precedida y seguida por una concavidad, por debajo del nivel medio, que se denomina "valle".

La distancia entre dos crestas o dos valles consecutivos se llama "longitud de onda" y se representa por "L".

El desnivel o diferencia de altura entre cresta y valle precedente, se llama "altura de ola" con notaci3n "H".

El tiempo transcurrido entre el paso de dos crestas o dos valles consecutivos se llama "per3odo" y se representa por "T".

La relación entre la longitud de onda y el período, es decir, la velocidad de propagación se denomina "celeridad" representándose por "c"

La distancia vertical entre el lecho del mar y la superficie del mar en reposo se denomina "profundidad" y se representa por "d".

La relación existente entre la altura de ola y la longitud de la ola, se llama "esbeltez" (H/L).

La amplitud de la ola se define como un medio de la altura de la ola y se representa por "a" ($a = H/2$).

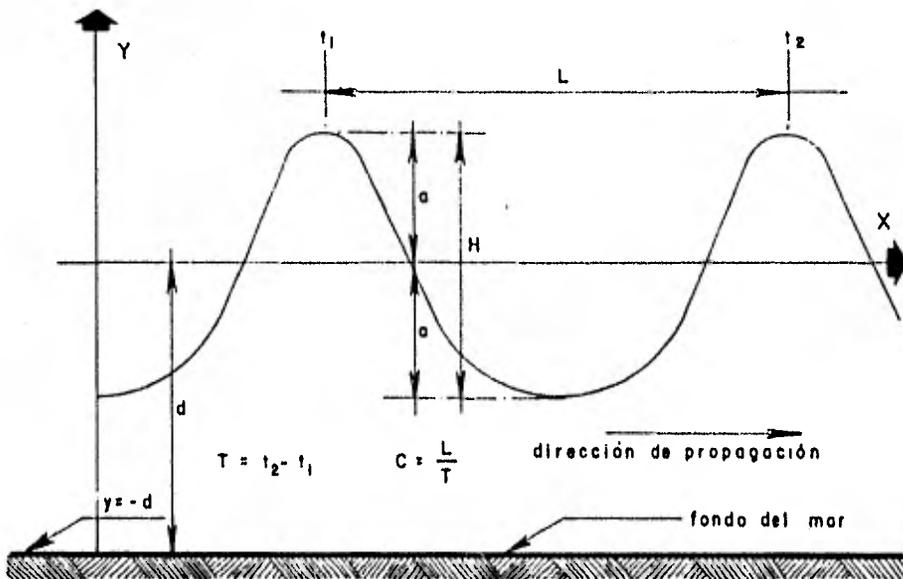


Fig. II.2.- REPRESENTACION GRAFICA DE LA ONDA.

II.1.4 TEORIAS

II.1.4.1 ELEMENTOS DE HIDROMECANICA

En esta sección se realizará un breve repaso sobre los elementos de un fluido ideal o teoría del flujo potencial que servirá de apoyo en el desarrollo de las teorías del oleaje.

Ecuación de Continuidad

Todo flujo debe satisfacer la ecuación de continuidad, trátase de un fluido viscoso ó ideal. Los fluidos son continuos en espacio y tiempo, lo que significa que no contienen vacíos y la masa no se crea ni se destruye.

Consideremos un volumen de control ($\Delta X \Delta Y \Delta Z$) que se muestra en la figura No. II.3 el cual se encuentra fijo en el espacio y en el tiempo.

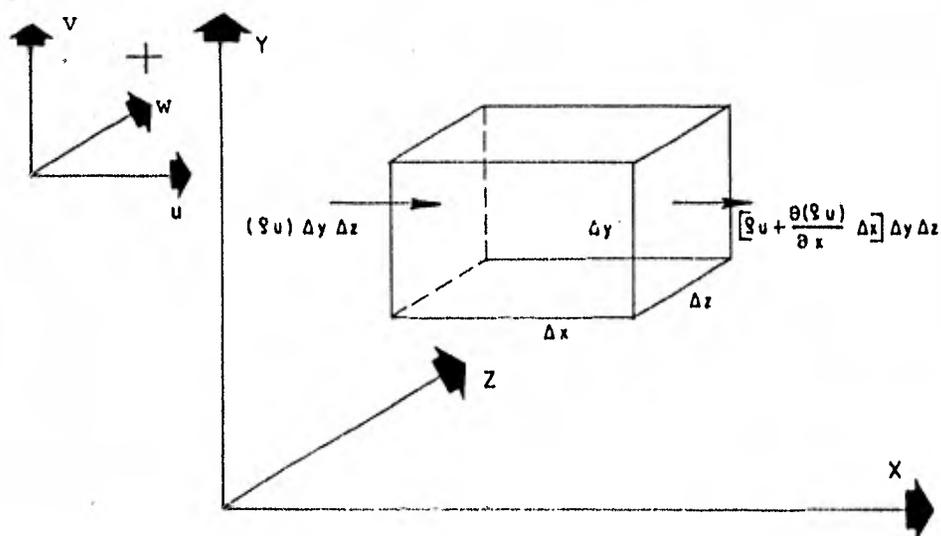


FIG. II.3.- VOLUMEN DE CONTROL.

Un fluido con componentes de velocidad u , v y w con densidad, ρ , se mueve a través de la región definida por las coordenadas X , Y y Z (incluyendo el volumen de control). Inicialmente la velocidad del flujo y la densidad del fluido se suponen que son dependientes en tiempo y espacio. La masa del fluido que pasa a través de una cierta área en la unidad de tiempo es igual al producto de la densidad del fluido (masa/unidad de volumen), por la velocidad normal al área por la que pasa. Por lo tanto, la masa neta del flujo en la dirección de X es:

$$(\rho u) \Delta y \Delta z - \left[\rho u + \frac{\partial(\rho u)}{\partial x} \Delta x \right] \Delta y \Delta z = - \left[\frac{\partial(\rho u)}{\partial x} \Delta x \right] \Delta y \Delta z$$

De manera similar, para las direcciones coordenadas Y y Z :

$$(\rho v) \Delta x \Delta z - \left[\rho v + \frac{\partial(\rho v)}{\partial y} \Delta y \right] \Delta x \Delta z = - \left[\frac{\partial(\rho v)}{\partial y} \Delta y \right] \Delta x \Delta z$$

$$(\rho w) \Delta x \Delta y - \left[\rho w + \frac{\partial(\rho w)}{\partial z} \Delta z \right] \Delta x \Delta y = - \left[\frac{\partial(\rho w)}{\partial z} \Delta z \right] \Delta x \Delta y$$

La suma de esos flujos netos dentro del volumen de control debe ser igual a la cantidad de masa que se acumula en el volumen de control, o sea:

$$\frac{\partial(\rho \Delta x \Delta y \Delta z)}{\partial t}$$

Por lo tanto, debido a que el volumen de control es fijo:

$$- \left[\frac{\partial(\rho u)}{\partial x} \right] \Delta x \Delta y \Delta z - \left[\frac{\partial(\rho v)}{\partial y} \right] \Delta y \Delta x \Delta z - \left[\frac{\partial(\rho w)}{\partial z} \right] \Delta z \Delta x \Delta y$$

O lo que es lo mismo:

$$\frac{\partial(\rho u)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho w)}{\partial z} + \frac{\partial \rho}{\partial t} = 0 \quad \dots (2.1)$$

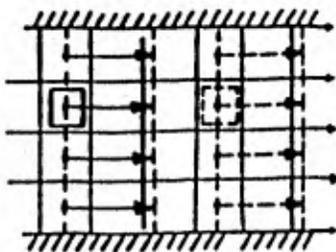
Esta ecuación es la denominada ecuación general de continuidad.

Para flujo incomprensible y permanente la ecuación - será:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad \dots \dots \dots (2.2)$$

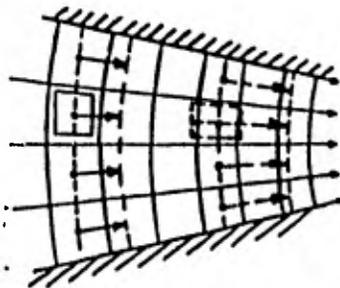
Movimiento Rotacional e Irrotacional

Una partícula de fluido se puede trasladar, distorsionar y/o girar mientras está en movimiento, según se muestra en la figura II.4.



Translación; no existe distorsión ni rotación.

Translación y distorsión no existe rotación.



Translación y rotación.

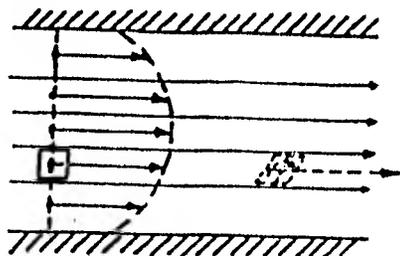


Figura II.4.- Movimiento Rotacional e Irrotacional.

Las fuerzas de presión y gravitacional únicamente -- pueden provocar que un fluido se translade y distorcione, siendo necesario una fuerza tangencial de tal manera que produzca rotación. Por ello, los movimientos generados por las fuerzas de presión y gravitacional con un pequeño efecto de esfuerzos cortantes son esencialmente irrotacionales. Una ola superficial gravitacional en un tanque en el que se pueda generar oleaje por medio de un pistón o un batidor se convierte en un movimiento irrotacional con excepción de la zona cercana a las paredes donde existe un esfuerzo cortante y el flujo es rotacional. Como una ola es generada en el mar por el viento que transmite una fuerza tangencial, el flujo es rotacional, sin embargo, al alejarse el oleaje de la zona de generación se transforma en irrotacional. La teoría del flujo potencial o irrotacional se utilizará para deducir las ecuaciones que describen la cinemática de las ondas y se relaciona con los campos de presión. El hecho de que un fluido es real y tiene viscosidad no invalida las ecuaciones para movimiento irrotacional. Una analogía para explicar el movimiento de una partícula en un oleaje irrotacional son los asientos de la "Rueda de la Fortuna", mientras que la rueda completa una vuelta, los asientos se trasladan pero no giran.

Para cuantificar la rotación de una partícula de un fluido consideremos la figura II.5, en la cual un elemento de fluido se translada de la posición A a la posición B.

Definamos la rotación alrededor de el eje Z como ω_z y representa el promedio de la velocidad angular de dos líneas mutuamente perpendiculares en el plano X-Y.

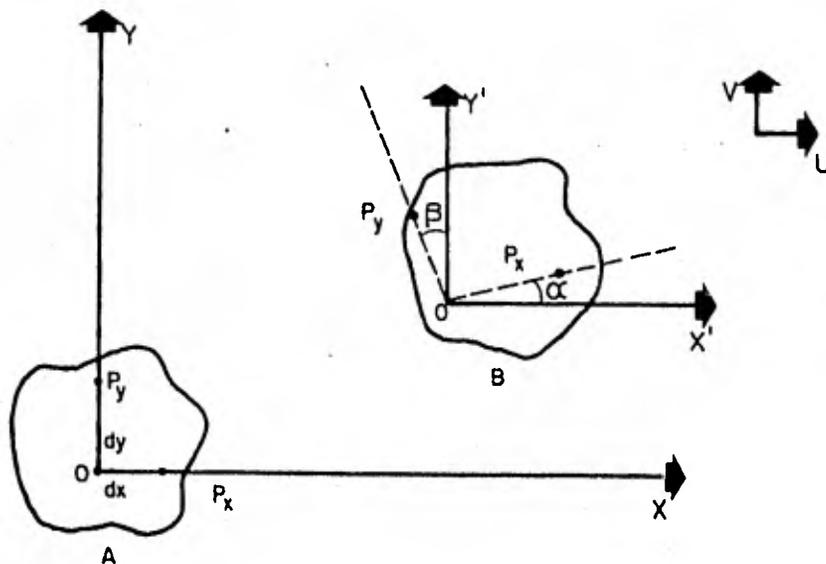


Figura II.5.- Rotación de una partícula.

Por lo tanto:

$$\omega_z = \frac{1}{2} (\omega_\alpha + \omega_\beta)$$

$$\omega_\alpha = \frac{v_{Px}}{x_P} = \frac{\frac{\partial v}{\partial x} x_P}{x_P} = \frac{\partial v}{\partial x}$$

$$\omega_\beta = \frac{U_{Py}}{y_P} = \frac{-\frac{\partial u}{\partial x} y_P}{y_P} = -\frac{\partial u}{\partial x}$$

y:

$$\omega_z = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} \right) \dots \dots \dots (2.3.a)$$

También:

$$\omega_x = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right) \dots \dots \dots (2.3.b)$$

$$\omega_y = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial x} \right) \dots \dots \dots (2.3.c)$$

En un movimiento irrotacional $\omega_z = \omega_x = \omega_y = 0$

Por lo tanto:

$$\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} = 0 ; \frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} = 0 ; \frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial x} = 0 \dots \dots (2.4)$$

Función de Corriente

El concepto de función de corriente es conveniente - en la definición de flujos rotacionales o irrotacionales en dos dimensiones. Definiendo una función escalar, ψ , en el espacio y tiempo que tiene diferente valor constante a lo largo de cada línea de corriente, encontramos que la diferencia en el valor de ψ entre varias líneas de corriente es igual al gasto que pasa entre esas líneas. Por lo tanto para flujo uniforme bidimensional:

$$\psi = f(x, y)$$

$$Q = d\psi = \frac{\partial \psi}{\partial x} dx + \frac{\partial \psi}{\partial y} dy \dots \dots \dots (2.5)$$

También, de la figura II.6 aplicando la ecuación de continuidad:

$$Q = u dy + (-v dx) \dots \dots \dots (2.6)$$

Comparando las ecuaciones (2.5) y (2.6) tenemos:

$$u = \frac{\partial \Psi}{\partial y} \dots \dots (2.7.a)$$

y:

$$v = -\frac{\partial \Psi}{\partial x} \dots \dots (2.7.b)$$

Las ecuaciones (2.7) pueden verificarse sustituyendo - en la ecuación de continuidad bidimensional, resultando:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0$$

Lo que resulta:

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x \partial y} - \frac{\partial^2 \Psi}{\partial y \partial x} = 0$$

Como $\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x \partial y}$ es idéntico a $\frac{\partial^2 \Psi}{\partial y \partial x}$, las ecuaciones (2.7) cumplen con los requisitos de continuidad.

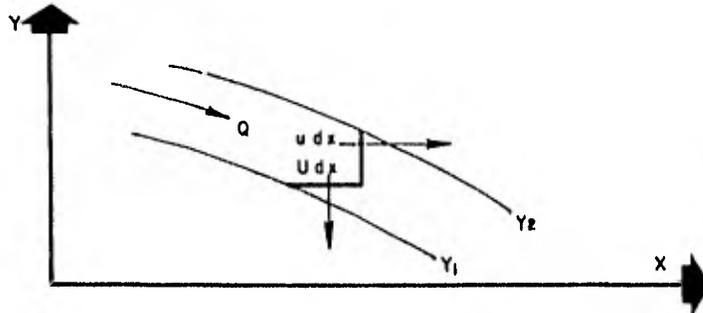


Figura II.6.- Gasto entre dos Líneas.

Si se requiere que adicionalmente el flujo sea irrotacional, sustituyendo las ecuaciones (2.7) en la ecuación (2.4) tendremos:

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Psi}{\partial y^2} = 0 \dots \dots (2.8)$$

A la cual se le denomina Ecuación de Laplace en la forma bidimensional. Por lo tanto, todo flujo que satisface la ecuación de Laplace será irrotacional.

Para ciertas condiciones de frontera habrá muchas líneas de flujo posibles (líneas ψ) pero únicamente una de ellas cumplirá con la ecuación (2.8) y será irrotacional.

Función Potencial de Velocidad

La función potencial de velocidad, ϕ , es también una función escalar en el tiempo y espacio, pero a diferencia de la función corriente, únicamente existe cuando se presenta flujo irrotacional.

Cuando igualamos a unas series de constantes las -- ecuaciones de unas series de velocidad potencial, se obtienen dichas líneas. Las líneas ϕ son perpendiculares a las líneas ψ y un único conjunto de líneas ϕ es posible obtener para unas ciertas condiciones de frontera.

Por lo tanto, definiendo:

$\phi = f(X, Y, Z, t) = \text{constante}$ a lo largo de las líneas equipotenciales y:

$$u = \frac{\partial \phi}{\partial x} \quad \dots \dots (2.9.a)$$

$$v = \frac{\partial \phi}{\partial y} \quad \dots \dots (2.9.b)$$

$$w = \frac{\partial \phi}{\partial z} \quad \dots \dots (2.9.c)$$

Si sustituimos las ecuaciones (2.9a) y (2.9b) en la ecuación (2.4) para cumplir con los requerimientos de flujo irrotacional, tendremos:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial y} - \frac{\partial^2 \phi}{\partial y \partial x} = 0$$

Lo que indica, como se mencionó anteriormente, que la existencia de ϕ significa flujo irrotacional.

Al sustituir las ecuaciones (2.9a) y (2.9b) en la ecuación de continuidad (bidimensional) tendremos:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = 0 \quad \dots \dots (2.10)$$

Que es la ecuación de Laplace. Por lo tanto las líneas ϕ y las líneas ψ que satisfacen la ecuación de Laplace, para ciertas condiciones de frontera, también cumplirán la continuidad y los requerimientos de la irrotacionalidad. Al desarrollar la teoría de ondas de gravedad estableceremos las condiciones de frontera y encontraremos la ecuación de la función potencial de velocidad que satisface esas condiciones de frontera y la ecuación de Laplace.

Ecuaciones de Movimiento

Consideremos un fluido que pasa a través de un volumen de control de dimensiones dx , dy y dz , como se muestra en la figura N° II.6, el cual se encuentra bajo los efectos de las fuerzas de cuerpo y superficie.

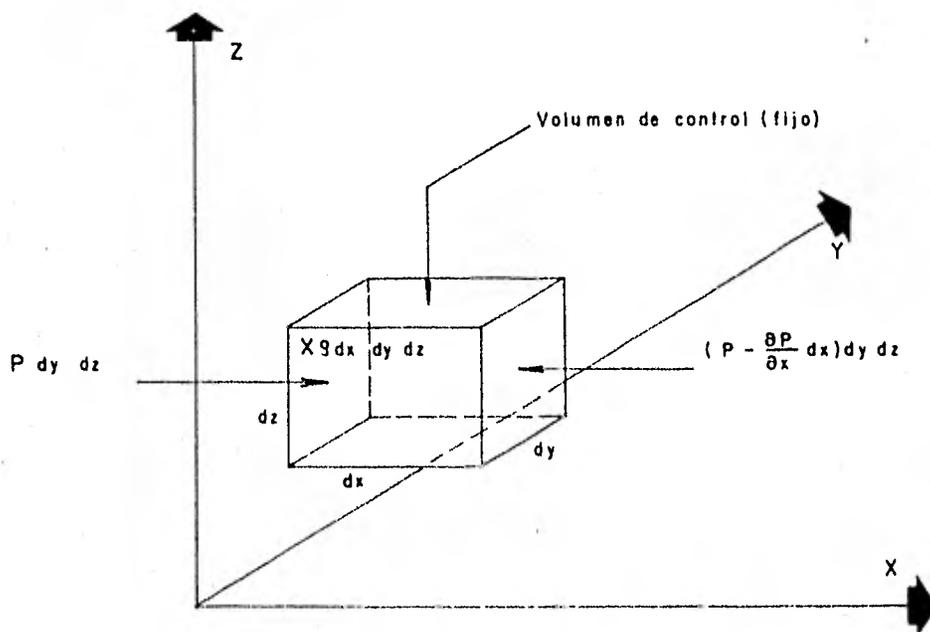


Figura II.6.a .- Volumen de Control.

Si el flujo es irrotacional o el fluido es ideal, -- las fuerzas viscosas se pueden despreciar. Si la tensión superficial también se desprecia, entonces las únicas -- fuerzas que actúan será la fuerza superficial debida a la presión, p . Las fuerzas de cuerpo por unidad de masa -- del fluido, particularmente las debidas al campo gravitacional y aceleración de Coriolis, actuarán en el centro de de la masa y se denominarán por X , Y , Z .

Como la velocidad es una función de la posición y el tiempo, entonces:

$$u = f(x, y, z, t)$$

Por lo tanto:

$$du = \frac{\partial u}{\partial x} dx + \frac{\partial u}{\partial y} dy + \frac{\partial u}{\partial z} dz + \frac{\partial u}{\partial t} dt$$

La aceleración en la dirección de X será:

$$A_x = \frac{du}{dt}$$

Entonces:

$$A_x = \frac{\partial u}{\partial x} \frac{dx}{dt} + \frac{\partial u}{\partial y} \frac{dy}{dt} + \frac{\partial u}{\partial z} \frac{dz}{dt} + \frac{\partial u}{\partial t} \frac{dt}{dt}$$

Lo que es igual:

$$A_x = \underbrace{\frac{\partial u}{\partial x} u + \frac{\partial u}{\partial y} v + \frac{\partial u}{\partial z} w}_{\text{Aceleración Convectiva.}} + \underbrace{\frac{\partial u}{\partial t}}_{\text{Aceleración Local}} \dots (2.11)$$

Al aplicar la Segunda Ley de Newton ($\Sigma F_x = MA_x$), al volumen de control mostrado en la figura II.6 tenemos:

$$P dy dz - (P + \frac{\partial P}{\partial x} dx) dy dz + X \rho dx dy dz = \rho dx dy dz A_x$$

Donde ρ es la densidad del fluido (masa/volumen).

Dividiendo entre la masa del volumen de control -- ($\rho dx dy dz$) e insertando el término completo de la aceleración, se obtiene la ecuación de Euler de movimiento en la dirección de X.

$$X - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} = u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial t} \dots (2.12.a)$$

De manera similar en las direcciones

$$Y - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial y} = u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial v}{\partial t} \dots (2.12b)$$

$$Z - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial z} = u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial t} \dots (2.12c)$$

Ecuación de Bernoulli

Consideremos la ecuación de Euler en la dirección de X (ecuación 2.12a) y supongamos que la única fuerza de cuerpo que actúe sea la debida al campo gravitacional. Si la dirección h sigue la vertical y es positiva hacia arriba, entonces la fuerza gravitacional por unidad de masa en la dirección de h será igual a $-g$ (-9.81 m/seg^2).

La componente en la dirección de x será como se muestra en la figura II.7, con valor:

$$x = -g_x = -g \frac{dh}{dx}$$

$$X - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} = u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial t} \dots (2.12.a)$$

De manera similar en las direcciones

$$Y - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial y} = u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial v}{\partial t} \dots (2.12b)$$

$$Z - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial z} = u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial t} \dots (2.12c)$$

Ecuación de Bernoulli

Consideremos la ecuación de Euler en la dirección de x (ecuación 2.12a) y supongamos que la única fuerza de cuerpo que actúe sea la debida al campo gravitacional. Si la dirección h sigue la vertical y es positiva hacia arriba, entonces la fuerza gravitacional por unidad de masa en la dirección de h será igual a $-g$ (-9.81 m/seg^2).

La componente en la dirección de x será como se muestra en la figura II.7, con valor:

$$X = -g_x = -g \frac{dh}{dx}$$

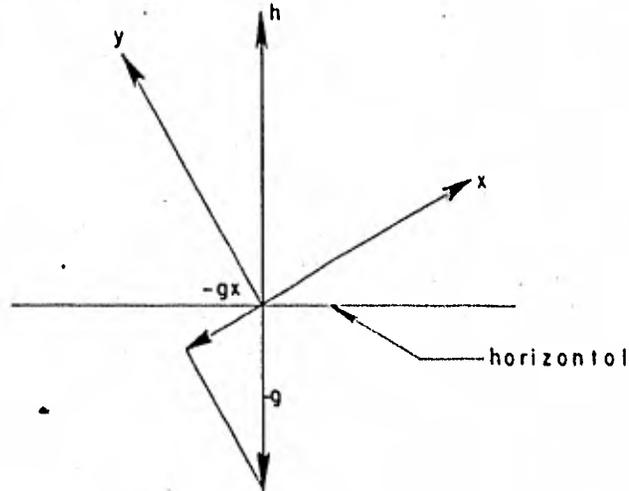


Figura II.7 .- Diagrama de Fuerzas

Por lo tanto:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -\left(\frac{\partial p}{\rho \partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x}\right) = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial (p + \gamma h)}{\partial x} \quad \dots (2.13)$$

Donde γ es el peso específico del fluido (kg/m^3). Si el flujo es irrotacional:

$$\frac{\partial u}{\partial y} = \frac{\partial v}{\partial x} \quad \text{y} \quad \frac{\partial u}{\partial z} = \frac{\partial w}{\partial x}$$

Entonces:

$$-\frac{1}{\rho} \frac{\partial (p + \gamma h)}{\partial x} = \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial x} + w \frac{\partial w}{\partial x} \quad ,$$

$$-\frac{1}{\rho} \frac{\partial (p + \gamma h)}{\partial x} = \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{u^2 + v^2 + w^2}{2} \right) \quad ,$$

Finalmente

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial (\rho + \gamma h)}{\partial x} = \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{q^2}{2} \right) \dots (2.14)$$

Donde q es la velocidad cuyas componentes son u, v y w .

Puesto que $u = \frac{\partial \phi}{\partial x}$, entonces:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial \phi}{\partial t} \right)$$

La ecuación (2.14) también se puede escribir de la siguiente manera:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{q^2}{2} + \frac{p}{\rho} + \rho h + \frac{\partial \phi}{\partial t} \right) = 0 \dots (2.15a)$$

Y para las direcciones restantes, de manera similar:

$$\frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q^2}{2} + \frac{p}{\rho} + \rho h + \frac{\partial \phi}{\partial t} \right) = 0 \dots (2.15b)$$

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{q^2}{2} + \frac{p}{\rho} + \rho h + \frac{\partial \phi}{\partial t} \right) = 0 \dots (2.15c)$$

Integrando las ecuaciones (2.15) y considerando ρ - constante, tenemos:

$$\frac{q^2}{2} + \frac{P}{\rho} + gh + \frac{\partial \phi}{\partial t} = F_1(y, z, t),$$

$$\frac{q^2}{2} + \frac{P}{\rho} + gh + \frac{\partial \phi}{\partial t} = F_2(x, z, t),$$

$$\frac{q^2}{2} + \frac{P}{\rho} + gh + \frac{\partial \phi}{\partial t} = F_3(x, y, t)$$

Puesto que los elementos de los miembros izquierdos de las ecuaciones anteriores son iguales, entonces los miembros derechos deben ser también iguales. Asimismo todos los términos de los miembros derechos no contienen X, Y y Z, además de ser independientes de X, Y y Z. Podemos escribir la siguiente simple ecuación:

$$\frac{q^2}{2} + \frac{P}{\rho} + gh + \frac{\partial \phi}{\partial t} = F(t) \dots (2.16)$$

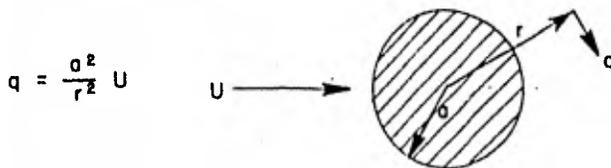
Donde $F(t)$ puede ser una constante. La ecuación --- (2.16) es la ecuación general de Bernoulli para flujo no uniforme, incomprensible e irrotacional. Esta ecuación será de utilidad al establecer las condiciones de frontera en el desarrollo de las teorías del oleaje así como en la determinación del campo de presión en el oleaje.

Masa Virtual

La fuerza necesaria para acelerar un cuerpo sólido - en el vacío es igual a la masa del cuerpo, M_c , por la ace

leración. Si el cuerpo está sumergido en un fluido, la fuerza debe vencer el arrastre del fluido en el cuerpo y la fuerza debe acelerar la masa de fluido puesta en movimiento por el cuerpo. La masa de fluido puesta en movimiento es conocida con el nombre de masa virtual ó masa agregada. La masa virtual depende del tamaño, forma y orientación del cuerpo.

Consideremos el flujo bidimensional que se presenta cuando un cilindro de diámetro $2a$, se mueve a través de un fluido en reposo y de dimensiones infinitas. Para la velocidad del cilindro, U , la velocidad del fluido en cualquier punto, q , está dada por:



Donde, r , es la distancia radial desde el centro del cilindro al punto en cuestión.

La energía cinética, KE , de el fluido puesto en movimiento será la siguiente:

$$KE = \frac{1}{2} \int_a^{\infty} q^2 dM$$

$$KE = \frac{1}{2} \int_a^{\infty} q^2 \rho 2\pi r dr$$

$$KE = \frac{1}{2} \rho \pi a^2 U^2 \dots \dots (2.17)$$

La ecuación (2.17) indica que la masa de fluido puesta en movimiento o masa agregada es igual a la masa de fluido desplazada por el cuerpo, M' . Por lo tanto, la masa total acelerada se puede escribir como $M_c + kM'$ donde k es el coeficiente de masa agregada y es igual a la unidad. Para una esfera, $k = 0.5$ y para un cubo, $k = 0.67$.

Por lo tanto, la energía cinética total KE_T de el cuerpo y fluido es:

$$KE_T = \frac{1}{2} (M_c + k M') U^2$$

De la ley de conservación de la energía, el trabajo realizado por el sistema debe ser igual al incremento en energía cinética del sistema, ó sea:

$$(F - F_D)U = \frac{d(KE_T)}{dt} = \frac{1}{2} (M_c + k M') \frac{d(U^2)}{dt}$$

Donde:

F = Fuerza aplicada

F_D = Fuerza instantánea de arrastre del fluido --
($\frac{1}{2} C_D \rho A U^2$).

La ecuación anterior se puede escribir:

$$F = \frac{1}{2} C_D \rho A U^2 + (\rho_c + k \rho) V_c \frac{dU}{dt} \quad \dots \dots (2.18)$$

Donde:

ρ_c = Densidad del cuerpo

V_c = Volumen del cuerpo

- C_D = Coeficiente de arrastre
- A = Area de la sección transversal del cuerpo, normal al flujo.

Consideremos que el cuerpo esté fijo y que el flujo-acelerado pase al mismo debido a un gradiente de presión en el fluido, tal como se muestra en la figura (II.9):

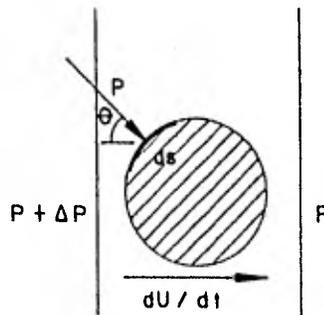


Figura II.9 .- Fuerza de Arrastre sobre un Cuerpo.

La fuerza total en el cuerpo es:

$$F = \frac{1}{2} C_D \rho A U^2 + \kappa \rho V_c \frac{dU}{dt} + \int p \cos \theta ds \dots (2.19)$$

Donde el término de masa virtual es como se encontró anteriormente. El gradiente de presión que acelera el fluido también aplica una fuerza de presión neta en el cilindro y éste tiene por valor el que se muestra como tercer término del miembro derecho de la ecuación (2.19).

Esto debe acelerar una masa de fluido igual a la que es desplazada por el cilindro. Entonces:

$$\int p \cos \theta ds = \rho V_c \frac{dU}{dt}$$

Y la ecuación (2.19) se puede escribir de la siguiente manera:

$$F = \frac{1}{2} C_D \rho A U^2 + (1+k) \rho V_c \frac{dU}{dt} \dots (2.20)$$

El término $(1+k)$ se le denomina coeficiente de masa, C_m , y la ecuación (2.20), cuando se aplica a fuerzas de oleaje sobre estructuras se le conoce con el nombre de Ecuación de Morison.

II.1.4.2 TEORÍA LINEAL DE LA ONDA GRAVITACIONAL.

En esta sección se deducen las ecuaciones básicas para ondas libres de gravedad bidimensionales. Las ecuaciones que controlan el movimiento del oleaje son linealizadas restringiendo nuestra atención a ondas de pequeña amplitud. También, únicamente consideremos movimiento periódico del oleaje.

Para desarrollar la teoría lineal del oleaje aceptamos las siguientes consideraciones:

1. El fluido es homogéneo e incompresible y las fuerzas de tensión superficial son despreciables. Esto implica que no afectan al flujo las ondas gravitacionales internas o acústicas y además las olas superficiales se consideran mayores de tamaño con respecto a aquellas en donde los efectos de capilaridad son importantes (longitud de onda mayor de más o menos 3 cm).
2. El flujo es irrotacional. Esto es, que no existe esfuerzo cortante ni en la superficie libre del agua -

ni en el fondo. El oleaje que se encuentre bajo los efectos del viento (como generador o amortiguador) - no es considerado y el fluido resbala libremente sobre el fondo y otras superficies sólidas. También - se desprecian los efectos de la rotación de la tierra (es decir la aceleración de Coriolis), limitando los períodos de oleaje a un máximo de alrededor de - dos horas.

3. El fondo no se mueve, es impermeable y horizontal. - Por lo tanto, el fondo no añade o toma energía del - flujo y no refleja la energía del oleaje. Si la - pendiente del fondo es pequeña, es posible aplicar - las teorías del oleaje que se desarrollarán posterior-
mente.
4. La presión en la superficie libre es constante. Es - decir, no se considera la presión provocada por el - viento y es despreciable la diferencia de presión hi-
drostática debida a diferentes elevaciones.
5. La amplitud del oleaje es pequeña comparada con la - longitud y el tirante. Como las velocidades de una - partícula están relacionadas con la amplitud - - -
y la velocidad de translación del oleaje (celeri-
dad) se relaciona con el tirante y la longitud del-
oleaje, esto implica que las velocidades de la par-
tícula son pequeñas comparadas con la celeridad.-
Esta consideración, la más restrictiva, nos permite
linearizar las ecuaciones de orden superior y obtener
soluciones más fáciles. Las teorías del oleaje de -
orden superior permiten una mayor flexibilidad en es-
ta consideración. Esto implica que la aplicación de-
la teoría lineal del oleaje se limite a aguas bajas-

y cerca de la rompiente donde las velocidades de las partículas son cercanas a la celeridad del oleaje.

Desarrollo de las Ecuaciones Básicas

La posición de una partícula, en cualquier instante, durante su movimiento orbital se representa por las coordenadas ξ, η cuya referencia es el centro de la órbita. Las componentes de velocidad en cualquier instante son u, v y la elevación de la superficie de agua arriba del nivel de reposo (eje X) en cualquier punto esta representado por Y_s .

Supongamos que el perfil de la superficie libre del agua está dado por la siguiente ecuación:

$$Y_s = \frac{H}{2} \cos 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \dots \dots (2.21)$$

O lo que es lo mismo:

$$Y_s = \frac{H}{2} \cos (Kx - \sigma t)$$

Donde:

$$K = \frac{2\pi}{L} \quad (\text{número de oleaje})$$

$$\sigma = \frac{2\pi}{T} \quad (\text{frecuencia angular del oleaje})$$

En la figura N° II.10 se muestran los resultados de comparar los resultados teóricos y mediciones en el labo-

ratorio para aguas relativamente profundas. En aguas --- bajas no es muy cercana la aproximación entre la teoría y mediciones directas en el laboratorio. Al analizar el -- oleaje irrotacional de amplitud finita se tratará con mayor detalle un mayor rango de condiciones.

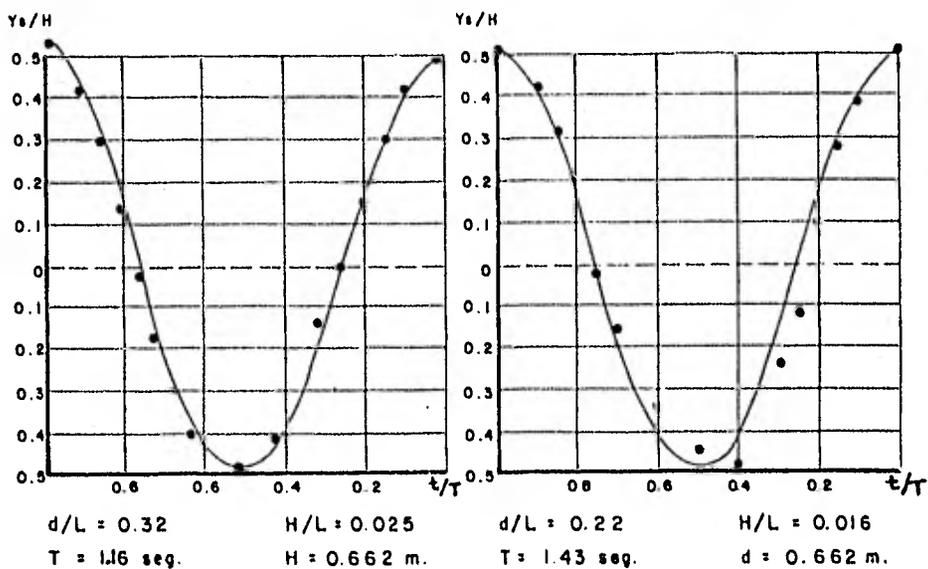


Figura II.10 .- Gráfica de Resultados

Buscamos definir las condiciones de frontera y encontrar una solución a la ecuación de Laplace (2.10) que satisfaga dichas condiciones de frontera.

En el fondo ($Y = -d$)

$$v = \frac{\partial \phi}{\partial y} = 0$$

Debido a que no existe flujo perpendicular al fondo horizontal. Si incorporamos $F(t)$ en la definición de ϕ ,

la ecuación de Bernoulli para flujo bidimensional (2.16) se convierte en:

$$\frac{1}{2} (u^2 + v^2) + gy + \frac{P}{\rho} + \frac{\partial \phi}{\partial t} = 0$$

Entonces linearizamos esta ecuación suponiendo que las componentes de la velocidad (u^2 y v^2) son lo suficientemente pequeñas para despreciarse. Entonces:

$$\frac{P}{\rho} + gy + \frac{\partial \phi}{\partial t} = 0 \quad \dots \dots (2.22)$$

En la superficie la presión es cero, por lo tanto:

$$y = y_s = -\frac{1}{g} \frac{\partial \phi}{\partial t}$$

Lo anterior define las condiciones de frontera en $y = y_s$ lo cual es aproximadamente igual a definir la condición de $y = 0$ si las amplitudes del oleaje son pequeñas en este proceso de linearización. Entonces las condiciones de frontera son:

$$\frac{\partial \phi}{\partial y} = 0 \quad \text{en} \quad y = -d \quad \dots \dots (2.23a)$$

$$y_s = -\frac{1}{g} \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad \text{en} \quad y = 0 \quad \dots \dots (2.23b)$$

Como la función potencial de velocidad debe depender de la posición y el tiempo en este fenómeno de flujo no - uniforme (es decir $\phi = \phi(x, y, t)$), consideremos que:

$$\phi = Y \text{ sen}(kx - \omega t) \quad \dots \dots (2.24)$$

Donde $Y = f(y)$ únicamente. La función potencial de velocidad deber ser cíclica con respecto a "X", "T" de alguna otra manera debe variar con "Y" Sustituyendo ϕ (ecuación 2.24) en la ecuación de Laplace, obtenemos:

$$-k^2 Y \text{sen}(kx - vt) + \frac{\partial^2 Y}{\partial y^2} \text{sen}(kx - vt) = 0$$

$$\therefore \frac{\partial^2 Y}{\partial y^2} - k^2 Y = 0$$

La solución de esta ecuación diferencial parcial es:

$$Y = A e^{ky} + B e^{-ky}$$

Donde A y B son constantes arbitrarias. (Para mayor detalle consultar referencia 10).

Entonces, de la ecuación 2.24,

$$\phi = (A e^{ky} + B e^{-ky}) \text{sen}(kx - vt) \dots \dots (2.25)$$

La cual satisface la ecuación de Laplace. La ecuación anterior debe satisfacer las condiciones de frontera para conocer el valor de las constantes A y B.

De la ecuación (2.23 a).

$$\frac{\partial \phi}{\partial y} = k (A e^{-kd} - B e^{kd}) \text{sen}(kx - vt) = 0$$

Pero: $k \neq 0$

$$(kx - vt) \neq 0$$

Por lo que:

$$A e^{-kd} - B e^{kd} = 0$$

o sea:

$$A = \frac{B e^{kd}}{e^{-kd}}$$

Efectuando operaciones

$$\phi = B e^{kd} (e^{k(d+y)} + e^{-k(d+y)}) \operatorname{sen}(kx - vt)$$

Como el término entre paréntesis es igual a:

$$2 \cosh k(d+y) :$$

$$\phi = 2 B e^{kd} \cosh k(d+y) \operatorname{sen}(kx - vt) \dots (2.26)$$

De las condiciones de frontera (ecuación 2.23b)

$$y_s = -\frac{1}{g} \frac{\partial \phi}{\partial t} = \frac{H}{2} \quad \text{cuando } t = 0, x = 0, y = 0$$

Por lo que:

$$\frac{gH}{2} = -\frac{\partial \phi}{\partial t} = 2v B e^{kd} \cosh(kd) \cos(kx - vt)$$

Donde $\cos(kx - \omega t) = 1$. Entonces;

$$2Be^{kd} = \frac{H_0}{2\sqrt{g} \cosh kd}$$

Y, de la ecuación 2.26

$$\phi = \left(\frac{H}{2}\right) \frac{g \cosh k(d+y)}{\sqrt{g} \cosh kd} \sin(kx - \omega t) \dots (2.27)$$

Con lo que encontramos la función potencial de velocidad.

Celeridad del Oleaje

La componente vertical de la velocidad de una partícula en la superficie del agua, v , esta dada por $v = \frac{\partial \phi}{\partial t}$ donde ϕ esta dado en la operación (2.23b).

Entonces,

$$v = -\frac{1}{g} \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2}$$

También.

$$v = \frac{\partial \phi}{\partial y}$$

Así que

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} + g \frac{\partial \phi}{\partial y} = 0$$

Sustituyendo ϕ de la ecuación (2.27) y resolviendo.

$$v^2 = g K \tanh h(kd) \quad \dots \dots (2.28)$$

Dado que:

$$\frac{v}{k} = \frac{L}{T} = C,$$

$$C = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \tanh h \frac{2\pi d}{L}} = \frac{L}{T} \quad \dots \dots (2.29)$$

Velocidad de la Partícula, Aceleración Local y Geometría de las Orbitas.

Es posible calcular las velocidades de una partícula a partir de la función potencial como se muestra a continuación:

$$u = \frac{\partial \phi}{\partial x} = \frac{Hgk}{2\sigma} \frac{\cosh h k(d+y)}{\cosh h kd} \cos(kx - vt)$$

De la ecuación (2.29) obtenemos

$$C = \frac{gT}{2\pi} \tanh h \frac{2\pi d}{L} \quad \dots \dots (2.30)$$

$$u = \frac{\pi H}{T} \frac{\cosh h k(d+y)}{\sinh h kd} \cos(kx - vt) \dots (2.31)$$

De manera similar

$$v = \frac{\pi H}{T} \frac{\sinh h k(d+y)}{\sinh h kd} \sin(kx - vt) \dots \dots (2.32)$$

La aceleración local excede considerablemente a la - aceleración convectiva en el caso de una partícula que se mueve por el oleaje (ver ecuación 2.11). Y ésta se calcula a partir de las ecuaciones (2.31) y (2.32) de la siguiente manera:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{2\pi^2 H}{T^2} \frac{\cosh K(d+Y)}{\sinh Kd} \sin(KX - \sigma t) \dots (2.33)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} = -\frac{2\pi^2 H}{T^2} \frac{\sinh K(d+Y)}{\sinh Kd} \cos(KX - \sigma t) \dots (2.34)$$

Las coordenadas de un punto en la órbita de una partícula puede calcularse a partir de $u = \frac{dx}{dt}$ y $v = \frac{dy}{dt}$ y las ecuaciones (2.31) y (2.32), resultando

$$\xi = \frac{H}{2} \frac{\cosh K(d+Y)}{\sinh Kd} \cos(KX - \sigma t) \dots (2.35)$$

$$\eta = \frac{H}{2} \frac{\sinh K(d+Y)}{\sinh Kd} \sin(KX - \sigma t) \dots (2.36)$$

Presión

Podemos conocer la presión bajo la superficie libre del agua a partir de la ecuación de Bernoulli linearizada (ecuación 2.22) como se muestra a continuación:

$$\frac{P}{\rho g} + y = -\frac{\partial \phi}{\partial t}$$

Por lo que

$$\frac{P}{\rho g} + y = \frac{H}{2} \frac{\cosh K(d+Y)}{\cosh Kd} \cos(KX - \sigma t) \dots (2.37)$$

El miembro izquierdo de la ecuación 2.37 es la usual distribución de la presión hidrostática; el miembro de la derecha es la presión dinámica.

Energía del Oleaje y Potencia.

La energía mecánica total, E, es igual a la suma de la energía potencial más la energía cinética. Calculemos la energía en una longitud de onda con un ancho de cresta igual a la unidad.

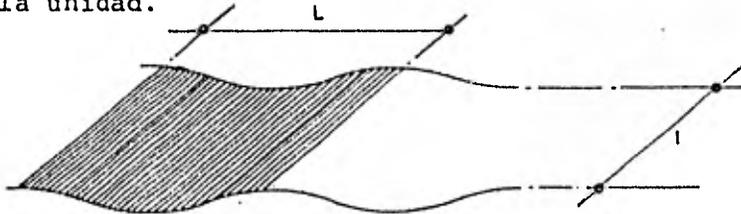


Figura II.11 .- Cálculo de la Energía del Oleaje.

La energía cinética, KE, es igual a un medio de la masa por el cuadrado de la velocidad, o sea:

$$KE = \frac{1}{2} \int_0^L \int_0^h \gamma dx dy (u^2 + v^2)$$

Sustituyendo las componentes de la velocidad y calculando las integrales obtenemos:

$$KE = \frac{\gamma H^2 L}{16}$$

Donde

γ = Peso específico del fluido
(peso/unidad de volumen)

La energía potencial, PE , es la energía potencial de una masa de fluido que posee en la superficie de la ola - menos la energía potencial en ausencia de oleaje, es decir en reposo. Entonces:

$$PE = \int_0^L \int_0^{y_s} (d + y_s)^2 \frac{\gamma}{2} dx dy - \frac{\gamma d^2 L}{2}$$

Sustituyendo la ecuación del perfil de la superficie y resolviendo las integrales,

$$PE = \frac{\gamma H^2 L}{16}$$

Por lo tanto, las energías potencial y cinética de una ola son iguales y la energía total es:

$$E = \frac{\gamma H^2 L}{8} \dots \dots \dots (2.38)$$

Cuando un número finito de olas se propagan hacia -- una zona en donde el agua esta en reposo, se observa que parece como si se originaran olas al final del grupo, posteriormente se trasladarán a través del grupo con una velocidad C y se amortiguarán cerca de la parte delantera - del grupo. Esto implica que la energía de el grupo de -- olas se trasladará hacia adelante con una velocidad menor que la velocidad individual de una ola. La velocidad con la cual la energía se propaga (también denominada velocidad de grupo) esta dada por (ver referencias 5 y 6):

$$C_g = \frac{C}{2} \left(1 + \frac{2kd}{\operatorname{sen} h^2 kd} \right) \dots (2.39)$$

Y entonces:

$$\frac{C_g}{C} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{2kd}{\operatorname{sen} h^2 kd} \right) \dots (2.40)$$

Esta relación se le denomina $n = \frac{C_g}{C}$

Potencia es la relación de transferencia de energía.

La energía del oleaje se transmite en la celeridad de grupo, por lo que la Potencia del Oleaje, P , (por longitud de lado y unidad de ancho de la cresta) es la siguiente:

$$P = \frac{nE}{T} = \frac{n \gamma H^2 L}{8T} \dots (2.41)$$

Esta ecuación es útil para calcular los cambios en la altura de la ola que ocurre cuando una ola se translada en un sitio donde decrece el tirante.

Comportamiento de las Funciones Hiperbólicas.

Varias funciones hiperbólicas se han utilizado en las ecuaciones anteriores. La siguiente figura muestra gráficamente esas funciones. Utilizando las propiedades aproximadas de esas funciones, es posible simplificar las ecuaciones vistas.

Ciertas combinaciones de e^x y e^{-x} aparecen tan frecuentemente en aplicaciones de matemáticas que reciben nombres especiales.

Dos de éstas funciones son la función seno hiperbólica y la función coseno hiperbólico. Los valores de la función están relacionados a las coordenadas de los puntos de una hipérbola equilátera de manera similar a la que los valores de las correspondientes funciones trigonométricas están relacionadas a las coordenadas de puntos de un círculo.

En seguida se dan las definiciones de la función seno hiperbólico y la función coseno hiperbólico.

La función seno hiperbólico está definida por:

$$\operatorname{sen} h x = \frac{e^x - e^{-x}}{2}$$

El dominio y el rango son el conjunto de todos los números reales.

La función coseno hiperbólico esta definida por:

$$\operatorname{cos} h x = \frac{e^x + e^{-x}}{2}$$

El dominio es el conjunto de todos los números reales y el rango es el conjunto de todos los números en el intervalo $(1, +\infty)$.

La función tangente hiperbólica está definida por:

$$\operatorname{tan} h x = \frac{\operatorname{sen} h x}{\operatorname{cos} h x} = \frac{e^x - e^{-x}}{e^x + e^{-x}}$$

Las gráficas de las funciones seno hiperbólico, coseno y tangente hiperbólico se muestran en la siguiente figura:

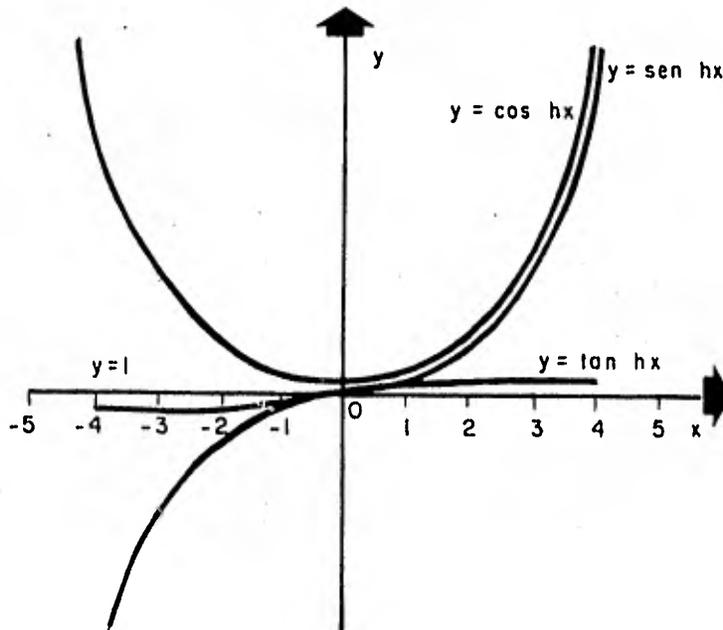


Figura II.12 .- Funciones Hiperbólicas.

Aproximaciones en Aguas Profundas.

Para aguas profundas ($d > \frac{L}{2}$), kd es grande. Por lo tanto, aproximadamente $\sinh kd \approx kd$ y $\cosh kd \gg kd$; así mismo, $\tanh kd = 1$.

Por lo tanto, con poco de algebra se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$C_0 = \frac{L_0}{T} = \frac{\sigma}{K_0} = \frac{g}{2\pi} T \quad \dots \dots (2.29a)$$

ó en el sistema métrico decimal $C_0 = 1.56 T$

$$u_0 = \frac{\sigma H_0}{2} e^{ky} \cos(kx - \sigma t) \quad \dots \dots (2.31a)$$

$$v_0 = \frac{\sigma H_0}{2} e^{ky} \sin(kx - \sigma t) \quad \dots \dots (2.32a)$$

$$\xi_0 = \frac{H_0}{2} e^{ky} \dots\dots\dots (2.36a)$$

$$\eta_0 = \frac{H_0}{2} e^{-ky} \dots\dots\dots (2.37a)$$

El cual se dibuja en la figura II.13 tanto para -- la cresta como para el valle. R se le denomina Factor de Respuesta de la Presión, el cual se aproxima a cero cuando $d \cong \frac{L}{2}$.

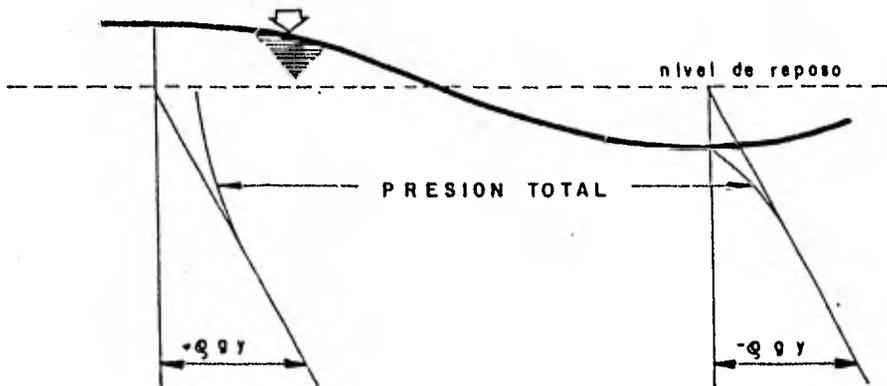


Figura II.13 .- Distribución de la Presión.

$$F_0 = \frac{1}{8} g H_0^2 L_0 \dots\dots\dots (2.38a)$$

$$C_{g_0} = \frac{c}{2} \dots\dots\dots (2.39a)$$

$$\eta_0 = \frac{1}{2} \dots\dots\dots (2.40a)$$

El subíndice "o" significa condiciones en aguas profundas. Esto no se ha hecho con el período T puesto que este parámetro se mantiene constante.

De la ecuación (2.29a) se deduce que:

$$L_0 = 1.56 T_2 \dots \dots \dots (2.42)$$

En el sistema métrico decimal. Se observa de - - - las ecuaciones (2.35a) y (2.35b) que $\xi = \eta_0$ por lo que las partículas de agua describen orbitas circulares y el radio de las mismas decrece exponencialmente con la profundidad. A una profundidad $Y = -\frac{L}{2}$, las amplitudes del movimiento decrecen 1/500 de su magnitud en la superficie.- El movimiento en este sitio es prácticamente nulo y el oleaje no se siente afectado por el fondo.

La figura II.14 muestra las trayectorias de las partículas en aguas profundas.

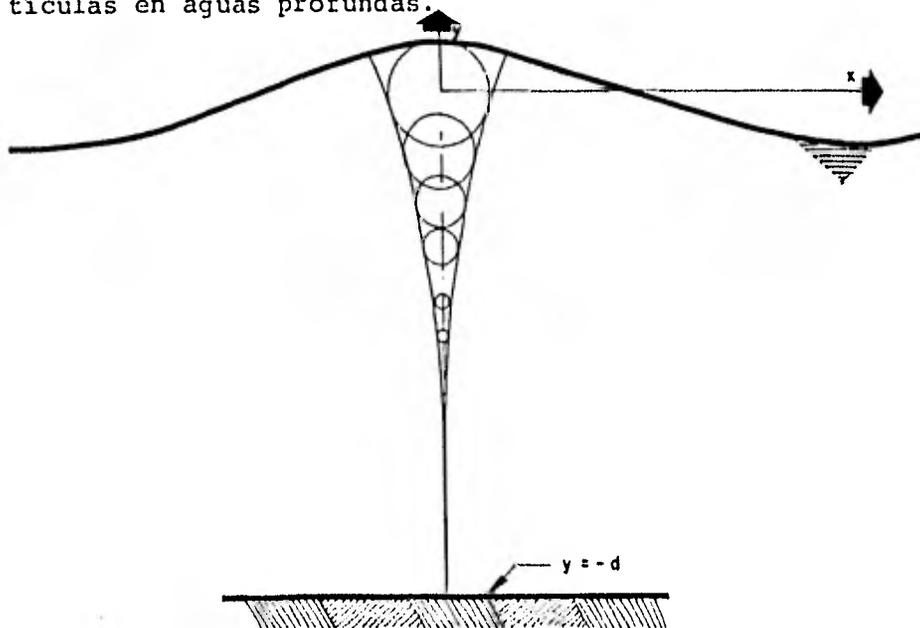


Figura II.14 .- Movimiento de las Orbitas de las Partículas en Aguas Profundas.

Aproximaciones en Aguas Bajas.

Otro grupo de aproximaciones se pueden obtener al -- considerar que el tirante es pequeño ($d < \frac{L}{25}$). En este caso, kd es pequeño así como ky . Esto provoca que:

$$\operatorname{sen} h kd \rightarrow kd$$

$$\operatorname{cos} h kd \rightarrow 1$$

$$\operatorname{tan} h kd \rightarrow kd$$

Nuevamente con el auxilio de un poco de algebra obtenemos:

$$C = \frac{L}{T} = \sqrt{gd'} \quad \dots \dots (2.29b)$$

$$u = \frac{\sigma H}{2kd} \operatorname{cos}(Kx - \sigma t) \quad \dots \dots (2.31b)$$

$$v = \frac{\sigma H}{2} \left(1 + \frac{y}{d}\right) \operatorname{sen}(Kx - \sigma t) \quad \dots \dots (2.32b)$$

$$B = \frac{H}{2kd} \quad \dots \dots (2.35b)$$

$$\eta = \frac{H}{2} \left(1 + \frac{y}{d}\right) \quad \dots \dots (2.36b)$$

$$\frac{P}{\rho g} + y = y_s \quad \dots \dots (2.37b)$$

$$E = \frac{1}{8} \rho g H^2 L \quad \dots \dots (2.38b)$$

$$C_g = \frac{c}{2} (1+1) = c \quad \dots \dots (2.39b)$$

$$n = 1 \quad \dots \dots (2.40b)$$

Se observa de la ecuación (2.39b) que en aguas reducidas la celeridad de grupo es igual a la celeridad de una ola individual. Mas aún, en $y = -d$, $v = 0$ de acuerdo con la ecuación (2.32b) lo cual parece lógico. También, u es independiente del tirante (ecuación 2.31b). Estas ecuaciones son las mismas que se aplican para ondas largas.

La figura II.15 muestra las trayectorias de las partículas en aguas bajas.

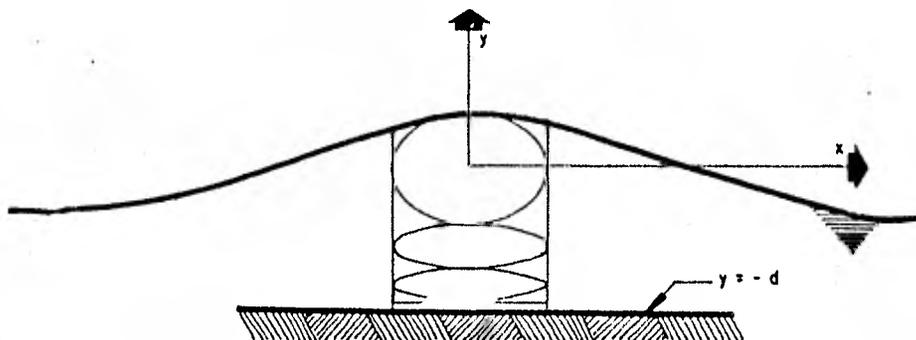


Figura II.15 .- Movimiento de las Orbitas de las Partículas en Aguas Bajas o Reducidas.

Aguas Intermedias.

Para tirantes intermedios ($\frac{L}{25} < d < \frac{L}{2}$), es necesario aplicar las ecuaciones tal como se obtuvieron. Las partículas de agua se mueven con orbitas elípticas. Estas elipses degeneran en líneas horizontales conforme se acercan al fondo y en la superficie son casi círculos perfectos.

Otras Relaciones.

Despreciando la disipación de la energía y la reflexión, $P_0 = P$ donde P_0 es la potencia en aguas profundas y P es la potencia con cualquier tirante. Entonces de la ecuación (2.41),

$$\frac{1}{2} \frac{\gamma H_0^2 L_0}{B} = \frac{\eta \gamma H^2 L}{B}$$

O lo que es lo mismo:

$$\frac{H}{H_0} = \sqrt{\frac{1}{2n} \frac{L_0}{L}} = \sqrt{\frac{1}{2n} \frac{C_0}{C}} \dots \dots (2.43)$$

También, de la ecuación (2.30)

$$\frac{C}{C_0} = \tanh \frac{2\pi d}{L} = \frac{L}{L_0} \dots \dots (2.44)$$

La solución de muchas de las ecuaciones vistas están tabuladas en las referencias 6 y 9. Varias gráficas que muestran la variación de H , C , L , R y N con d/L_0 también se obtienen en esas referencias. Conforme una ola se --- translada hacia aguas bajas, la altura de la ola se incrementa. La cresta se hace cada vez mas esbelta mientras --- que se aplanan los valles y la amplitud se vuelve mayor --- que la distancia vertical desde el valle hasta el nivel --- de reposo del agua. Las velocidades de las partículas --- que están bajo la cresta exceden a las que están bajo el valle.

...

Condiciones Límites de la Teoría Lineal.

Stokes señaló que la Teoría Lineal es válida cuando la esbeltes sea pequeña y adicionalmente el parámetro de Ursell ($\frac{L^2 H}{2d^3}$) sea pequeño.

Esto también ha sido analizado por Ursell (1953). Los valores límites de ($\frac{L^2 H}{2d^3}$) no han sido determinados experimentalmente, pero Longuet-Higgins (1950) estableció que:

$$\frac{L^2 H}{2d^3} \ll \frac{16 \pi^2}{3} \quad \text{ó} \quad \text{sea} \quad \frac{L^2 H}{2d^3} \ll 52$$

II.1.4.3 ONDAS ESTACIONARIAS

Este tipo de ondas son oscilaciones de la masa líquida en las cuales el perfil instantáneo no avanza sino que se deforma sin varias de posición.

Frecuentemente se utiliza el término "clapotis" al referirse a ondas estacionarias, especialmente cuando son el resultado de un tren progresivo de oleaje que se refleja en una pared vertical.

La función potencial está dada por:

$$\phi = \frac{H L}{2 T} \frac{\cosh h K (Y+d)}{\sinh h K d} \sin K x \cos \sqrt{t} - \frac{3 \pi H^2}{32} \times \\ \times \frac{\cosh h 2 K (Y+d)}{\sinh h^2 K d} \cos 2 K x \sin 2 \sqrt{t} \quad \dots (2.45)$$

Donde H, L, T, \sqrt{t} y K son la altura, longitud, período, frecuencia angular del oleaje y número de oleaje de la on

da estacionaria lo que no hay que confundir con dichos parámetros de la onda incidente.

La ecuación de segundo orden de la longitud de onda es la misma que la de primer orden, es decir:

$$L = \frac{gT}{\sqrt{g}} \tan h Kd \quad \dots \dots (2.46)$$

La ecuación de la superficie libre es:

$$y_s = \frac{H}{2} \operatorname{sen} Kx \operatorname{sen} \omega t - \frac{KH^2}{8} \cot h Kd \times \\ \times \left(\operatorname{sen}^2 \omega t - \frac{3 \cos 2\omega t + \tan h^2 Kd}{4 \operatorname{sen} h^2 Kd} \right) \cos 2Kx \quad \dots (2.47)$$

En aguas profundas la ecuación anterior se simplifica a:

$$y_{s_0} = \frac{H}{2} \operatorname{sen} Kx \operatorname{sen} \omega t - \frac{KH^2}{8} \cos 2Kx \operatorname{sen}^2 \omega t \quad \dots (2.48)$$

En relación con la máxima relación de esbeltez de la onda estacionaria, Miche consideró que la ola romperá -- cuando:

$$1 - 2 \left(\frac{KH}{4} \cot h Kd \right) - 2 \left(\frac{KH}{4} \cot h Kd \right)^2 \times \\ \times \left(\frac{3/4 + \operatorname{sen} h^2 Kd}{\operatorname{sen} h^2 Kd \cos h^4 Kd} \right) = 0 \quad \dots (2.49)$$

En aguas profundas, la ecuación (2.49) se simplifica a:

$$\frac{H}{L} = \frac{\tan h Kd}{\pi} \doteq \frac{1}{\pi} = 0.318 \quad \dots (2.50)$$

Penney y Price (1952) encontraron que en aguas infinitamente profundas la máxima relación de esbeltez del oleaje de quinto orden es:

$$\left(\frac{H}{L}\right)_{\text{máx}} = 0.218 \quad \dots \dots \dots (2.51)$$

Y que la máxima altura de la cresta por encima del nivel de reposo y el mínimo nivel del valle por debajo del nivel de reposo son respectivamente:

$$\left(\frac{Q_{\text{cresta}}}{L}\right)_{\text{máx}} = 0.141$$

$$\left(\frac{Q_{\text{valle}}}{L}\right)_{\text{máx}} = 0.077$$

Algunos estudios realizados (Danel, 1952) indican -- que la relación de esbeltez límite con cualquier tirante es:

$$\frac{H}{L} = 0.218 \tan h Kd \quad \dots \dots \dots (2.52)$$

Cuando se considera el caso de un tren de olas progresivo que se refleja en una pared vertical, los períodos de las olas progresivas y las olas estacionarias son idénticos por lo que la longitud de la ola debe ser diferente.

En aguas profundas con relativas olas cortas, Penney y Price encontraron que la relación entre la longitud de onda progresiva, L_p , y la onda estacionaria resultante, L_e , es:

$$\frac{L_p}{L_e} = 1 + \beta \left(\frac{\pi H_p}{L_p} \right)^2 \quad \dots (2.53)$$

Según Miche, (1944), el nivel medio de las ondas estacionarias en su plano de máximo movimiento vertical esta por encima del nivel de reposo en la cantidad Δh .

$$\Delta h = \frac{KH^2}{8} \left(1 + \frac{3}{4 \operatorname{sen}^2 kd} - \frac{1}{4 \cos^2 kd} \right) \operatorname{coth} kd \quad \dots (2.54)$$

Las presiones que se generan con las ondas estacionarias son de gran interés con el fin de conocer la presión que se ejerce sobre el obstáculo con el que chocan y se reflejan y proyectar el mismo.

La fórmula general que proporciona el valor de la presión en un punto, es la propuesta por Sainflou en el año de 1928.

$$\frac{p}{\rho g} + y = d + H_i \frac{(\operatorname{sen} h k y)(\cos k X_p)}{(\operatorname{sen} h k d) \cos h k d} \cos \nabla t \quad \dots (2.55)$$

En donde:

X_p = Distancia horizontal de la partícula líquida a la pared.

H_i = Altura de la ola incidente.

II.1.4.4 TEORIA DEL OLEAJE PROGRESIVO DE SEGUNDO Y TERCER ORDEN

Las fórmulas presentadas en el inciso II.1.4.3, se apoyan en la consideración que los movimientos son tan --

pequeños que el perfil de la superficie libre del agua -- puede representarse con una aproximación de primer orden con la ecuación (2.21).

$$y_s = \frac{H}{2} \cos(kx - \omega t) = \frac{H}{2} \cos \theta = a \cos \theta$$

Es decir, se supone que la amplitud de la ola (a) es pequeña y que la mejor aproximación que proporcionan los términos de orden superior es despreciable. Una expresión más general sería:

$$y_s = a \cos \theta + a^2 f_2(L, d) \cos(2\theta) + a^3 f_3(L, d) \cos(3\theta) + \dots + a^n f_n(L, d) \cos(n\theta) \dots (2.56)$$

Donde:

$a = \frac{H}{2}$ en ecuaciones de primer y segundo orden, pero $a < \frac{H}{2}$ en ecuaciones de mayores del segundo orden.

$f_2(L, d)$, $f_3(L, d)$, etc., son funciones específicas de la longitud de onda (L) y el tirante (d).

La Teoría Lineal considera únicamente el primer término del miembro derecho de la ecuación (2.56). El considerar adicionalmente otros términos implica representar el perfil de la superficie libre del agua con aproximaciones de orden superior. El orden de la aproximación se determina por la mayor potencia de los términos de la ecuación considerada, así, la ordenada del perfil de la superficie libre del agua, de tercer orden, se define por los tres primeros términos de la ecuación (2.56).

No obstante que Stokes (1880) fué el primero en desarrollar las ecuaciones para olas de amplitud finita, las ecuaciones que se presentan a continuación fueron desarrolladas por Miche (1945) y Biesel (1952).

a) Ecuaciones de segundo orden.

La función potencial de velocidad es:

$$\phi = aC \frac{\cosh k(d+y)}{\sinh kd} \sin(kx - \sigma t) + \frac{3}{4} \frac{\pi a^2 C}{L} \times \\ \times \frac{\cosh 2k(d+y)}{\sinh^4 kd} \sin 2(kx - \sigma t) \dots (2.57)$$

Sustituyendo K , ∇ y C por su valor:

$$\phi = \frac{Hh}{2T} \frac{\cosh 2\pi(y+d)/L}{\sinh 2\pi d/L} \sin 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) + \frac{3\pi H^2}{16T} \times \\ \times \frac{\cosh 2k(d+y)}{\sinh^4 kd} \sin 4\pi(kx - \sigma t) \dots (2.57a)$$

En esta teoría de segundo orden las expresiones de la celeridad y longitud de la onda son idénticas a las obtenidas en la Teoría Lineal, es decir:

$$C = \frac{gT}{2\pi} \tanh \frac{2\pi d}{L} \quad \text{y} \quad L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh \frac{2\pi d}{L}$$

El perfil de la superficie libre se expresa con la siguiente ecuación:

$$y_s = \frac{H}{2} \cos(kx - \sigma t) + \frac{KH^2}{16} \frac{\cosh kd (2t \cosh 2kd)}{\sinh^3 kd} \times \\ \times \cos 2(kx - \sigma t) \dots (2.58)$$

Simplificando:

$$y_s = \frac{H}{2} \cos 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) + \frac{\pi H^2}{4L} \left(1 + \frac{3}{2 \sinh^2 2\pi d/L} \right) \cos 4\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \times \\ \times \frac{2\pi d}{L} \dots (2.58a)$$

En aguas profundas ($\frac{d}{L} > \frac{1}{2}$) la ecuación anterior se simplifica a:

$$y_b = \frac{H_0}{2} \cos(k_0 x - \sigma t) + \frac{K_0 H_0^2}{8} \cos 2(k_0 x - \sigma t) \dots (2.58b)$$

El nivel medio del perfil del oleaje se encuentra -- por encima del nivel de reposo en la siguiente cantidad:

$$\Delta h_1 = \frac{kH^2}{8} \left(1 + \frac{3}{2 \operatorname{sen}^2 kd} \right) \cot h kd \dots (2.59)$$

Tal como Miche lo señaló, esta sobreelevación comúnmente se expresa por:

$$\Delta h_2 = \frac{kH^2}{8} \cot h kd \dots (2.60)$$

Para algunas combinaciones de H/L y d/L , la segunda armónica será tal que una cresta secundaria aparece en el valle. La condición límite para que no aparezca ésta cresta fué dada por Miche (1944) como:

$$\frac{H}{L} = \frac{\operatorname{sen} h^2 kd}{3\pi} \tan h kd \dots (2.61)$$

Velocidad de la Partícula, Aceleración Local y Geometría de las Orbitas.

Las componentes de la velocidad de la partícula resultan ser:

$$u = \frac{\partial \phi}{\partial x} \quad \therefore$$

$$u = \frac{\nabla H}{2} \frac{\cosh k(d+y)}{\sinh kd} \cos(kx - \sigma t) + \frac{3}{16} \nabla k H^2 \frac{\cosh zk(d+y)}{\sinh^4 kd} \cos z(kx - \sigma t) \dots \dots \dots (2.62)$$

$$v = \frac{\partial \phi}{\partial y}$$

$$v = \frac{\nabla H}{2} \frac{\sinh k(d+y)}{\sinh kd} \sin(kx - \sigma t) + \frac{3}{16} \nabla k H^2 \frac{\sinh zk(d+y)}{\sinh^4 kd} \sin z(kx - \sigma t) \dots \dots \dots (2.63)$$

Las componentes de la velocidad de una partícula individual con respecto a su posición de nivel de reposo - X_0 y Y_0 son:

$$u = \frac{\nabla H}{2} \frac{\cosh k(d+Y_0)}{\sinh kd} \cos(kX_0 - \sigma t) + \frac{3k \nabla H^2}{16 \sinh^2 kd} \left[-\frac{1}{2} + \frac{3}{4} \times \right. \\ \left. \times \frac{\cosh zk(d+Y_0)}{\sinh^2 kd} \right] \cdot \cos z(kX_0 - \sigma t) + \frac{k \nabla H^2}{8} \frac{\cosh zk(d+Y_0)}{\sinh^2 kd} \dots \dots \dots (2.64)$$

$$v = \frac{\nabla H}{2} \frac{\sinh k(d+Y_0)}{\sinh kd} \sin(kX_0 - \sigma t) + \frac{3}{16} \nabla k H^2 \frac{\sinh zk(d+Y_0)}{\sinh^4 kd} \times \\ \times \sin z(kX - \sigma t) \dots \dots \dots (2.65)$$

Las componentes de la aceleración local de una partícula de agua en cualquier punto (X, Y) en el fluido son:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\nabla^2 H}{2} \frac{\cosh k(d+Y)}{\sinh kd} \sin(kx - \sigma t) + \frac{3k \nabla^2 H^2}{8} \times \\ \times \frac{\cosh zk(d+Y)}{\sinh^4 kd} \sin z(kx - \sigma t) \dots \dots \dots (2.66)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} = -\frac{\nabla^2 H}{2} \frac{\sinh k(d+Y)}{\sinh kd} \cos(kx - \sigma t) - \frac{3k \nabla^2 H^2}{8} \frac{\sinh zk(d+Y)}{\sinh^4 kd} \times \\ \times \cos z(kx - \sigma t) \dots \dots \dots (2.67)$$

Las componentes de la aceleración local de una partícula de agua con respecto a su posición de nivel de reposo (X_0, Y_0) son:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\nabla^2 H}{2} \frac{\cosh k(d+y)}{\sinh kd} \sin(kx_0 - \nabla t) + \frac{k \nabla^2 H^2}{4 \sinh^2 kd} \left[1 + \frac{3}{2} \frac{\cosh zk(d+y_0)}{\sinh^2 kd} \right] \cdot \sin 2(kx_0 - \nabla t) \dots \dots \dots (2.68)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} = \frac{\nabla^2 H}{2} \frac{\sinh k(d+y)}{\sinh kd} \cos(kx_0 - \nabla t) - \frac{3k \nabla^2 H^2}{8} \frac{\sinh zk(d+y_0)}{\sinh^4 kd} \cdot \cos 2(kx_0 - \nabla t) \dots \dots \dots (2.69)$$

Los desplazamientos de las partículas de agua desde su posición de reposo son:

$$\xi = -\frac{H}{2} \frac{\cosh k(d+y_0)}{\sinh kd} \sin(kx_0 - \nabla t) + \frac{k H^2}{16 \sinh^2 kd} \left[1 - \frac{3}{2} \frac{\cosh zk(d+y_0)}{\sinh^2 kd} \right] \sin(kx_0 - \nabla t) - \frac{k \nabla H^2}{8} \left[\frac{\cosh zk(d+y_0)}{\sinh^2 kd} \right] t \dots \dots \dots (2.70)$$

$$\eta = \frac{H}{2} \frac{\sinh k(d+y_0)}{\sinh kd} \cos(kx_0 - \nabla t) + \frac{3k H^2}{32} \frac{\sinh zk(d+y_0)}{\sinh^4 kd} \cos 2(kx_0 - \nabla t) + \frac{k H^2}{16} \frac{\sinh zk(d+y_0)}{\sinh^2 kd} \dots \dots \dots (2.71)$$

Se puede observar en las ecuaciones (2.64) y (2.70) - que hay un elemento no periódico en la dirección del avance de la ola, el cual se le denomina "transporte de masa". La velocidad del transporte de masa es (Stokes, 1880):

$$\bar{u} = \frac{k \nabla H^2}{8} \frac{\cosh zk(d+y_0)}{\sinh^2 kd} \dots \dots \dots (2.72)$$

Si el transporte de masa induce una acumulación de masa en alguna región, la superficie libre del agua debe sobre elevarse y generar un gradiente de presión y aparecerá una corriente como respuesta a ése gradiente de presión - que reestablecerá la distribución de la masa.

La ecuación anterior para aguas profundas se simplifica a:

$$\bar{U}_0 = \frac{k \nabla H^2}{4} e^{2ky} \dots \dots \dots (2.73)$$

Ursell (1953) dedujo que la ecuación de la velocidad del transporte de masa para un transporte de agua nulo es la misma que obtuvo Miche en 1944, siendo ésta:

$$\bar{U}_n = \frac{k \nabla H^2}{8} \frac{\cosh h \ 2k \ (d+y_0) - \frac{1}{2kd} \ (\text{sen } h \ kd)}{\text{sen } h^2 \ kd} \dots \dots \dots (2.74)$$

En aguas profundas la expresión anterior se simplifica a:

$$\bar{U}_{n0} = \frac{k \nabla H^2}{4} \left(e^{2ky} - \frac{1}{2kd} \right) \dots \dots \dots (2.75)$$

Presión

La presión en cualquier distancia abajo de la superficie libre del fluido está dada por:

$$\begin{aligned} \frac{p}{\rho g} + y = & \frac{H}{2} \frac{\cosh k \ (d+y)}{\cosh kd} \cos(kx - \sigma t) + \frac{3 \ KH^2}{16} \frac{\tanh h}{\text{sen } h^2} \\ & \times \frac{kd}{kd} \left[\frac{\cosh 2k \ (d+y)}{\text{sen } h^2 \ kd} - \frac{1}{3} \right] \cos 2(kx - \sigma t) \\ & - \frac{KH^2}{16} \frac{\tanh h \ kd}{\text{sen } h^2 \ kd} \cosh 2k \ (d+y) \dots \dots \dots (2.76) \end{aligned}$$

b) Ecuaciones de Tercer Orden.

La ecuación del perfil de la superficie libre es la siguiente:

$$\begin{aligned} y_s = & a \cos(kx - \sigma t) + \frac{\pi a^2}{L} f_2\left(\frac{d}{L}\right) \cos 2(kx - \sigma t) + \frac{\pi^2 a^3}{L^2} \\ & f_3\left(\frac{d}{L}\right) \cos 3(kx - \sigma t) \dots \dots \dots (2.77) \end{aligned}$$

Donde:

$$f_2\left(\frac{d}{L}\right) = \frac{(2 + \cosh 4\pi d/L) \cosh 2\pi d/L}{2 \operatorname{sen}^2 h^2 \frac{2\pi d}{L}}$$

$$f_3\left(\frac{d}{L}\right) = \frac{3}{16} \frac{1 + 8 \cosh^2 \frac{2\pi d}{L}}{\operatorname{sen}^2 h^2 \frac{2\pi d}{L}}$$

$$H = 2a + 2 \frac{\pi^2}{L^2} a^3 f_3\left(\frac{d}{L}\right) \dots (2.78)$$

Para $\left(\frac{d}{L} > \frac{1}{2}\right)$, $f_2(d/L) \rightarrow 1$; $f_3\left(\frac{d}{L}\right) \rightarrow \frac{3}{2}$:

$$\eta_{3e} = a \cos(kx - \omega t) + \frac{\pi a^2}{L} \cos 2(kx - \omega t) + \frac{3\pi^2 a^3}{2L^2} \cos 3(kx - \omega t) \dots (2.79)$$

En donde el valor de "L" en las ecuaciones de tercer orden está dado por:

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh \frac{2\pi d}{L} \left[1 + \left(\frac{2\pi a}{L}\right)^2 \frac{14 + 4 \cosh^2 4\pi d/L}{16 \operatorname{sen}^2 h^2 \frac{2\pi d}{L}} \right] \dots (2.80)$$

Nótese que la longitud de onda (L) depende de la altura de la ola, el tirante y período del oleaje, lo cual dificulta el uso de la ecuación de tercer orden, debiendo tabular varias funciones relacionadas con L/d y $2\pi d/gT^2$.

La celeridad está dada por:

$$C^2 = \frac{gL}{2\pi} \tanh \frac{2\pi d}{L} \left[1 + \left(\frac{\pi a}{L}\right)^2 \frac{2 + \cosh \frac{2\pi d}{L}}{8 \operatorname{sen}^2 h^2 \frac{2\pi d}{L}} \right]$$

$$C^2 = \frac{gL}{2\pi} \tanh \frac{2\pi d}{L} \left[1 + \left(\frac{\pi a}{L}\right)^2 \frac{14 + 4 \cosh^2 4\pi d/L}{16 \operatorname{sen}^2 h^2 \frac{2\pi d}{L}} \right] \dots (2.81)$$

En aguas profundas la ecuación anterior se simplifica a:

$$C_0^2 = \frac{8L_0}{2\pi} \left[1 + \left(\frac{\pi a}{L_0} \right)^2 \right]$$

La función potencial de velocidad se expresa como sigue:

$$\begin{aligned} \phi = & \frac{cL}{2\pi} \left[F_1 \cosh \frac{2\pi}{L}(d+y) \operatorname{sen} 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) + \frac{1}{2} F_2 \cosh \right. \\ & \left. \frac{4\pi}{L}(d+y) \operatorname{sen} 4\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) + \frac{1}{3} F_3 \cosh \frac{6\pi}{L}(d+y) \operatorname{sen} \right. \\ & \left. 6\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \right] \dots \dots \dots (2.83) \end{aligned}$$

Donde:

$$F_1 = \frac{2\pi a}{L} \frac{1}{\operatorname{sen} h \frac{2\pi d}{L}} - \left(\frac{2\pi a}{L} \right)^2 \frac{(1 + 5 \cosh^2 \frac{2\pi d}{L}) \cosh^2 \frac{2\pi d}{L}}{8 \operatorname{sen} h^5 \frac{2\pi d}{L}} \dots \dots \dots (2.84a)$$

$$F_2 = \frac{3}{4} \left(\frac{2\pi a}{L} \right)^2 \frac{1}{\operatorname{sen} h^4 \frac{2\pi d}{L}} \dots \dots \dots (2.84b)$$

$$F_3 = \frac{3}{64} \left(\frac{2\pi a}{L} \right)^3 \left(\frac{11 - 2 \cosh \frac{4\pi d}{L}}{\operatorname{sen} h^3 \frac{2\pi d}{L}} \right) \dots \dots \dots (2.84c)$$

A partir de la ecuación (2.83) es posible deducir - las componentes de la velocidad de una partícula, siendo:

$$\begin{aligned} \frac{u}{c} = & F_1 \cosh \frac{2\pi}{L}(d+y) \cos 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) + F_2 \cosh \frac{4\pi}{L}(d+y) \\ & \cos 4\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) + F_3 \cosh \frac{6\pi}{L}(d+y) \cos 6\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \dots (2.85) \end{aligned}$$

$$\frac{v}{c} = F_1 \operatorname{sen} h \frac{2\pi}{L}(d+y) \operatorname{sen} 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right) + F_2 \operatorname{sen} h \frac{4\pi}{L}(d+y) \operatorname{sen} 4\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right) + F_3 \operatorname{sen} h \frac{6\pi}{L}(d+y) \operatorname{sen} 6\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right) \dots \dots \dots (2.86)$$

Las componentes de la aceleración local se expresan por:

$$\frac{\partial v}{\partial t} = \frac{2\pi c}{T} F_1 \operatorname{cosh} \frac{2\pi}{L}(d+y) \operatorname{sen} 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right) + \frac{4\pi c}{T} F_2 \operatorname{cosh} \frac{4\pi}{L}(d+y) \operatorname{sen} 4\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right) + \frac{6\pi c}{T} F_3 \operatorname{cosh} \frac{6\pi}{L}(d+y) \operatorname{sen} 6\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right) \dots (2.87)$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} = -\frac{2\pi c}{T} F_1 \operatorname{sen} h \frac{2\pi}{L}(d+y) \operatorname{cos} 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right) - \frac{4\pi c}{T} F_2 \operatorname{sen} h \frac{4\pi}{L}(d+y) \operatorname{cos} 4\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right) - \frac{6\pi c}{T} F_3 \operatorname{sen} h \frac{6\pi}{L}(d+y) \operatorname{cos} 6\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right) \dots (2.88)$$

Los desplazamientos de las partículas de agua desde su posición de reposo (x_0, y_0) son:

$$\begin{aligned} \xi = & \frac{h}{2\pi} \left[F_1 (1 - \frac{F_2^2}{F_1^2}) \operatorname{cosh} \frac{2\pi}{L}(y_0+d) + \frac{F_2}{F_1} (3F_1^2 + 10F_2) \operatorname{cosh} \frac{4\pi}{L}(y_0+d) \right] \cdot \\ & \operatorname{sen} 2\pi \left(\frac{x_0}{L} - \frac{t}{T}\right) - \frac{1}{4\pi} \left[\frac{1}{2} F_1^2 + F_2 \cdot \operatorname{cosh} \frac{4\pi}{L}(y_0+d) \right] \operatorname{sen} 4\pi \left(\frac{x_0}{L} - \frac{t}{T}\right) - \frac{1}{6\pi} \\ & \left[\frac{1}{2} F_1 (F_1^2 - 5F_2) \operatorname{cosh} \frac{2\pi}{L}(y_0+d) + F_3 \operatorname{cosh} \frac{6\pi}{L}(y_0+d) \right] \operatorname{sen} 6\pi \left(\frac{x_0}{L} - \frac{t}{T}\right) \\ & + \frac{c}{2} F_1^2 \left[\operatorname{cosh} \frac{4\pi}{L}(x_0+d) - F_1 \operatorname{cosh} \frac{2\pi}{L}(y_0+d) \cdot \operatorname{cosh} \frac{4\pi}{L}(y_0+d) \cdot \operatorname{cos} 2\pi \left(\frac{x_0}{L} - \frac{t}{T}\right) \right] \dots (2.89) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta = & \frac{1}{2\pi} \left[F_1 (1 - \frac{F_2^2}{F_1^2}) \operatorname{sen} h \frac{2\pi}{L}(d+y_0) + \frac{F_2}{F_1} (F_1^2 + 6F_2) \operatorname{sen} h \frac{4\pi}{L}(d+y_0) \right] \cdot \operatorname{cos} 2\pi \\ & \left(\frac{x_0}{L} - \frac{t}{T}\right) + \frac{1}{4\pi} F_2 \operatorname{sen} h \frac{4\pi}{L}(d+y_0) \operatorname{cos} 4\pi \left(\frac{x_0}{L} - \frac{t}{T}\right) + \frac{1}{6\pi} \left[-\frac{3}{2} F_1 F_2 \operatorname{sen} h \frac{2\pi}{L} \right. \\ & \left. (d+y_0) + F_3 \operatorname{sen} h \frac{6\pi}{L}(d+y_0) \right] \operatorname{cos} 6\pi \left(\frac{x_0}{L} - \frac{t}{T}\right) - \frac{c}{2} F_1^2 \left[\operatorname{sen} h \frac{2\pi}{L}(d+y_0) \right. \\ & \left. \operatorname{cosh} \frac{4\pi}{L}(d+y_0) \operatorname{sen} 2\pi \left(\frac{x_0}{L} - \frac{t}{T}\right) \dots \dots \dots (2.90) \right] \end{aligned}$$

Máxima relación de esbeltez en oleaje progresivo.

La altura de una ola progresiva se encuentra limitada por el tirante y la longitud. En aguas profundas la máxima altura queda limitada por el tirante y en aguas intermedias y reducidas por el tirante y la longitud.

Stokes (1880) concluyó que una ola rompe cuando la velocidad de la partícula en la cresta es mayor que la celeridad.

Miche (1944) encontró que en aguas no profundas la relación de esbeltez límite es:

$$\left(\frac{H}{L}\right)_{\max} = \left(\frac{H_0}{L_0}\right)_{\max} \tanh \frac{2\pi d}{L} \dots \dots \dots (2.91)$$

Y Michell (1893) encontró que en aguas profundas:

$$\left(\frac{H_0}{L_0}\right)_{\max} = 0.142 \doteq \frac{1}{7} \dots \dots \dots (2.92)$$

Por lo que la ecuación (2.91) queda como sigue:

$$\left(\frac{H}{L}\right)_{\max} = 0.142 \tanh \frac{2\pi d}{L} \dots (2.91a)$$

II.1.4.5 TEORIA DE LA OLA CNOIDAL

En aguas bajas o reducidas la propagación de una ola del tipo conocido como cnoidal satisface en buena manera el perfil de la superficie libre, ésta teoría fue desarrollada por Korteweg y De Vries (1895). Wiegel (1960) re

sumió gran parte de los trabajos efectuados con relación a esta teoría.

El rango de validez de esta teoría, según Laitone -- (1963) y otros investigadores es:

$$\frac{d}{L} < \frac{1}{8}$$

Y con el parámetro de Ursell resulta:

$$\frac{L^2 H}{2d^3} > 13$$

Conforme crece la longitud (L) y tiende a infinito, la teoría de la onda cnoidal se transforma a la teoría de la onda solitaria que será tratada en el siguiente inciso. Así mismo, conforme el parámetro H/d se reduce, el perfil de la onda se aproxima a un sinusoidal que es tratado en la Teoría Lineal.

Las características del oleaje se describen en términos del módulo K de las integrales elípticas. "K" no tiene un significado físico y se utiliza para relacionar varios parámetros del oleaje.

El perfil de la superficie libre del agua es el siguiente:

$$y_s = y_t + H \operatorname{cn}^2 \left[2K(k) \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right), k \right] \dots (2.93)$$

Donde:

Y_t = Distancia vertical desde el fondo hasta -
el valle.

cn = La función coseno elíptico.

$K(k)$ = Integral elíptica completa de primera clase.

k = Módulo de las integrales elípticas.

El coseno elíptico es una función periódica donde -
tiene una amplitud má
xima igual a la unidad. El módulo k es válido con valo--
res entre $0 \leq k < 1$. Cuando $K=0$, el perfil de la ola es --
una senoide como lo describe la teoría lineal y cuando
 $k = 1$, el perfil es el de una onda solitaria.

Y_t se puede obtener con la siguiente ecuación:

$$\frac{y}{d} = \frac{y_c}{d} - \frac{H}{d} = \frac{16d^2}{3L^2} K(k) [K(k) - E(k)] + 1 - \frac{H}{d} \dots (2.94)$$

Donde

Y_c = Distancia vertical desde el fondo hasta la
cresta.

$E(k)$ = Integral elíptica completa de segunda cla-
se.

La longitud de onda está dada por:

$$L = \sqrt{\frac{16d^3}{3H}} K(k) \dots (2.95)$$

Y el período del oleaje por:

$$T\sqrt{\frac{g}{d}} = \sqrt{\frac{16 y_t}{3H}} \frac{d}{y_t} \left[\frac{k K(k)}{1 + \frac{H}{y_t k^2} \left(\frac{1}{2} - \frac{E(k)}{K(k)} \right)} \right] \dots (2.96)$$

Puesto que las ondas cnoidales son periódicas y de forma permanente, entonces,

$$L = CT$$

La presión bajo una onda cnoidal y en cualquier elevación Y , por encima del fondo depende de la velocidad local del fluido, sin embargo se puede aproximar a una distribución hidrostática:

$$P = \rho g (y_s - y) \dots (2.97)$$

II.1.4.6 TEORIA DE LA ONDA SOLITARIA

Las olas consideradas previamente son oscilatorias ó casi oscilatorias. Las partículas de agua se mueven hacia adelante y hacia atrás con el paso de cada ola, y existe una evidente distinción entre una cresta y un valle, sin embargo, una onda solitaria no es oscilatoria y no presenta un valle. En el sentido estricto la onda solitaria se conforma totalmente por encima del nivel de reposo de la superficie libre del agua y es realmente una onda de ---- translación relativa de la masa de agua.

Es difícil que en la naturaleza se forme realmente una onda solitaria, sin embargo, se desarrolla aproximadamente una onda de éste tipo cuando se presentan tsunamis,

deslaves en el mar y terremotos. Cuando una onda de oscilación penetra en aguas bajas o reducidas se aproxima a -- una onda solitaria, ya que su cresta se va acortando y -- elevando y su valle tiende a hacerse más largo y plano.

La onda solitaria es un caso extremo de la onda cnoidal. Cuando $k^2 = 1$, $K(k) = K(1) = \infty$ y el coseno elíptico se reduce a una función secante hiperbólica, $y_t = d$ y la ecuación (2.93) se reduce a:

$$y_s = d + H \operatorname{sech}^2 h^2$$

O lo que es lo mismo:

$$\eta = H \operatorname{sech}^2 \left[\sqrt{\frac{3}{4}} \frac{H}{d^3} (x - Ct) \right] \quad \dots (2.98)$$

Donde el origen de x está en la cresta de la ola.

Daily y Stephan (1953) indican que la celeridad es igual a:

$$C = \sqrt{g(H+d)} \quad \dots (2.99)$$

La energía total por unidad de ancho de la cresta es:

$$E = \frac{\rho}{3\sqrt{5}} \rho g H^{3/2} d^{3/2} \quad \dots (2.100)$$

La presión bajo una onda de éste tipo se puede aproximar a la misma expresión utilizada para la onda cnoidal (ecuación 2.97).

McCowan (1891) encontró que una onda solitaria rompe cuando la velocidad de una partícula de agua en la cresta es igual a la celeridad y esto ocurre cuando la relación (H/d) alcanza un valor límite igual a 0.78.

Galvin (1969) encontró que para pendientes del fondo de 0.0, 0.05, 0.10 y 0.20 las relaciones de H/d fueron respectivamente 0.83, 1.05, 1.19 y 1.32 por lo que en algunas condiciones la relación límite $\frac{H}{d} = 0.78$ no se satisface.

II.1.4.6 VALIDEZ DE LAS DISTINTAS TEORIAS

El ingeniero debe definir las regiones donde las diversas teorías son válidas. Aunque varios investigadores difieren en las condiciones límites de las distintas teorías, debe haber alguna tolerancia en la definición de -- las regiones. Le Mehaute (1969) presentó la siguiente figura para ilustrar los límites aproximados de validez de las distintas teorías. Se observa que es recomendable la utilización de la teoría cnoidal en aguas bajas con reducida relación de esbeltez y las teorías de Stokes de orden superior para aguas profundas con una alta relación -- de esbeltez. Para aplicar la teoría lineal, la relación -- de esbeltez H/gt^2 y L^2H/d^3 deben ser pequeños, tal como -- se muestra en la figura. Así mismo, la teoría de la onda solitaria señala el límite de rotura de las olas.

II.2 GENERACION DEL OLEAJE.

Casi toda la energía que reciben los océanos se ---- transfiere a través de la superficie libre del agua. Así mismo, aparte de las pérdidas por fricción que se presentan en las zonas costeras, la mayoría de las pérdidas también se efectúan en esta interface. No obstante que las radiaciones solares son la fuente primaria de la energía de los océanos, una gran parte de las transferencias son el resultado de intercambios con la atmósfera superadyacente a través de una serie de interacciones muy complejas.

II.2.1 INTERACCIONES ENTRE EL MAR Y EL AIRE.

La energía que se intercambia entre el mar y el aire es de la forma siguiente:

- 1.- Radiación
- 2.- Calor Sensible
- 3.- Calor Latente
- 4.- Energía Cinética.

Radiación y Calor

Las tres primeras formas primarias de intercambio se traducen en enfriamiento del agua (pérdida) ó en calentamiento de la misma (ganancia) y únicamente una pequeña -- fracción de la radiación solar se absorbe para utilizarse en procesos químicos y biológicos.

Las pérdidas o ganancias de energía ocurren cerca de la superficie libre del agua y afectan la estabilidad y -

temperatura del agua. Por ejemplo, al enfriarse la superficie del agua se incrementará su densidad a tal punto -- que las masas de agua descenderán causando un mezclado -- vertical. Por otra parte, al calentarse el agua disminuirá su densidad impidiendo el movimiento vertical; en el primer ejemplo decrece la estabilidad vertical y en el segundo se incrementa. Tales cambios en temperatura y densidad ocurren en un rango menor ó mayor, provocando desde mezclado locales hasta la ocurrencia de corrientes de importancia.

Debido a que la densidad también depende de la salinidad, la pérdida de calor latente, relacionada con la -- evaporación del agua, incrementa la densidad de la superficie del agua como un resultado de dos procesos; enfriamiento asociado a un cambio en fase (líquido a vapor) e -- incremento en la salinidad ya que se evapora el agua. La condensación en la superficie presenta el efecto opuesto, decreciendo la densidad debido a un incremento en la temperatura y disminución de la salinidad.

La precipitación en el mar también produce variaciones en la densidad de la capa superficial del agua debido a los cambios en temperatura y salinidad.

Energía Cinética.

Los intercambios de energía cinética, asociada con -- un movimiento relativo entre el mar y el aire son probablemente los aspectos más importantes para los fines de este libro. La -- transferencia de energía cinética es la que provoca la -- ocurrencia de oleaje, corrientes, tormentas y mezclado -- vertical. Ello es el resultado de la fricción que se pro

duce entre el aire y la superficie libre del agua.

Vientos.

Veamos los efectos del viento sobre los océanos. Al requerir determinar esos efectos es necesario, en primer lugar, conocer como es el viento sobre las zonas oceánicas.

Mediante observaciones y mediciones sistemáticas, -- que se efectúan en estaciones meteorológicas terrestres y sobre embarcaciones, se logra conocer las características del viento en un sitio en particular, pero debido a que existen relativamente pocas estaciones sobre la tierra es necesario recurrir a estimaciones de la velocidad y dirección del viento por medio de las cartas sinópticas del -- tiempo; éstas describen las condiciones del clima en una amplia área y en un cierto momento. Las observaciones -- sistemáticas se realizan en todo el mundo a las 00, 06, - 12 y 18 GMT, las cuales se transmiten por código a cen---tros regionales quienes lo transmiten a centros de procesamiento de la información. Los datos se transfieren a un mapa de la zona respectiva, de acuerdo con 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 (ddff), movimiento real del buque ($D_s V_s$), y dirección de los vientos distantes (swells) los cuales se dibujan de acuerdo con la dirección reportada.

Una vez que se dibujan los datos, el meteorólogo ---

diagnostica la situación atmosférica y delinea las líneas de presión y la localización de los frentes.

Las líneas de presión se indican por medio de isobaras que son líneas que unen los puntos que tienen la misma presión. Las curvas isobáricas delimitan centros de alta y baja presión (H y L respectivamente).

Generalmente las líneas de isobaras se representan con intervalos de cuatro milibares (mb), por ejemplo 996 mb, 1000 mb, 1004 mb, etc. Estos intervalos pueden ser diferentes dependiendo de la escala del mapa utilizado. Las líneas de igual presión muestran, además de la localización de los centros de alta y baja presión, la intensidad del viento se infiere por el espaciamiento entre isobaras. Un ejemplo de las cartas sinópticas se muestra en la figura II.17.

Existen unas enormes áreas semipermanentes de presión alta que se localizan sobre los océanos y aproximadamente entre los 30 y 35 grados de latitud, las cuales giran lentamente día con día y se trasladan con el paso del sol durante el transcurso de un año, moviéndose hacia el norte durante el verano del hemisferio norte y hacia el sur durante el invierno del hemisferio norte. La posición en latitud señalada representa la localización media durante su migración anual. La intensidad de esas altas presiones subtropicales varían muy poco día con día, sin embargo anualmente presentan su máxima intensidad en el verano y mínima en el invierno.

Fuera de esos casi permanentes centros de alta presión, los patrones de presión se caracterizan por ser migratorios, los cuales se ubican en latitudes medias y al-

tas. Una excepción son los huracanes que son centros de baja presión muy intensos localizados en áreas oceánicas-tropicales. Los huracanes presentan curvas isobáricas casi circulares y se trasladan entre el perímetro de las áreas de alta presión subtropicales y semipermanentes.

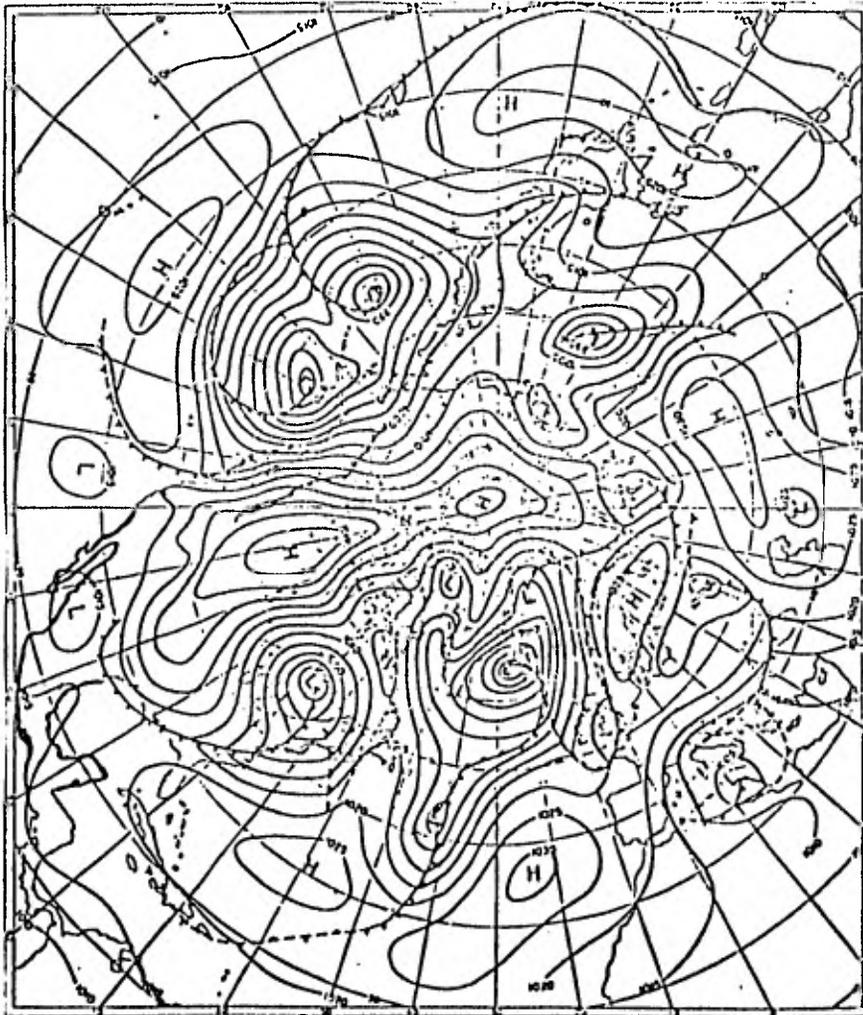


Figura II.17 .- Presión sobre el nivel del mar (basado en series diarias de cartas sinópticas del tiempo en el Hemisferio Norte) a las 12 GMT el 12 de marzo de 1950 (unidades de presión en milibares y los --- frentes están representados en la simbología estándar.)

Con respecto al movimiento de los centros de alta -- presión, se ha observado que en general los de alta presión son mas largos en extensión horizontal que los de ba ja presión y ambos generalmente se trasladan diariamente hacia el Este. En el hemisferio norte los centros de alta presión tienden a moverse hacia el sureste y los de ba ja presión hacia el noreste. Lo contrario sucede en el - hemisferio sur. Los centros de alta presión generalmente se disipan al combinarse con las áreas de alta presión -- subtropicales.

Los frentes de presión muestran la localización lími te entre grandes masas de aire que tienen diferente densi das, es decir diferente temperatura. Cuando una masa de aire caliente se encuentra con una masa de aire frío, la primera se elevará sobre la segunda, ya que la masa de ai re frío es mas densa, ésta buscará colocarse bajo la me-- nor densidad forzando a la de aire caliente a elevarse.

Conforme el aire se eleva se expande (debido a que - disminuye la presión y se enfría. Si el enfriamiento es suficiente, la humedad del aire se condensa para formar - las nubes provocando posteriormente que llueva o neve.

Un frente en movimiento se clasifica como "caliente" o "frío" dependiendo de la dirección relativa de su movi- miento sobre la superficie. Si el frente se desplaza de una localización y el aire frío reemplaza el aire calien- te en la superficie y se le denomina frente frío, y por - otra parte si el aire caliente reemplaza al aire frío se le llama frente caliente. En ambos casos el aire frío se encuentra bajo el aire caliente y el frente señala la --- frontera en la superficie. Finalmente si un frente no se

translada se le denomina estacionario. Obsérvese la relación entre isóbaras y frentes en la figura II.17, siendo - ésto importante ya que al cruzar un frente la dirección de los vientos asociados sufre un cambio.

Realmente la frontera entre las masas de aire es una superficie inclinada, siendo la pendiente mayor cuando --- existe un frente frío (1:500 a 1:150) y menor en el caso - de los frentes caliente o estacionario (1:200 a 1:400). -- Debido a que los frentes fríos tienen una pendiente pronunciada, las nubes y el "mal tiempo" se presentan en banda - angosta (entre 75 y 150 kilómetros) paralela al frente.

Con un frente cálido, las nubes y precipitación se extienden cuando mucho a 1500 kilómetros hacia adelante de - su posición en la superficie. En general los frentes fríos se desplazan mas rápido que los frentes calientes.

A menudo, cuando se presenta un frente estacionario - se desarrolla una perturbación u onda en la zona fronteriza. En la superficie ésto aparece como una onda de baja - presión. Un ejemplo se muestra en la figura II.18. Con-- forme se desarrolla un centro de baja presión, con sus asociados vientos con dirección contraria al movimiento de -- las manecillas del reloj para el hemisferio norte, los --- frentes se desplazan diferente, como se muestra en la figura II.18. Debido a que los frentes fríos se trasladan -- mas rápido que los frentes calientes, el frente frío alcanza al frente caliente resultando una oclusión.

Determinación de la Intensidad del Viento.

Para conocer la intensidad de la acción del viento y-

con ello las condiciones del oleaje que produce es necesario auxiliarse de los reportes de los barcos en la zona de interés a fin de obtener la información directamente, sin embargo, debido a que los reportes de los buques se refieren a zonas muy dispersas y distantes entre sí, nos vemos obligados a estimar la velocidad del viento en la zona de interés. Esto es posible debido a que hay una relación entre el viento y las líneas de presión que es posible inferir de las cartas sinópticas del tiempo.

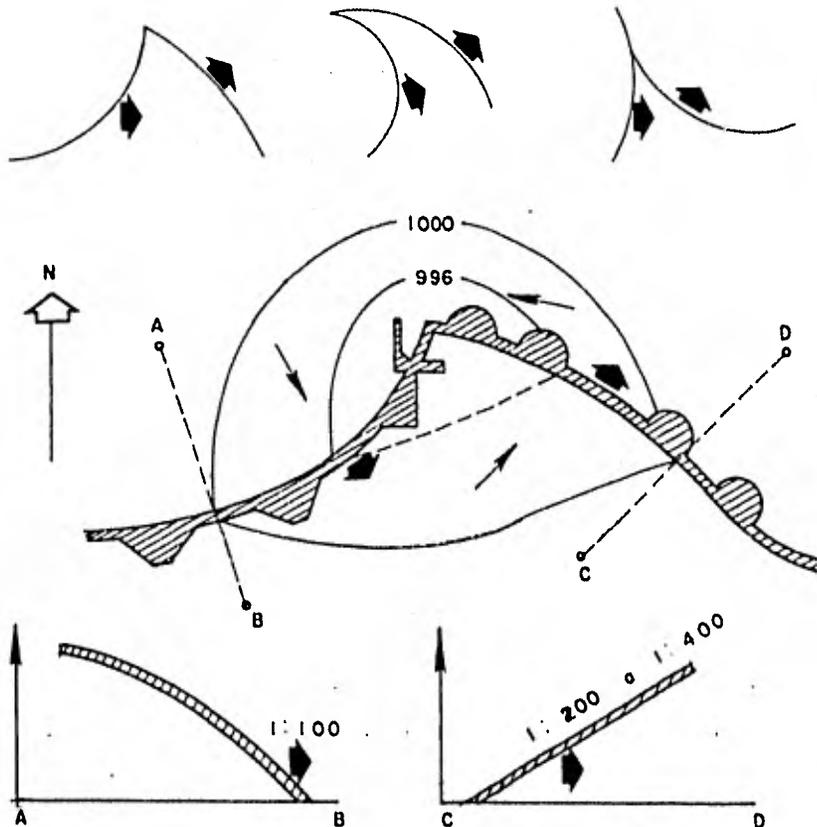


Fig. II.18.- Frentes de Aire.

Si se dibuja una línea perpendicular y que cruce un conjunto de isóbaras, la presión en los diferentes puntos de esa línea será diferente ya que cada isóbara representa diferente presión. El cambio de presión en una cierta distancia a lo largo de la línea (considerando de mayor a menor presión) se le denomina gradiente de presión y la distancia entre isóbaras se le llama espaciamiento entre isóbaras. Si no existen otras fuerzas, el aire tenderá a trasladarse a lo largo de la línea hacia las presiones menores como resultado de la fuerza de presión, es decir, en la dirección del gradiente. Un mayor gradiente o menor espaciamiento entre isobaras provoca una velocidad de traslado mayor.

Sin embargo, otras fuerzas están actuando y provocan un cambio en el movimiento. Estas fuerzas son la de Coriolis o de Deflexión y la de Fricción.

La fuerza de deflexión es una fuerza ficticia que - la notamos porque cuando observamos el movimiento estamos sobre una plataforma móvil, es decir la tierra que - gira y esto afecta los movimientos observados de todos - los objetos móviles.

Esta fuerza es directamente proporcional a la velocidad del movimiento y a la latitud. Como una consecuencia los objetos del hemisferio norte que están en movimiento se deflecan 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.

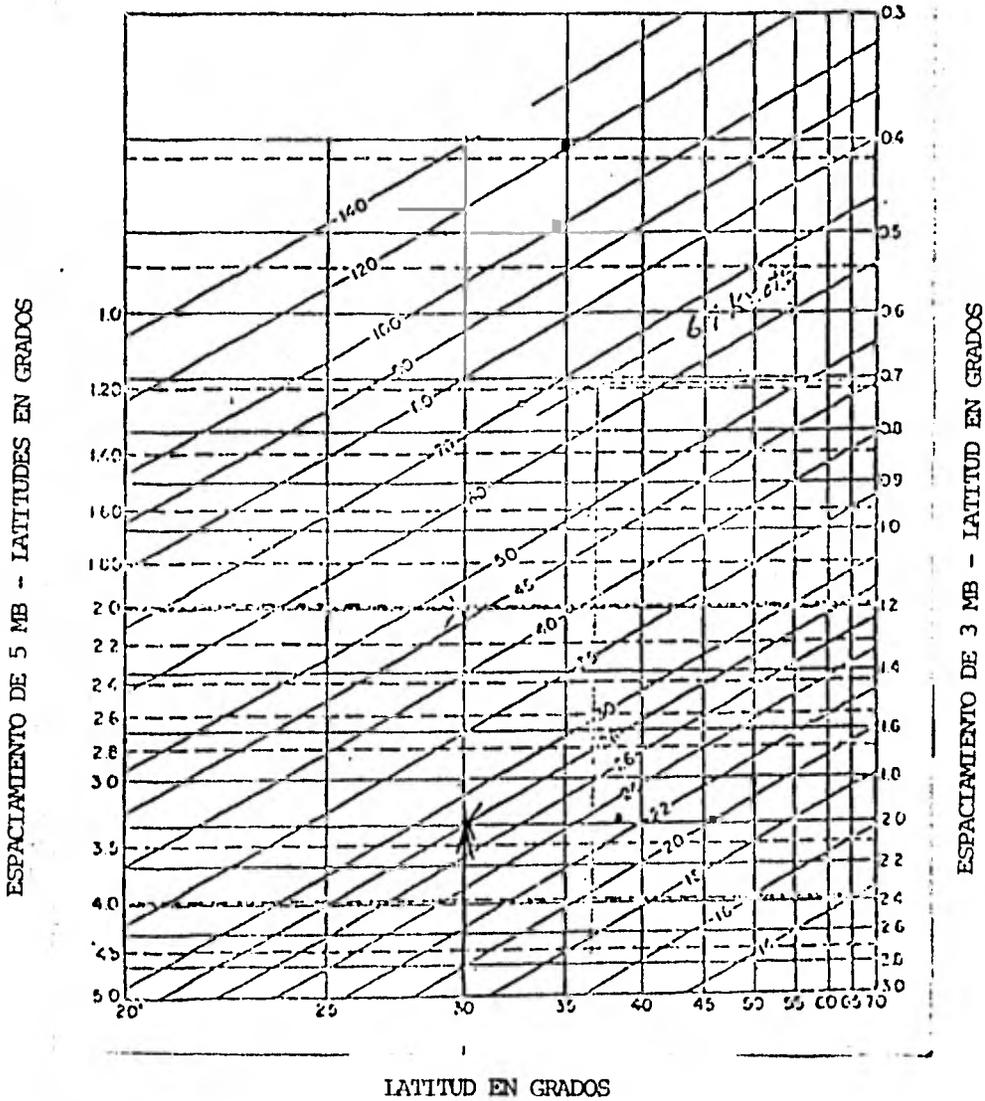
En el hemisferio sur sucede lo contrario, la fuerza de deflexión es hacia la izquierda y al estar de espal-

das al viento la mayor presión estará a la izquierda y la menor a la derecha. Este viento idealizado se le denomina Viento Geostrófico. Para conocer su magnitud nos podemos ayudar de la gráfica 2.1. Nótese que las coordenadas de la gráfica son: en las ordenadas el espaciamiento entre isóbaras se da de 3mb y 5 mb en grados de latitud (1 grado de latitud es igual a 60 millas náuticas) y en las abscisas se da la latitud del sitio de interés. La velocidad del viento geostrófico se da en nudos a través de las líneas inclinadas. Observe que para un cierto espaciamiento entre isóbaras la velocidad del viento decrece con la latitud y para cierta latitud, la velocidad del viento se incrementa con el gradiente de presión. Así, para un sitio con latitud 30°N , que el espaciamiento entre isóbaras de 3 mb sea de 2 grados de latitud o sea 120 millas náuticas, el viento geostrófico resulta de 28 nudos con dirección del viento paralelo a las isóbaras y la presión menor hacia la izquierda.

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 algunas ocasiones las fuerzas de presión y las fuerzas de deflexión no están en equilibrio apareciendo una fuerza centrípeta que hace que en ambos hemisferios, alrededor de los centros de alta presión sea mayor la fuerza de deflexión y alrededor de los centros de baja presión sea mayor la fuerza de presión. En ausencia de fricción, es decir a grandes alturas, cuando el viento sopla paralelo a las curvas isobáricas, se le denomina viento de gradiente.

El ángulo entre las isóbaras y los vectores del vien

VELOCIDAD DEL VIENTO GEOSTROFICO, VG, EN NUDOS



$$V_g = \frac{1}{2 \Omega \rho \sin \phi} \frac{\Delta P}{\Delta n}$$

Para: $\Delta P = 5 \text{ mb}$ ó 3 mb $\Omega = 7.29 \times 10^{-5} \text{ rad/seg}$
 $\Delta n = \text{latitud en grados (del lugar)}$ (velocidad de rotación de la tierra)
 $P = 1013.3 \text{ mb}$
 $T = 10^\circ \text{C}$ $\rho = 1.2 \times 10^{-3} \text{ gm/cm}^3$

Gráfica 2.1.- Cálculo del Viento Geostrofico.

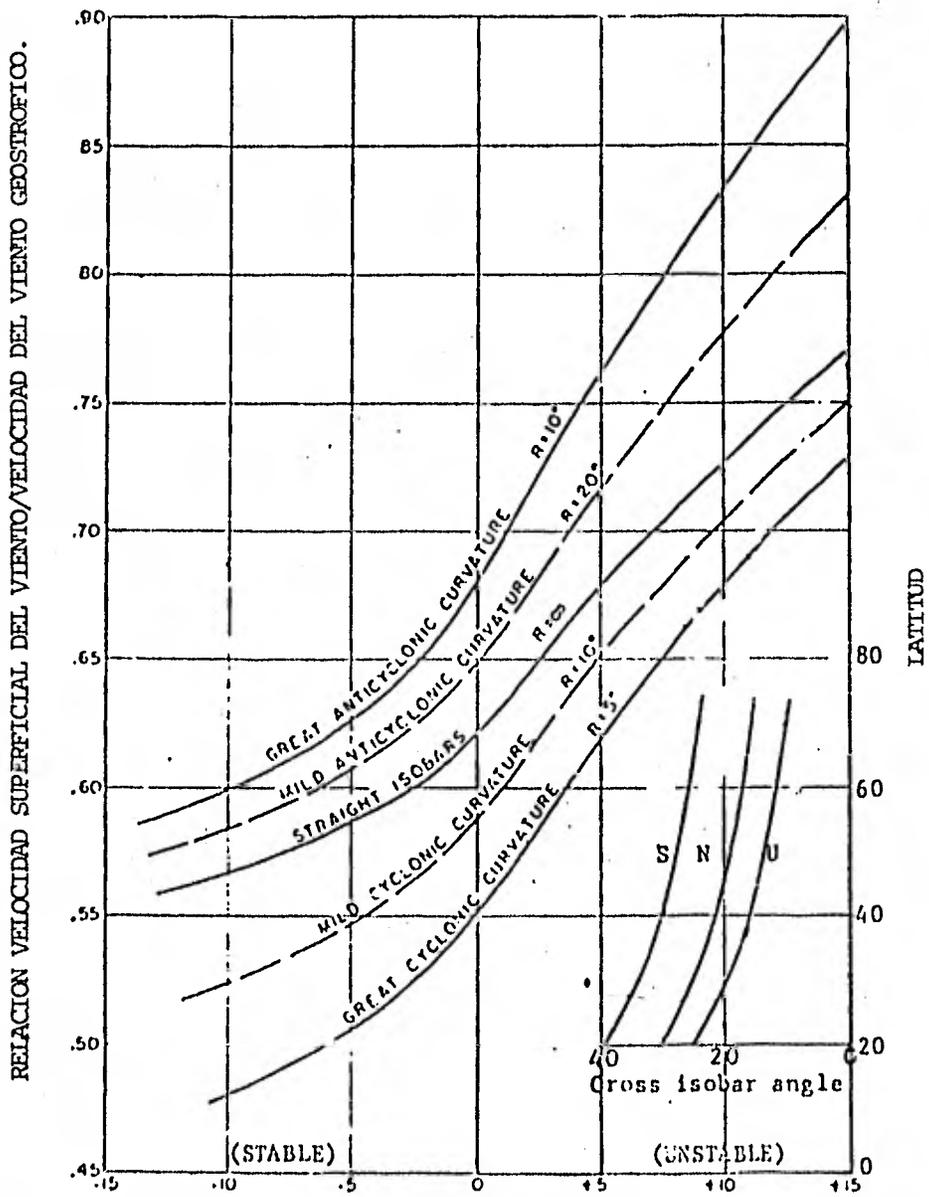
to se le denomina ángulo de cruce y en general, sobre los océanos este ángulo es de aproximadamente 20 grados, mientras que en las porciones terrestres es de 35 grados debido a que la fricción es mayor. Este ángulo varía con la latitud y la estabilidad del aire. Esta estabilidad atmosférica se puede relacionar con la diferencia de temperatura entre el mar y el aire.

Cuando el agua está más caliente, transmite calor al aire, causando una inestabilidad que produce una convección y mezclado vertical resultando un ángulo de cruce pequeño.

En la gráfica N^o 2.2 se muestran los resultados empíricos de ángulo de cruce como una función de la latitud y estabilidad. Existe la estabilidad neutral cuando $T_s - T_a = 0^\circ\text{F}$; se dice que es estable el aire (S), cuando tiene una temperatura mayor que el agua y se dice que es inestable (U) si su temperatura es menor que la del agua. En condiciones de vientos fuertes, el ángulo de cruce puede ser mayor a los 40° .

En la misma figura se muestra el factor de corrección para obtener la velocidad del viento superficial a partir del conocimiento de la velocidad del viento geostrófico.

Los términos ciclónico y anticiclónico mencionados en la figura se refieren a las isobaras alrededor de centros de baja o alta presión respectivamente y la curvatura son los valores de los radios (R) de las curvas isobaras en grados de latitud (1 grado de latitud = 60 millas náuticas), este debe medirse directamente en las cartas sinópticas.



DIFERENCIA DE LA TEMPERATURA MAR-AIRE $T_s - T_a$ ó $(T_w - T_a) - (T_w - T_a)_T$ en °F.

- S = Estable
- N = Neutral
- U = Inestable

Gráfica 2.2
Relaciones de V_{sup} / V_g .

Si se desconoce la diferencia de temperatura entre mar y aire, se puede considerar que si la dirección del viento es hacia alguno de los polos el aire tendrá un parámetro estable y si la dirección del viento es hacia el ecuador será inestable. Si no se tiene alguna información, se puede suponer una estabilidad neutral.

Pese a lo subjetivo de algunas de sus partes, el procedimiento descrito proporciona buenos resultados y en algunas ocasiones es más útil que los reportes meteorológicos.

II.2.3 CRECIMIENTO Y DECAIMIENTO DE LAS OLAS GENERADAS POR EL VIENTO.

En la superficie de agua sobre la cual el viento está soplando y generando olas se le conoce con el nombre Fetch o área del Fetch. En esta área el crecimiento de las olas se encuentra gobernado por tres factores:

- a) La Velocidad del Viento.
- b) La longitud de Fetch en la dirección en que el viento esta soplando.
- c) El lapso en que el viento esta soplando.

El primero de los factores ha sido analizado en el inciso precedente, quedando ahora por considerar los dos siguientes.

...

II.2.3.1 DETERMINACION DEL FETCH Y EL TIEMPO DE PERMANENCIA.

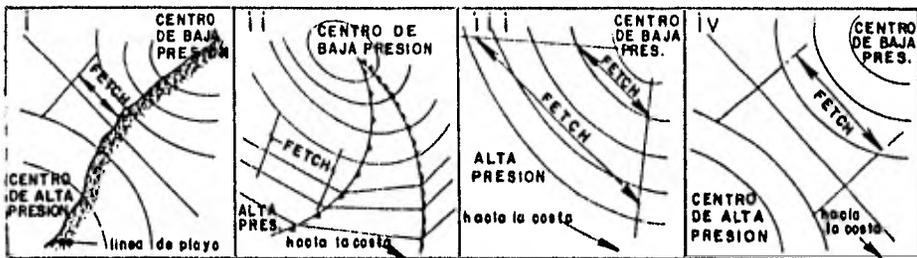
El área del océano donde actúa el viento presenta en la superficie características caóticas, de hecho se presentan las llamadas ondas de cresta corta en las cuales - las partículas se comportan en condiciones tridimensionales de movimiento, a diferencia del oleaje normal en que dicho movimiento se analiza en dos dimensiones.

En la región donde se define al Fetch, la velocidad y dirección del viento deben ser razonablemente constantes, por lo que la velocidad debe variar a lo sumo en ± 5 nudos (2.5 m/seg) de la media.

Los límites del Fetch quedan delineados por:

- i) La costa en la dirección del viento (barlovento)
- ii) Los frentes meteorológicos.
- iii) La curvatura de las isobaras.
- iv) La separación entre isobaras.

En la figura II.19 se muestran dichos límites:



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 isóbaras son casi rectas, y de 45° en zonas de isóbaras curvas. Por encima de éstos valores los resultados se deterioran extraordinariamente. Por tanto si estamos en el segundo caso, la línea del contorno de la superficie del Fetch se define prácticamente eligiendo aquellos puntos en la línea que forma 45° con la tangente a la isobara que pasa por el punto de interés.

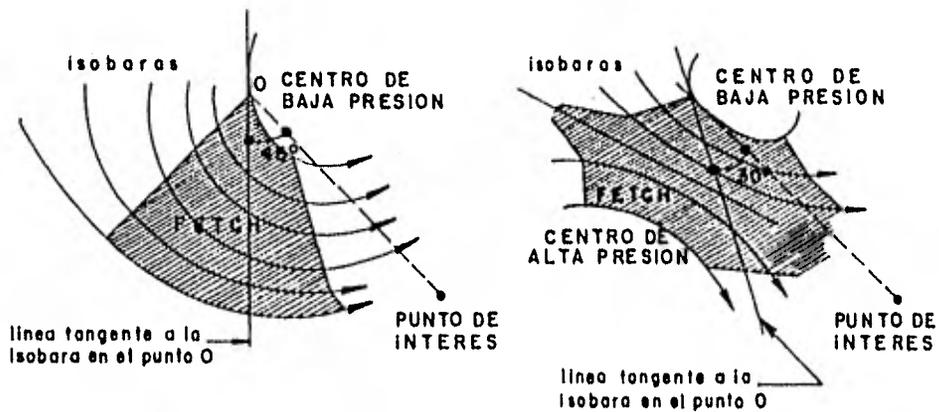


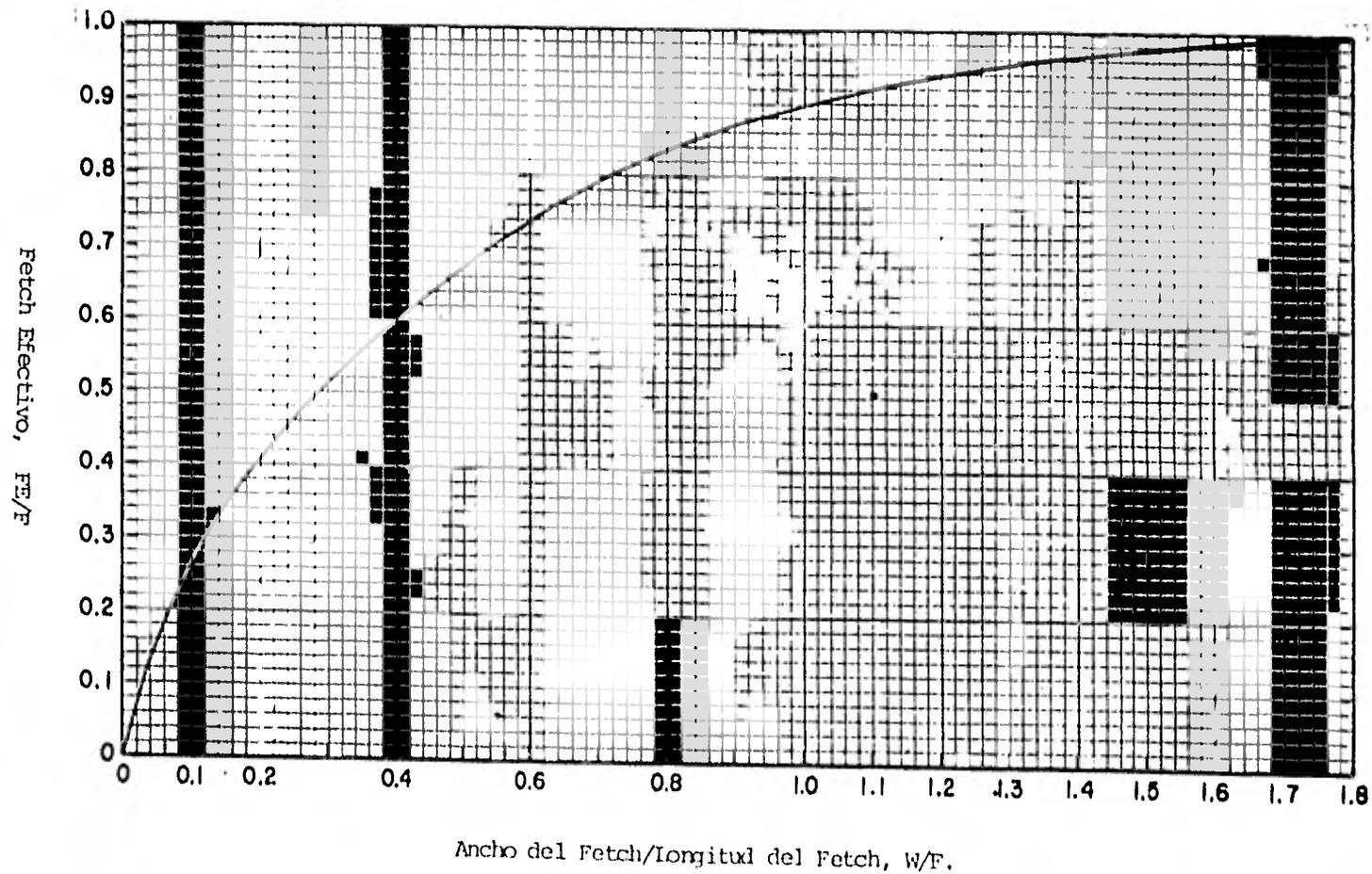
Fig. II.20 Delimitación del Fetch.

El efecto del ancho del Fetch en la zona de generación generalmente se desprecia en las áreas sobre los océanos, dado que generalmente son tan anchos como su longitud. En los cuerpos de agua interiores (bahías, ríos, lagos, etc), los Fetchs están limitados por las formas de las fronteras terrestres que rodean los cuerpos de agua. En estos casos, generalmente, los Fetchs son largos comparados con su ancho, provocando que las olas generadas sean significativamente menores a las que se producirán bajo las mismas condiciones en áreas oceánicas.

Saville (1954) propuso un método para determinar el efecto del ancho del Fetch en la generación del oleaje. En la gráfica 2.3, basada en este método, se indica el Fetch efectivo respecto a un ancho relativamente uniforme de Fetch.

Si la línea de la costa es irregular el método de la gráfica 2.3 es aplicable, siendo necesario aplicar un método mas general. Este método se apoya en el concepto de que en los cuerpos de agua interiores restringen, por su geometría, la longitud del Fetch y al disminuir la relación ancho/longitud del Fetch, se obtiene un Fetch efectivo mas corto. Un procedimiento para determinar la longitud del Fetch efectivo se muestra en la figura II.21 el cual consiste en la construcción de 15 radios con centro en el punto de interés, separados en intervalos de 6° (limitados por un ángulo de 45° a cada lado de la dirección del viento) y extendiéndolos hasta que intercepten las orillas del cuerpo de agua.

La componente de la longitud de cada radio, en la dirección paralela a la dirección del viento se multiplica



Gráfica 2.3.- Relación entre el ancho del Fetch y la longitud del Fetch para Fetchs rectangulares.

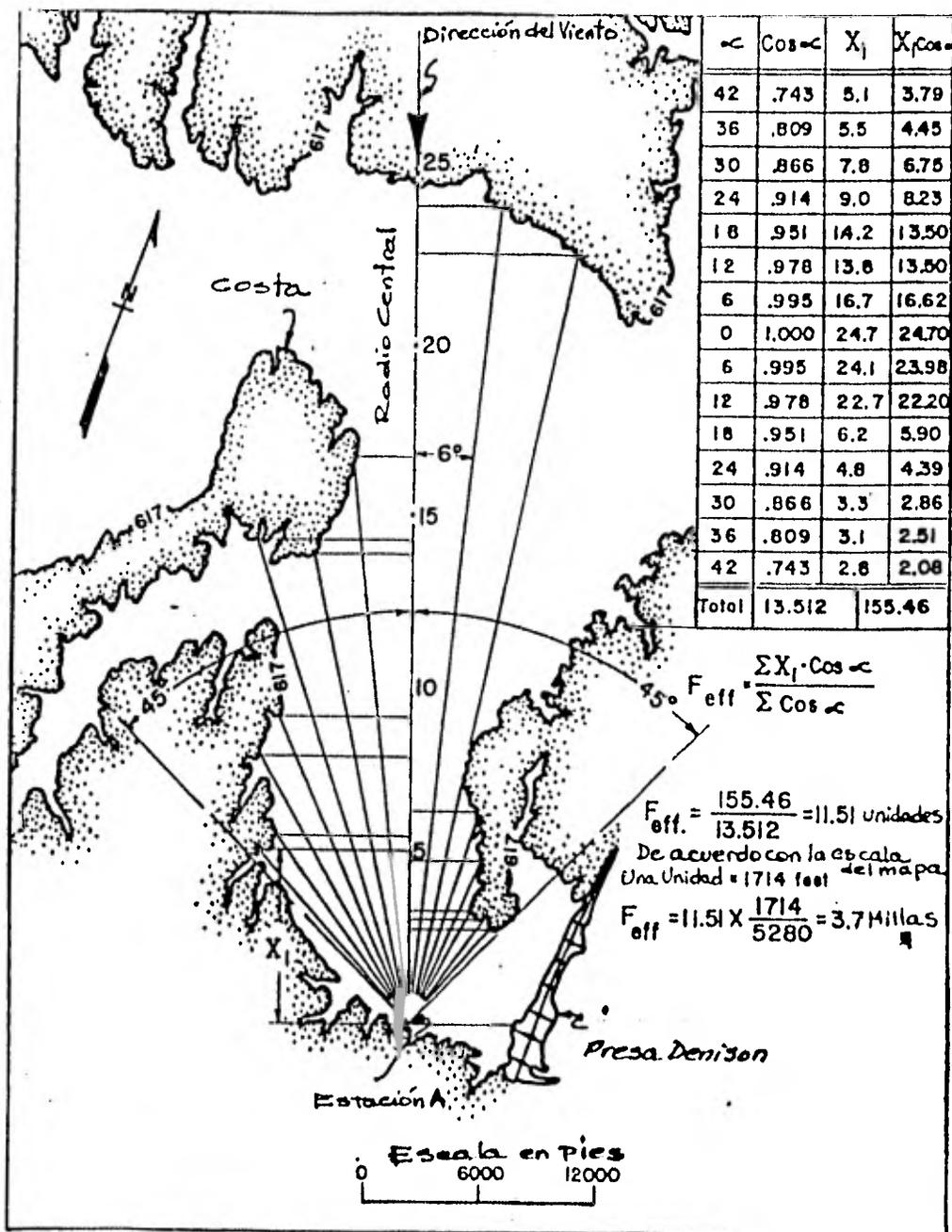


FIG. 11.21

por el coseno del ángulo que se forma entre el radio y la dirección del viento. La longitud del Fetch efectivo será el resultado de la suma de todos los productos anteriores aplicados a cada radio y dividiendo entre la suma de los cosenos de los ángulos. Cabe señalar que no es requisito que el intervalo entre los radios sea de 6° , pudiendo adoptarse otro espaciamiento.

II.2.3.2 METODO SMB PARA PREDICCIÓN DE OLEAJE EN AGUAS PROFUNDAS.

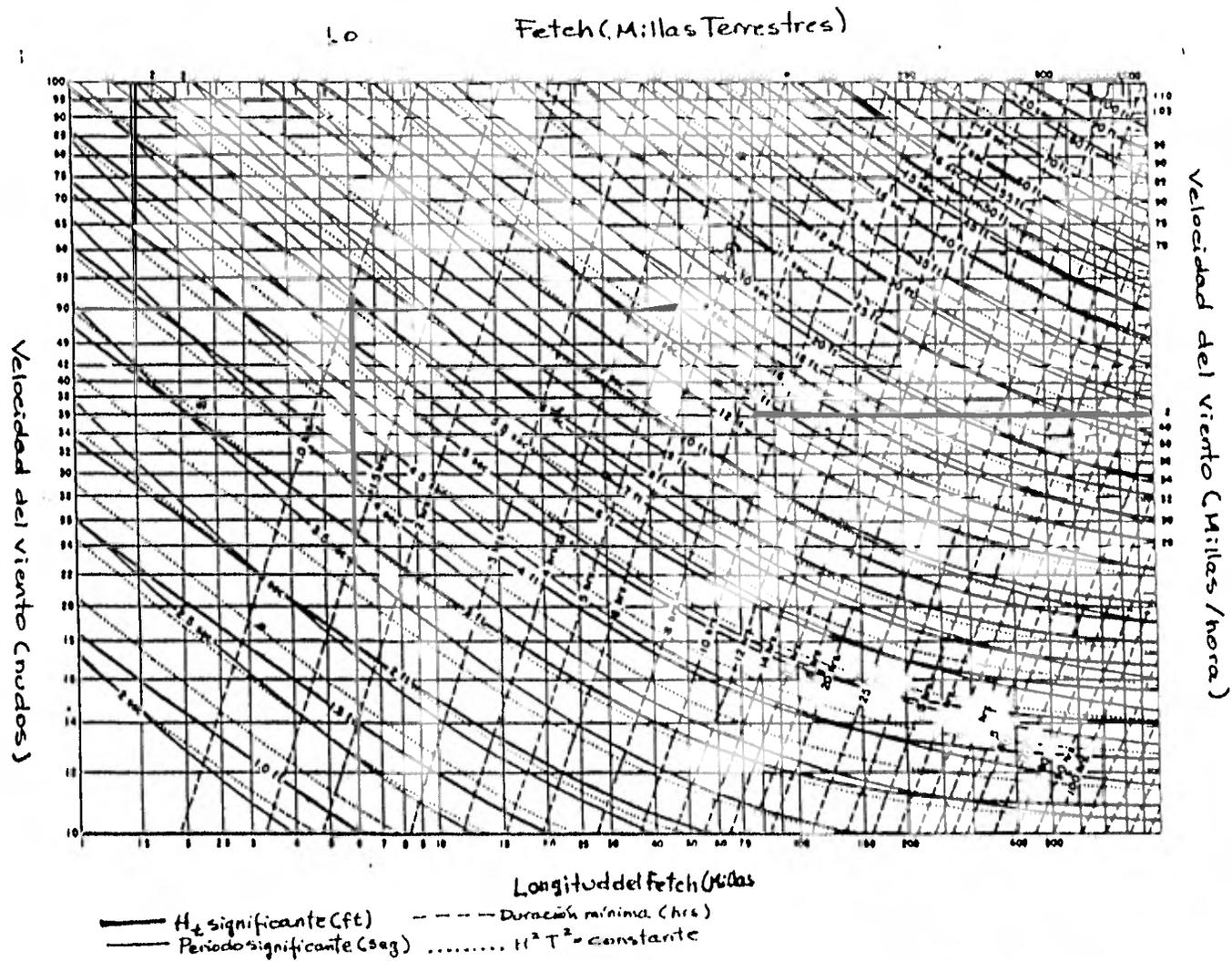
Sverdrup y Munk diseñaron una serie de curvas de utilidad para la predicción del oleaje. Estas curvas fueron posteriormente revisadas por Bretschneider quien les adicionó datos empíricos, por lo que este procedimiento de predicción se le denomina el método de Sverdrup-Munk-Bretschneider (SMB). La aplicación de este método es recomendable cuando se dispone de pocos datos y tiempo.

Las curvas que se muestran en las gráficas 2.4 y 2.5 -- representan las ecuaciones empíricas siguientes:

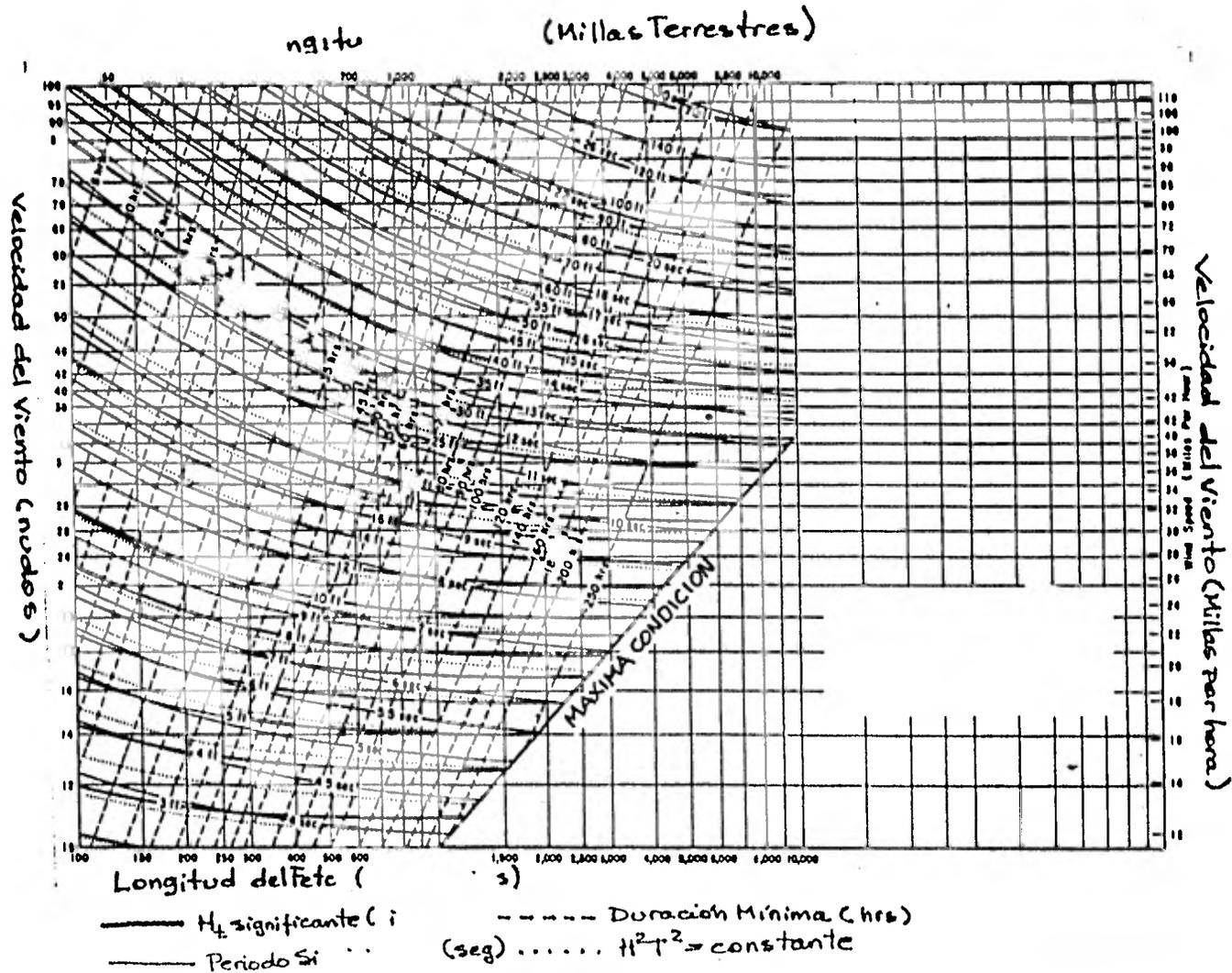
$$\frac{SH}{U^2} = 0.283 \tan h \left[0.0125 \left(\frac{RF}{U^2} \right)^{0.42} \right] \dots (2.101)$$

$$\frac{ST}{2\pi U} = 1.20 \tan h \left[0.077 \left(\frac{RF}{U^2} \right)^{0.25} \right] \dots (2.102)$$

$$\frac{St}{U} = k e^{\{x\}} \dots (2.103)$$



Gráfica 2.4.- Curvas de Predicción de oleaje en aguas profundas como una función de velocidad del viento, longitud del Fetch y duración del viento (para Fetchs de 1 a 1,000- millas).



Gráfica 2.5 .- Curvas de predicción del oleaje en aguas profundas como una función de la velocidad del viento, longitud del Fetch y duración del viento (para Fetchs de 100 a más de 1,000 millas).

Donde:

$$\{X\} = \left\{ A \left[\ln \left(\frac{SF}{U^2} \right) \right]^2 - B \ln \left(\frac{SF}{U^2} \right) + C \right\}^2 + D \ln \left(\frac{SF}{U^2} \right)$$

$$\begin{aligned} \ln &= \log_e \\ K &= 6.5882 \\ A &= 0.0161 \\ B &= 0.3692 \\ C &= 2.2024 \\ D &= 0.8798 \end{aligned}$$

Al conocer la velocidad del viento, la longitud del Fetch y la duración de la acción del viento en el Fetch, con las ecuaciones (2.101), (2.102) y (2.103) es posible estimar la altura de la ola significativa (H_f) y el periodo significativo (T_f), al final del Fetch. En las gráficas 2.6 y 2.7, con el dato de la velocidad del viento (U) y las correspondientes líneas del Fetch y duración, la que interseque primero, es posible determinar H_f y T_f , así como el Fetch mínimo y tiempo de acción mínimo que pueden limitar las características del oleaje.

Cuando se utilizan varias cartas sinópticas del tiempo, los valores de (U) F y t se pueden tabular, para la primera carta, con el subíndice 1. Para la segunda con el subíndice 2, sin embargo, si resulta que $U_2 = U_1$, entonces $t_2 = t_{m1} + Z$, siendo Z el tiempo transcurrido entre la primera y la segunda carta. Si $U_2 \neq U_1$ entonces se considera que el cambio de velocidad de U_1 a U_2 ocurrió instantáneamente en el tiempo $Z/2$ y entonces la primera carta tiene una duración de $t_1 = t_{m1} + Z/2$ y el Fetch una longitud de $F_1 = F_{m1} + \Delta F/2$ donde ΔF representa el cambio en la longitud del Fetch entre las dos cartas.

Puesto que se asume que existe un cambio brusco en la velocidad del viento, la energía transmitida al oleaje por U_1 con una duración mínima $tm_1 + Z/2$ y Fetch mínimo $Fm_1 + \Delta F/2$ no cambia, entonces se asume que U_2 transmite energía al oleaje que ya contiene la energía debida a U_1 .

En las gráficas anteriores se representa con líneas punteadas el valor constante H^2T^2 lo que representa líneas de energía constante. Recuérdese que la ecuación de la energía del oleaje en aguas profundas está dada por $E_0 = \frac{\rho g H^2}{8} \frac{L_0}{8}$ (ecuación 2.38a).

Si la energía ha sido impartida a las olas bajo la acción de únicamente U_1 , esas olas serán de la altura y longitud que resulten en las gráficas 2.6 y 2.7 por la intersección de la ordenada U_2 con la línea de energía constante correspondiente a la energía impartida por U_1 con una duración mínima de $tm_1 + Z/2$ ó un Fetch mínimo de $Fm_1 + F/2$. Mediante un incremento en la duración mínima en este punto por la cantidad $Z/2$ ó cambiando el Fetch mínimo por una cantidad $\Delta F/2$, es posible determinar de una manera aproximada las condiciones del oleaje bajo la acción de U_2 en el momento de la segunda carta sinóptica.

Si la velocidad del viento U_2 es menor que U_1 el procedimiento que se sigue es similar.

II.2.3.3 CALCULO DEL DECAIMIENTO DE LA OLA EN AGUAS PROFUNDAS.

Las gráficas 2.6 y 2.7 se utilizan para estimar las características del oleaje después de que las olas han dejado el área del Fetch, pero aún viajan en aguas profundas.

Con la gráfica 2.6 y conocidos H_f , T_f , F_m y D (distancia de decaimiento), es posible determinar las relaciones.

$$\frac{\text{Decaimiento de la altura de la ola}}{\text{Altura de la ola correspondiente al Fetch}} = \frac{H_D}{H_F}$$

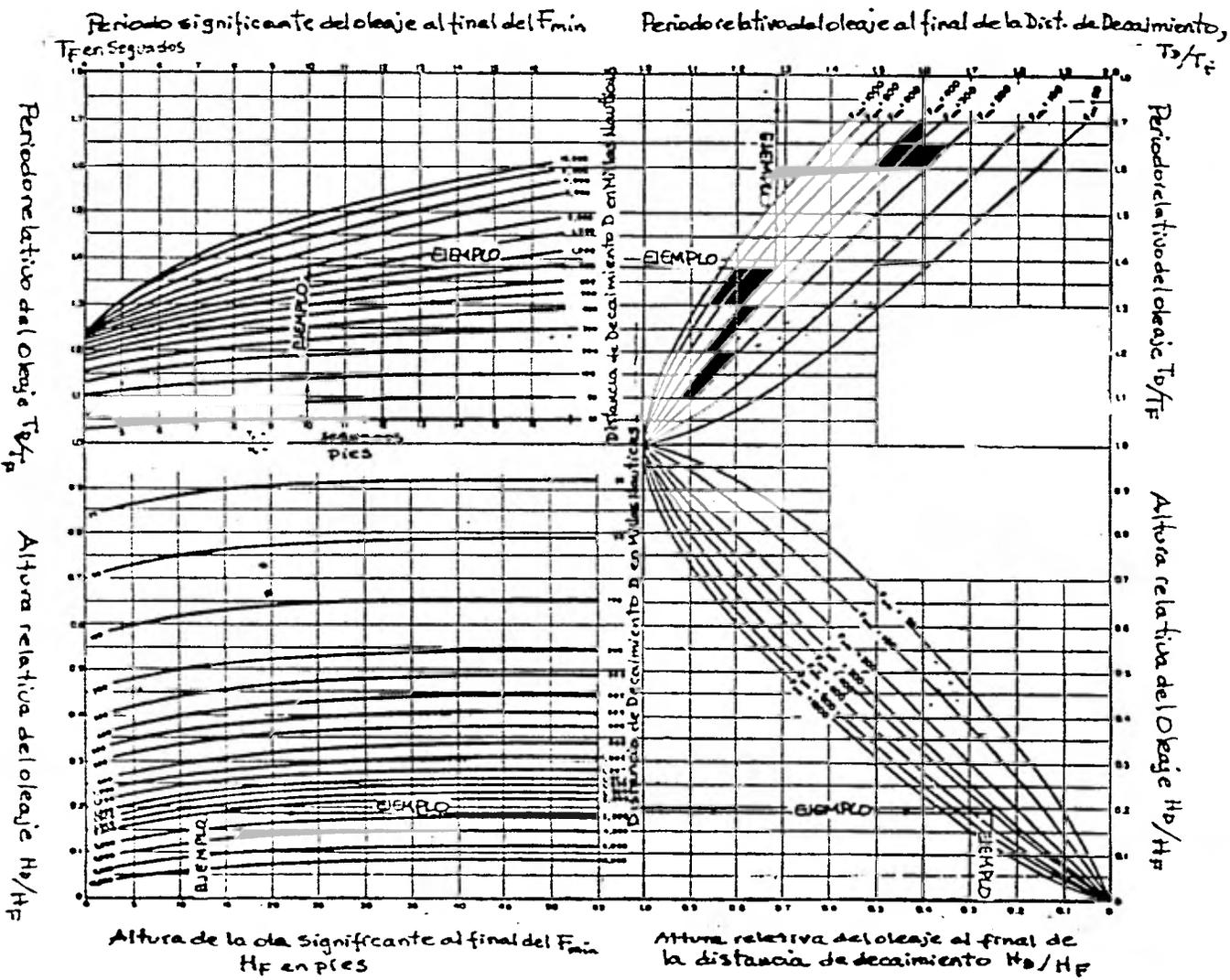
$$\frac{\text{Decaimiento del Período del Oleaje.}}{\text{Período del oleaje correspondiente al Fetch}} = \frac{T_D}{T_F}$$

Con la gráfica número 2.7 es posible calcular - - - el tiempo que tarda en viajar la ola desde el Fetch hasta la costa, conociendo el decaimiento del período del oleaje (T_D) y la distancia de decaimiento (D).

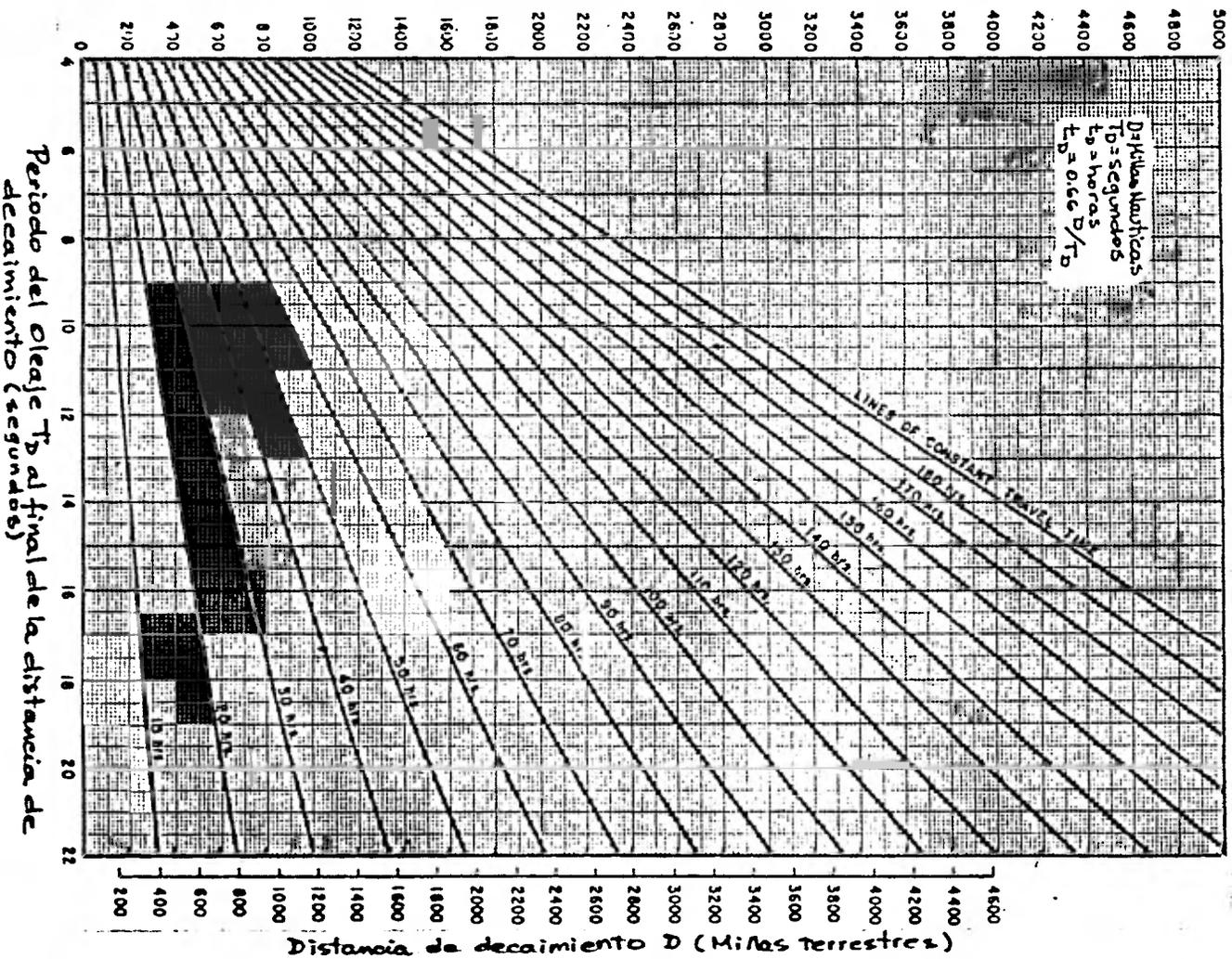
El tiempo de translación t_D se determina como el cociente de la distancia de decaimiento entre la celeridad de grupo en aguas profundas, teniendo un período igual a T_D .

Después de que las olas han dejado la zona de generación, generalmente siguen una trayectoria circular hacia la costa, dicha trayectoria circular tiene un radio muy grande por lo que se obtiene una buena aproximación si se considera una trayectoria rectilínea. La distancia de decaimiento (D) se determina midiendo la distancia recta, entre el frente del Fetch y el punto de interés. Si el punto de interés se localiza en la costa, será necesario considerar los efectos del fondo, refracción, fricción y percolación que se presentan en la translación de la ola desde el límite de aguas profundas hasta la costa.

...



Gráfica 2.6 .- Curvas de Decaimiento.



Gráfica 2.7 .- Tiempo de transición del Swell basado en $T_D = D/Cg$.

II.2.3.4 PREDICCIÓN DEL OLEAJE EN AGUAS BAJAS

a) Curvas de Predicción.

El tirante del agua afecta la generación del oleaje de tal suerte que en aguas bajas o intermedias la altura y período del oleaje resulta menor que el que se obtendrá en condiciones similares en aguas profundas.

Actualmente no se ha publicado algún método teórico que permita el cálculo de las olas generadas por viento - que actúa en aguas relativamente bajas.

El método que se describe a continuación se apoyó en los mismos procedimientos para la predicción del oleaje - en aguas profundas (II.2.3.2) y las pérdidas de energía - que se presentan, debido a la fricción en el fondo y la - percolación se determinan con las relaciones desarrolladas por Bretschneider y Reid (1953).

La selección de un factor de fricción por el fondo, - f_f , que se utiliza en las técnicas de predicción, está en función del criterio personal. Un valor de $f_f = 0.01$ se ha utilizado para obtener las gráficas 2.8, 2.9, 2.10, -- 2.11, 2.12, 2.13, 2.14, 2.15, 2.16 y 2.17 que se utilizan para predecir el oleaje en aguas bajas o intermedias con tirante constante. Estas curvas están determinadas por las - ecuaciones:

$$\frac{H}{U_t} = 0.283 \tanh \left[0.530 \left(\frac{S_d}{U_t} \right)^{0.75} \right] \left| \tanh \left\{ \frac{0.0125}{\tanh [0.530} \right. \right.$$

$$\left. \left. \frac{\left(\frac{S_f}{U_t^2} \right)^{0.42}}{\left(\frac{S_d}{U_t} \right)^{0.75}} \right\} \right] \dots \dots \dots (2.104)$$

$$\frac{ST}{2\pi U} 1.2 \tanh \left[0.833 \left(\frac{S_d}{U^2} \right)^{0.375} \right] \tanh \left\{ \frac{0.077}{\tanh \left[0.833 \left(\frac{S_F}{U^2} \right)^{0.375} \right]} \right\} \dots \dots \dots (2.105)$$

II.3 OLEAJE CICLONICO

Los ciclones se forman debido a que en algún lugar - sobre el mar, una gran masa de aire aumenta su temperatura debido al calor del agua y a la acción de los rayos so lares. Esta enorme masa de aire, disminuye su densidad y sube rápidamente cuyo hueco dejado es ocupado por aire de menor temperatura que se precipita. Las fuerzas de Corio lís hacen que el sistema empiece a girar. Este movimien- to se acelera y el aire que asciende, al enfriarse, produ- ce lluvias torrenciales. Finalmente, la fuerza centrífuga tiende a arrojar el aire hacia afuera que se equilibra con la presión del aire que tiende a precipitarse hacia - adentro. Esto resulta en una formación de tipo cilíndrico, cuyas paredes se han endurecido e impiden la entrada- del aire al centro. Este es el ojo del huracán, que usual- mente tiene entre tres y treinta kilómetros de diámetro en el que se presenta calma absoluta.

Los ciclones rara vez se originan cerca de 5 6 6 gra- dos de latitud y con mayor frecuencia en latitudes entre 10 y 20 grados.

Las isobaras presentan el aspecto de una elipse cu- yos ejes tienen relación de 2 a 3 partes y con el eje ma- yor en la dirección en que se trasladan.

En el Hemisferio Norte, la dirección del viento es - del orden de 30° tangente a las isobaras y con movimiento contrario a las manecillas del reloj. En sus inicios ge-

neralmente se trasladan hacia el Oeste y luego hacia el Noreste. Su velocidad de desplazamiento varía desde prácticamente cero, en el lugar de inflexión, en donde cambia su trayectoria con velocidades hasta de 300 km/día.

Los huracanes son ciclones tropicales en los cuales los vientos alcanzan velocidades de 120 km/hora o mayores y soplan en una gran espiral alrededor de un centro relativamente calmado. Están asociados con un centro de muy baja presión atmosférica y un fuerte gradiente de presiones que ocasiona dichos vientos de gran velocidad. El término huracán propiamente dicho, sólo es aplicable a aquellas tormentas tropicales que se originan en el océano Atlántico Norte Subtropical, entre Africa y las Antillas y a los que se generan cerca de la costa occidental de México. Los huracanes del mismo tipo son llamados Tifones en el Pacífico Norte y Occidental, así como en el Mar de China; Baguios en la Filipinas y Ciclones Tropicales en el Océano Indico, Bahía de Bengala y Mar Árabe.

Los efectos mas sensibles que provocan el paso de un ciclón cerca de la costa son los siguientes:

- a) Una sobreelevación del nivel del mar denominada Marea de Tormenta.
- b) Formación de oleaje con características extraordinarias, denominado Oleaje Ciclónico.

II.3.1 TECNICA DE PREDICION DEL OLEAJE CICLONICO.

La determinación del Fetch y la duración es mas difícil que para condiciones normales del clima. Los cambios sustanciales en la velocidad y dirección del viento tanto

en posición como en tiempo provocan dicha dificultad.

En los huracanes, las áreas del Fetch, en las cuales la velocidad y dirección del viento son razonablemente -- constantes, son muy pequeñas y nunca se alcanza un "mar - completamente desarrollado".

Se han propuesto muchos modelos matemáticos para el estudio de los huracanes, sin embargo cada uno se ha diseñado para simular algún aspecto de éste fenómeno y no existen suficientes datos para determinar el mejor modelo para todos los posibles propósitos de aplicación.

Para un huracán que se mueve lentamente, se sugiere aplicar las siguientes fórmulas a fin de obtener una estimación de la altura de la ola significativa en aguas profundas y el período en el punto de máxima velocidad del viento.

$$H_o = 16.5 e^{\frac{R \Delta P}{100}} \left[1 + \frac{0.208 \alpha V_R}{\sqrt{U_R}} \right] \dots (2.106)$$

$$T_s = 8.6 e^{\frac{R \Delta P}{200}} \left[1 + \frac{0.104 \alpha V_R}{\sqrt{U_R}} \right] \dots (2.107)$$

Donde

H_o = Altura de la ola significativa en aguas profundas, en pies.

T_s = El correspondiente período de la ola significativa, en segundos.

R = Radio de los vientos máximos, en millas náuticas.

Δp = $P_n - P_o$, donde P_n es la presión normal de ---
29.92 pulgadas de mercurio y P_o es la presión
en el centro del huracán, en pulgadas de mer-
curio.

V_F = Velocidad de translación del huracán, en nu--
dos..

U_R = Velocidad máxima sostenida del viento, en nu-
dos, calculada para 30 pies sobre el nivel --
medio del mar en el radio R, donde:

$$U_R = 0.865 U_{\text{máx}} \text{ (para huracanes estaciona--} \\ \text{rios) (2.108)}$$

$$U_R = 0.865 U_{\text{máx}} + 0.5 V_F \text{ (para huracanes en} \\ \text{movimiento) (2.109)}$$

U_{max} = Velocidad máxima del viento de gradiente, en
nudos, a 30 pies sobre el nivel del mar.

$$U_{\text{max}} = 0.868 \{ 73 (P_n - P_o)^{1/2} - R(0.575f) \} \text{ (2.110)}$$

f = Parámetro de Coriolís = $2W \text{ sen}\phi$, donde W ,
velocidad angular de la tierra = $2\pi/24$ ra-
dianes por hora.

Latitud (ϕ)	25°	30°	35°	40°
f (rad/hr)	0.221	0.262	0.300	0.337

α = Coeficiente que depende de la velocidad de --
avance del huracán y del incremento de la lon-
gitud del Fetch efectivo debido a que el hura-
cán se encuentra en movimiento. Para huraca-
nes moviéndose lentamente, se sugiere adoptar
 $\alpha = 1.0$,

Una vez que se calcula H_o en el punto de viento máximo (aplicando la ecuación 2.106), también es posible obtener aproximadamente la altura de la ola significativa en aguas profundas en otras zonas del huracán utilizando la gráfica 2.18.

El correspondiente período de la ola se puede obtener de manera aproximada aplicando la siguiente ecuación:

$$T = 2.13 \sqrt{H_o} \quad (\text{en segundos})$$

Dónde H_o está dado en pies (obtenido de datos empíricos que muestran que la relación de esbeltez de la ola -- H/T^2 será de 0.22).

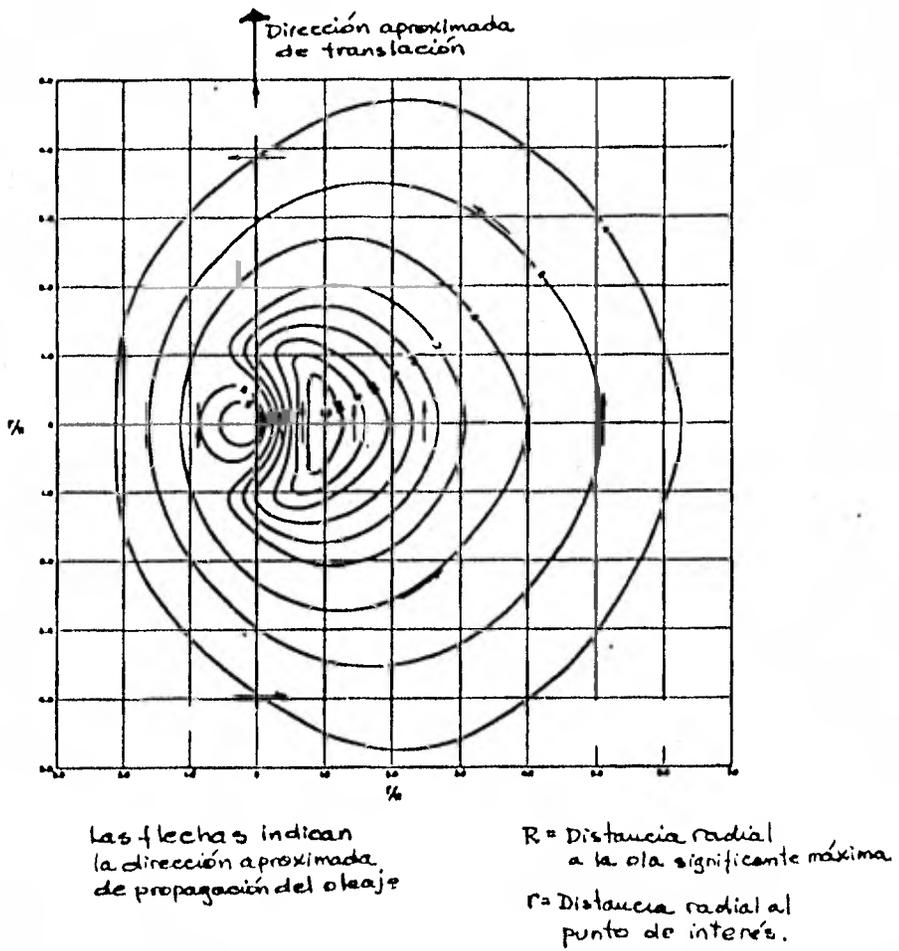
II.4 OLEAJE ESTADISTICO Y PROBABILISTICO

Es necesario el conocimiento del oleaje para el diseño de las obras marítimas a fin de calcularlas para soportar los efectos del mismo.

El estudio del conocimiento del oleaje lo podemos dividir en dos clases, el correspondiente al régimen de oleaje normal y el que se refiere al oleaje extraordinario o ciclónico.

El segundo requiere del análisis de las cartas sinópticas del tiempo y la aplicación de técnicas de predicción descritas en incisos precedentes.

Con relación al régimen de oleaje normal buscamos la ley que nos defina el porcentaje de tiempo que la altura de la ola excede un cierto valor.



Gráfica 2.18 .- Isolíneas de la relativa altura de la ola significativa para un huracán que se traslada lentamente.

II.4.1 REGIMEN DE OLEAJE NORMAL

Para contar con datos representativos es necesario - disponer de observaciones puntuales en el lugar de interés a través de campañas directas o registros del oleaje mediante equipos oceanográficos de medición.

La posibilidad de que el régimen de oleaje sea direccional y no meramente escalar, depende de que el método - de registro sea capaz de discriminar direcciones.

En caso de no existir información proveniente de campañas o estaciones de medición, es posible recurrir a --- fuentes como el "Atlas of Sea and Swell" publicado por la U. S. Naval Oceanographic Office de los Estados Unidos de Norteamérica, la cuál presenta las estadísticas de observaciones realizadas por buques de líneas regulares y pertenecientes a la marina en diferentes zonas perfectamente bien localizadas. También existen otras fuentes como el "Ocean Waves Statistics" en el cual se presentan las frecuencias de oleaje para diferentes rangos de altura y períodos, por estaciones y anualmente, en doce direcciones.

De acuerdo con el tipo de olas que se generan en un cuerpo de agua expuesto a la acción del viento, se observa que generalmente se presentan olas con alturas y períodos diferentes unos de otros.

Un registro típico del perfil del oleaje indica que las alturas y períodos del oleaje real no son constantes, como se considera en la teoría, y las longitudes y direcciones de propagación también son variables. Debido a - que este prototipo es tan complejo, es necesario recurrir a alguna idealización.

En incisos anteriores se mencionaron los parámetros "altura de ola significativa" y "período significativo de la ola" que representan las características de oleaje --- real de manera monocromática.

La representación del oleaje por medio de la altura y período significativo tiene la ventaja de poder aplicar muchas de las teorías sobre el oleaje y se ha encontrado con una representación adecuada en la solución de muchos de los problemas de ingeniería costera.

Para aplicar el concepto de "ola significativa es necesario definir los parámetros de altura y período a partir de observaciones del oleaje.

Munk (1944) definió la "altura de ola significativa" como la altura promedio del tercio mayor de un grupo de -- olas y resulta ser aproximadamente igual al promedio de -- las alturas de olas que reporta un observador experimentado. Para calcularla, se realiza el siguiente procedimiento: Un conjunto de olas registradas se divide en tres -- grupos de igual número de olas según su altura y la altura promedio del grupo de olas mas altas constituye dicha altura de ola significativa, representandose por $H_{1/3}$ o -- simplemente H_s .

El período de la ola significativa se puede obtener por medio de observaciones visuales del oleaje y resulta ser el período promedio de 10 a 15 olas prominentes y sucesivas. Cuando se determina a partir de registros del oleaje, el período de la ola significativa es una estimación subjetiva, y se calcula al obtener el período promedio de todas

las olas con valles que están por abajo del nivel medio - y crestas por encima de dicho nivel medio.

II.4.1.1 DETERMINACION DE LA ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE POR MEDIO DE LAS CARTAS DEL "SEA AND SWELL".

Las cartas de registro del oleaje se han diferen---
ciado en dos tipos , SEA y SWELL, presentando el resumen de observaciones por meses y zonas, y dentro de cada zona por una rosa de oleaje. Cada rosa consta de ocho direc---
ciones representándose para cada una de ellas la distribu---
ción de alturas observadas reducidas al mes respectivo. -
La distribución de alturas se hace partiendo de interva---
los (por ejemplo: 1 pie, 1-3 pies, 3-5 pies, 8-12 pies y 12 pies), asimilando en cada intervalo un porcentaje que indica el tiempo para cada mes en el cual se presenta un oleaje (SEA o SWELL) cuya altura de ola significativa esta incluida en el intervalo y cuya dirección es la representa---
da por la flecha correspondiente.

Por oleaje local (SEA) se refiere a las olas genera---
das por vientos locales soplando sobre la superficie del mar, las que son generalmente de períodos cortos y de alturas pequeñas, dando la apariencia de una superficie ---
irregular, rápidamente cambiante, que se desplaza en la ---
misma dirección en la que sopla el viento generador. El oleaje distante (SWELL) se refiere a las olas que han ---
avanzado mas allá de la influencia de los vientos genera---
dores. Comparativamente con el tipo anterior, éstas son de mayor período y altura, mas uniformes y su dirección ---
no esta asociada a la del viento en el sitio de observa---
ción.

II.4.2 OLEAJE PROBABILISTICO

Cuando las alturas de olas individuales de un registro de varias olas se clasifican de mayor a menor, la frecuencia de ocurrencia de las olas mayores que una cierta altura arbitraria se puede determinar con una buena aproximación por medio de la forma acumulativa de la distribución de Rayleigh.

De acuerdo con la función de distribución de Rayleigh la probabilidad que esa altura de ola H sea mayor que un valor arbitrario \hat{H} esta dada por:

$$P (H > \hat{H}) = e^{-\left(\frac{\hat{H}}{H_{rms}}\right)^2} \dots \dots \dots (2.111)$$

Donde H_{rms} es un parámetro de la distribución y $P (H > \hat{H})$ es el número "n" de olas mayores que " \hat{H} " dividido entre el número total de olas "N" que se tomaron en cuenta del registro. Por lo tanto "P" tiene la forma n/N . El valor H_{rms} se le denomina "la altura de la raíz cuadrada media" y se define por:

$$H_{rms} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{j=1}^N H_j^2} \dots \dots \dots (2.112)$$

Sustituyendo este valor en la ecuación 2.38 que define la energía total por longitud de onda, resulta al considerar la energía total por unidad de área:

$$(\bar{E})_A = \frac{\rho g}{8} \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N H_j^2 \quad \dots \dots \dots (2.113)$$

E = energía

N = número de olas

g = aceleración de la gravedad

ρ = densidad del agua

H = altura de ola individual

Donde H_j es la altura de las olas individuales sucesivas, y $(\bar{E})_A$ es la energía promedio por unidad de superficie de todas las olas consideradas. Por lo tanto, H_{rms} es una medida de la energía promedio del oleaje. El cálculo de H_{rms} por medio de la ecuación 2.112 es menor subjetivo que el cálculo directo de H_s debido a que se le imprime mayor énfasis en las olas mayores y mejor definidas. El cálculo puede ser mas objetivo si se sustituye n/N por

$P (H > \hat{H})$ en la ecuación (2.111) y tomando logaritmos naturales en ambos miembros de dicha ecuación se obtiene:

$$\text{Ln } (n) = \text{Ln } (N) - (H_{\text{rms}}^{-2}) \hat{H}^2$$

Sustituyendo:

$$y (n) = \text{Ln } (n)$$

$$a = \text{Ln } (N)$$

$$b = -H_{\text{rms}}^{-2}$$

$$x (n) = \hat{H}^2 (n)$$

La ecuación queda:

$$y (n) = a + b x (n) \dots \dots \dots (2.114)$$

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 de N encontrado de esta manera es el valor 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.

Lo anterior parece razonable ya que algunas olas muy pequeñas generalmente se desprecian al interpretar el registro.

La ecuación (2.111) puede establecerse rigurosamente para condiciones restrictivas y empíricamente para un rango de condiciones mucho más amplio.

Sí la ecuación (2.111) acepta como una ley exacta, la función de densidad de probabilidad puede obtenerse en la forma

$$f [(\hat{H} - \Delta H) \leq H \leq (\hat{H} + \Delta H)] = (H_{rms}^2) H e^{-\left(\frac{\hat{H}}{H_{rms}}\right)^2} \dots (2.115)$$

La altura de la ola con cualquier probabilidad dada n/N de ser excedida puede determinarse aproximadamente -- por la curva "a" de la figura siguiente o por medio de la ecuación siguiente:

$$\left(\frac{\hat{H}}{H_{rms}}\right) = \left[-Ln(N)\right]^{1/2} \dots (2.116)$$

La altura promedio de todas las olas con alturas mayores que \hat{H} (H) se puede obtener con la siguiente ecuación.

$$\bar{H}(\hat{H}) = \frac{\int_{\hat{H}}^{\infty} H^2 e^{-\left(\frac{H}{H_{rms}}\right)^2} dh}{\int_{\hat{H}}^{\infty} H e^{-\left(\frac{H}{H_{rms}}\right)^2} dh} \dots (2.117)$$

O por medio de la curva "b" de la figura mencionada. Haciendo $\hat{H} = 0$, todas las olas son consideradas, y se deduce que la altura promedio de las olas es:

$$\bar{H} = 0.886 H_{rms} \dots (2.118)$$

Y la altura de la ola significativa es:

$$H_s = 1.416 H_{rms} \approx \sqrt{2} H_{rms} \quad \dots (2.119)$$

II.5 REFRACCION, DIFRACCION Y REFLEXION

II.5.1 REFRACCION DEL OLAJE

El fenómeno de refracción del oleaje tiene una influencia significativa en la altura de la ola y distribución de la energía del oleaje a lo largo de la costa.

Cuando una ola en movimiento cambia de dirección por la presencia del fondo marino, en aguas bajas, se presenta el proceso de refracción.

La parte de la onda que se encuentra en aguas profundas se mueve con mayor velocidad que aquella que se encuentra en aguas bajas originando que el frente se flexione de tal forma que trata de tomar el alineamiento de la batimetría existentes.

Existen diversos métodos de análisis de refracción del oleaje. Estos métodos los podemos clasificar en 2 grandes grupos: Analíticos y Gráficos.

Todos los métodos de refracción están basados en el principio de la Ley de Snell.

El método analítico consiste en la aplicación directa de esta ley.

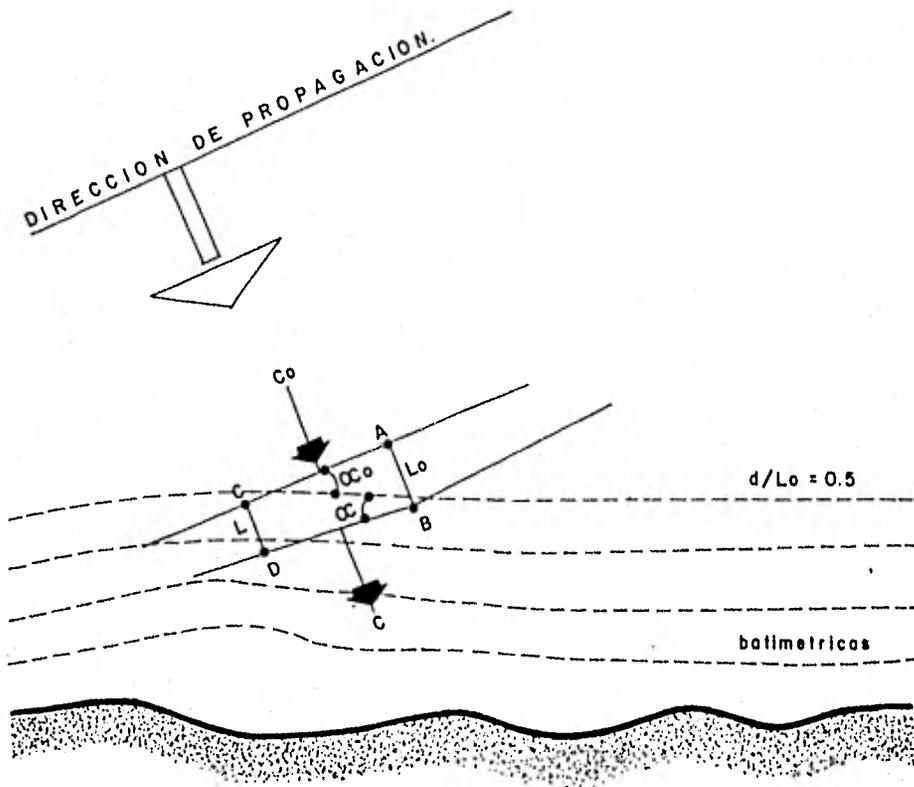


Fig. II.23 Propagación del oleaje con un ángulo de incidencia al pasar sobre el límite de aguas profundas.

Las hipótesis de partida son las siguientes:

- 1.- La energía comprendida entre dos ortogonales permanece constante (ortogonal es la línea que se dibuja perpendicularmente a las crestas y se prolongan en la misma dirección de la ola).
- 2.- La dirección del avance de una ola es perpendicular a la cresta de la misma.
- 3.- La celeridad de una ola de período determinado solamente depende de la profundidad.
- 4.- Los cambios en la topografía del fondo son graduales.
- 5.- Las olas son de cresta indefinida, período constante y pequeña amplitud.
- 6.- Los efectos debidos a las corrientes, vientos y reflexiones que inciden en las playas se desprecian.

Como podemos observar en la fig. II.23 existe un punto en la cresta de ola que se desplaza en aguas profundas con una celeridad C_0 , desde el punto A al B en un tiempo t una distancia L_0 . Otro punto en la cresta viajará del punto C al D la distancia L , en el mismo tiempo t . CD es menor que AB debido a que $C_d < C_0$. Como la hipotenusa de estos triángulos rectángulos es la misma, es to es, BC se observa que:

$$\frac{\sin \alpha}{\sin \alpha_0} = \frac{L}{L_0} = \frac{C}{C_0} = \tan \frac{2\pi d}{L}$$

Donde:

- α° = Es el ángulo que forma una normal a la ortogonal con la curva batimétrica sobre la cual ha pasado.
- α = Es un ángulo similar al anterior, pero medido cuando la ortogonal ha cruzado la siguiente curva batimétrica.
- C_0 = Es la celeridad de la ola para la profundidad de la primera curva batimétrica.
- C = Es la celeridad de la ola para la profundidad de la segunda curva batimétrica.

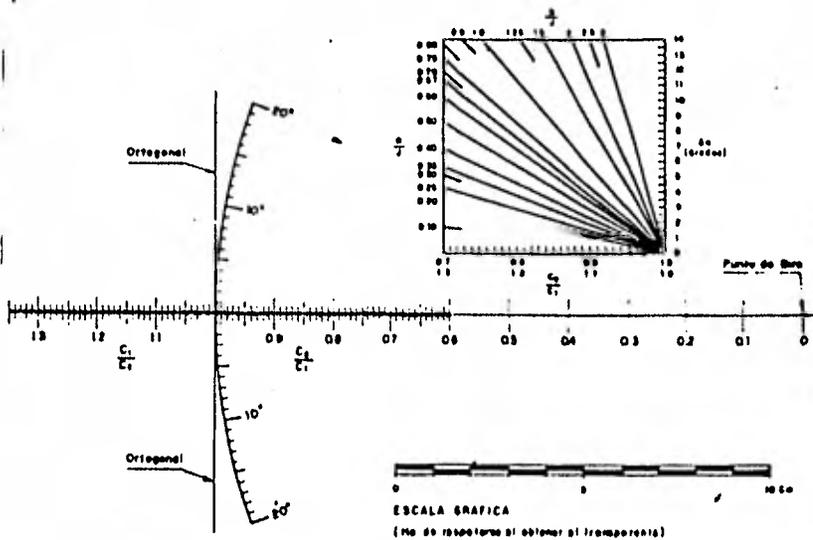


Fig. II.24 Patrón de Refracción.

El fenómeno de la refracción puede tratarse analíticamente en una playa sensiblemente recta con la batimetría paralela a la línea de playa, empleando la Ley de Snell.

$$\text{sen } \alpha = \frac{C}{C_0} \text{ sen } \alpha_0$$

La potencia transmitida por un tren de olas en la Teoría Lineal está dada por:

$$P = \frac{C_g b H^2 \delta}{8}$$

Se considera que la energía no fluye lateralmente a lo largo de la cresta de la ola, por lo tanto, la misma potencia debe transmitirse a todas las posiciones entre las dos ortogonales, entonces:

$$P = P_0$$

$$\frac{H}{H_0} = \sqrt{\frac{C_{g0}}{C_g}} \sqrt{\frac{b_0}{b}}$$

Donde:

$$\sqrt{\frac{b_0}{b}} = \text{Coeficiente de refracción } K_r$$

$$\sqrt{\frac{C_{g0}}{C_g}} = \text{Coeficiente de fondo } K_s \text{ ó } \frac{H}{H_0}$$

b = Distancia en un punto determinado entre dos ortogonales consecutivas, -- también denominado ancho del canal de energía.

b_0 = Ancho del canal de energía en aguas profundas.

H_0 = Altura de la ola en aguas profundas equivalente a la observada en aguas bajas si no está afectada por la refracción y fricción.

Por lo tanto:

$$H = H_0 K_s K_r$$

El valor de K_r puede calcularse de la siguiente expresión:

$$\frac{b_0}{\sin \alpha_0} = \frac{b}{\sin \alpha}$$

$$K_r = \sqrt{\frac{b_0}{b}} = \sqrt{\frac{\cos \alpha_0}{\cos \alpha}}$$

Donde $\alpha = \arcsin \left(\frac{C}{C_0} \sin \alpha_0 \right)$

Para la construcción gráfica de los diagramas de refracción existen dos métodos: el de los frentes de olas y el de las ortogonales.

El método de los frentes de olas, es esencialmente un plano que muestra las crestas de las olas en un tiempo dado o las posiciones sucesivas de una cresta en partículas mientras se mueve hacia la costa. Un segundo -- conjunto de líneas siempre perpendiculares a las crestas se construye en el plano; estas líneas se conocen como -- "ortogonales".

En el método de las ortogonales, éstas se dibujan directamente sobre el plano.

Método de Frentes de Olas.

Este método se utiliza por la sencillez para trazar los frentes de olas. Se apoya en la construcción de -- una regleta, la cual relaciona los avances de los frentes de las olas a distintas profundidades ligadas a través de la relación d/L_0 como lo muestra la figura II.25.

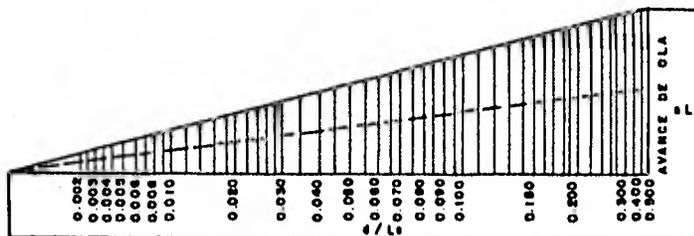


Fig.II.25 Regleta utilizada para la elaboración de diagramas de refracción.

En aguas profundas, el movimiento de las crestas de las olas es paralelo, mientras que en aguas intermedias y bajas, la reducción en la velocidad produce que la cresta se curve en la dirección en la que disminuye el ángulo entre la cresta y la batimetría correspondiente.

Generalmente es posible empezar la construcción de los diagramas de refracción desde frentes de olas rectos en una profundidad igual a la mitad de la longitud de la ola en aguas profundas.

La forma inicial de la ola es una línea recta en la zona de aguas profundas. La construcción gráfica de un diagrama de refracción se ejecuta moviendo cada punto de la cresta en una dirección perpendicular a la misma. La fig. II.25 muestra una regleta; este avance corresponde a nL , en donde n indica el número de longitudes de ola que se repiten entre cada frente dibujado y el cual depende de la escala del plano y de la complejidad de la batimetría; debe tomarse en consideración, que el avance nL no resulte muy grande o muy pequeño, pues en el primer caso la influencia del fondo no es distinguible y en el segundo, se hace laborioso el dibujo. El valor de n se puede conocer de la siguiente relación:

$$n = 0.0163 \quad s/T^2$$

Donde:

$$\begin{aligned} s &= \text{Escala del plano} \\ T &= \text{Período de la ola (seg).} \end{aligned}$$

En la práctica común, el tamaño del cateto menor de la regleta (nL) es del orden de los 2.5 a 4 cm y el del cateto mayor de 15 a 20 cm, dimensiones tales que permitan manipular fácilmente y ejecutar lecturas sin dificultad.

Procedimiento para la construcción de la regleta -- utilizada para la elaboración de planos de olas.

La regleta se construye en material transparente -- como papel albanene o material plástico. El cateto mayor contiene toda la variación de la relación d/Lo desde la zona de aguas bajas hasta el límite de aguas profundas, es decir, desde 0.0 hasta 0.5, lo cual es cierto para cualquier escala del plano.

El valor de nL máximo corresponde para el límite de aguas profundas y entonces se denomina nLo.

Para la colocación de los valores de d/Lo se prosigue como se indica a continuación:

Se tabulan diferentes valores de d/Lo desde 0.5 a 0 y se obtienen los correspondientes de $\tan h \frac{2\pi d}{L}$, los cuales se multiplicarán por la longitud del cateto mayor determinado así, la distancia a partir del origen a la que debe colocarse un determinado valor de d/Lo.

d/Lo	$\tan h \frac{2\pi d}{L}$	l (cm)	X (cm)
0.5	0.9964	15	15
0.3	0.9611	15	14.42
0.15	0.8183	15	12.27
0.09	0.6808	15	10.21
0.05	0.5310	15	7.97
0.01	0.2480	15	3.72
0.002	0.1119	15	1.68

Procedimiento constructivo de un plano de olas por el método de los frentes de olas.

Es necesario contar con:

- a) Batimetría del lugar.
- b) Direcciones y períodos del oleaje en el lugar.
- c) Regleta para trazar diagramas de refracción.

Pasos a seguir:

- 1.- Determinar el límite de aguas profundas $\frac{d}{Lo} = 0.5$.
- 2.- Determinar las relaciones d/Lo para facilitar el -- trazo del diagrama y anotarla en cada batimétrica.
- 3.- Trazar el frente de ola en el límite de aguas profundas o detrás de éste en la dirección a estudiar, con el avance determinado en la regleta hasta encontrar el límite de aguas profundas.
- 4.- Dividir el frente de ola en el límite de aguas profundas en segmentos de tamaño bo.
- 5.- Colocar la regleta por el lado de los valores de -- d/Lo haciéndolo coincidir tangencialmente con el último frente de ola.
- 6.- Se hace coincidir a la batimétrica más cercana con su correspondiente de d/Lo en la línea punteada de la regleta, determinando el avance correspondiente sobre la hipotenusa de la regleta.

- 7.- Deslizar la regleta sobre el mismo frente de ola -- hasta intersectar nuevamente la misma batimétrica - del punto anterior o una inmediata para determinar otro avance.
- 8.- Se repite la operación las veces que sea necesario y mediante la unión de los puntos marcados, obtener el frente de ola.
- 9.- A partir de los valores que tiene el frente en el límite de aguas profundas, se trazan ortogonales en esos puntos y se prolongan hasta la mitad de la distancia entre cada frente de ola.
- 10.- Se coloca la regleta sobre el nuevo frente de ola - procurando hacer coincidir el lado mayor de la regleta con el frente de ola, de no ser posible debido a que este nuevo frente tenga una configuración muy irregular, se coloca la regleta en el punto sobre el frente que se quiere dar al avance, tangencialmente al punto, alineando para ello el valor correspondiente en la escala d/Lo y el punto en questión, con el extremo de la ortogonal que se encuentra a la mitad de la distancia entre el frente anterior y éste y repitiendo los pasos 6, 7 y 8 se obtiene un nuevo frente ola.
- 11.- Se unen con una línea recta al punto sobre el frente del cual se obtuvo el nuevo avance con el extremo de la ortogonal anterior y se prolonga hasta la mitad de la distancia entre este frente y el que se acaba de definir.
- 12.- Se repite todo el proceso hasta encontrar la última batimétrica.

En algunas ocasiones se cuenta con la batimetría de tallada de la zona en estudio, por lo cual es necesario conocer más exactamente el comportamiento del oleaje en esa zona por efecto de la refracción, para lo cual se -- translada a la nueva escala del plano batimétrico de talle al último frente de ola antes de entrar a la zona batimétrica detallada; este frente, tiene definido un -- coeficiente de refracción $K'r$. Se procede a dividir el frente en segmento de longitud b_0 y se repiten los pasos del 5 al 12 para obtener otros valores $K'r''$ del coeficiente de refracción en los canales de energía que se han de finido ahora, por lo cual la altura de la ola en un punto A de la zona en estudio está dada por:

$$H_A = H_0 K_s K'r K''r$$

Difracción.

Cuando el oleaje encuentra un obstáculo que se interpone en su propagación, se lleva a cabo un fenómeno de transferencia de la energía de unas zonas a otras llamado "difracción".

Los obstáculos pueden ser naturales o artificiales, como pueden ser diques, islas, rompeolas, etc.

Hipótesis de Partida:

- 1.- El agua es un fluido ideal, incompresible y no viscoso.
- 2.- Las olas son de pequeña amplitud y pueden describirse con la teoría lineal del oleaje.

- 3.- El movimiento de las partículas de agua es irrotacional y el potencial de velocidad satisface la ecuación de Laplace.
- 4.- La presión en la superficie es constante.
- 5.- La profundidad a partir del obstáculo hacia la playa se considera constante.

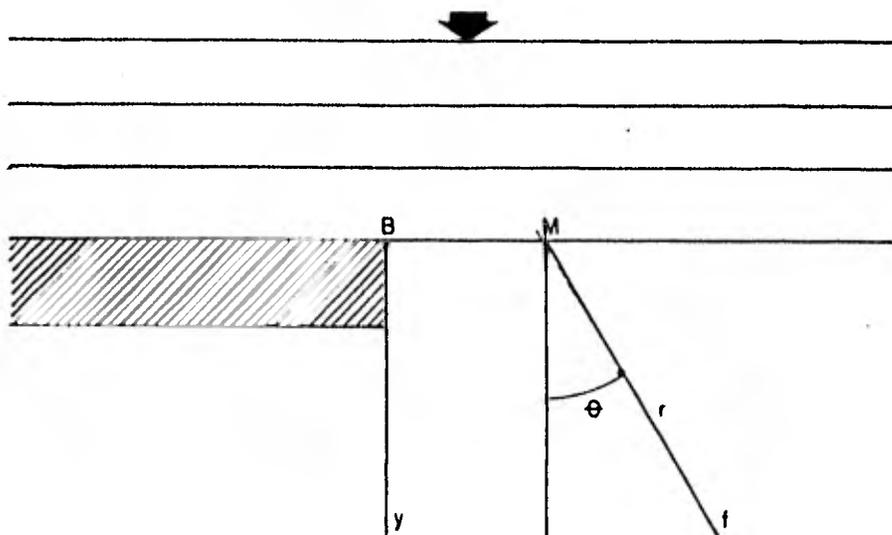


FIGURA II.26 .- Difracción

De la figura II.26 observamos que no es posible - lograr un abrigo absoluto contra el oleaje a la izquierda de la ortogonal \overline{BY} , ya que la energía del oleaje pasa a través de ésta, produciendo una agitación análoga a la luz difractada sobre una pantalla.

Para el caso de la difracción nos basaremos en el -
"Principio de Huyghens".

Este principio establece que cada punto M en un ---
frente de onda tal como \overline{BX} , se puede considerar como un
manantial de un tren continuo de ondas secundarias de am
plitud máxima en el sentido radial, que se aleja de la -
fuente productora y de la amplitud nula en el sentido --
opuesto.

Estas ondas provocan a una cierta distancia de la -
fuente, un movimiento cuya amplitud varía inversamente -
con la distancia ($1/r$) y cuya fase está retardada en $20r$.
Sumando todo el conjunto de movimientos provocados en P-
por las fuentes elementales con sus fases, se obtiene el
movimiento producido en ese punto.

El movimiento radial hacia el punto P, depende del-
ángulo formado por la normal a la superficie de onda y a
la recta \overline{MP} . Los fenómenos de difracción en el oleaje,-
no son los mismos que en una onda luminosa y a su vez en
oleaje, la dimensión de la longitud de onda de la ola'es
del mismo orden que las dimensiones de los obstáculos.

La energía no varía inversamente con la distancia -
($1/r$) como en el caso de la radiación luminosa, ya que -
en este caso, al variar la energía de una fuente puntual con res--
pecto a otra, la energía variará según la relación ($1/r$).

Debido a estas condiciones, para el estudio de la -
difracción de la onda, es necesario tomar en cuenta las-
condiciones a los límites impuestos por el obstáculo, co
mo por ejemplo, la anulación de las velocidades del fluj
do normales a estos límites, aspecto que en óptica no es
tomado en cuenta.

El estudio de la difracción, por tratarse de un movimiento ondulatorio, puede llevarse a cabo por métodos matemáticos muy complicados. Uno de éstos métodos se debió a H Lacombe, y es de una generalización del principio de Huyghens.

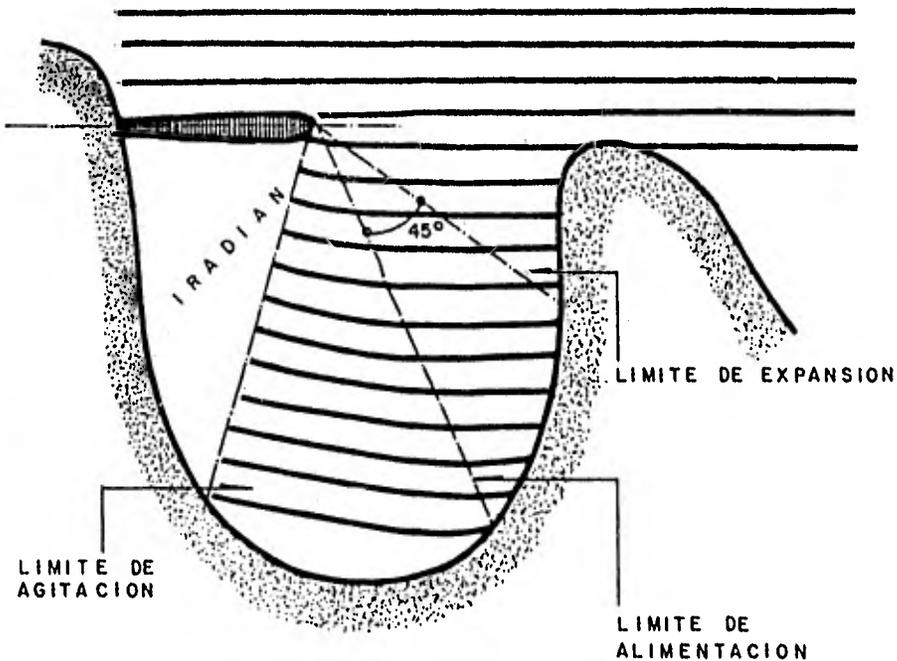


Fig. II.27 Límites de Difracción

Se puede considerar que las crestas de las olas difractadas son círculos concéntricos al morro del rompeolas y están separadas entre sí con múltiplos de longitudes de onda L .

La relación que existe entre la altura de la ola en el área afectada por la difracción y la altura de ola incidente se conoce como "Coeficiente de Difracción" K' ; - esto es:

$$K' = \frac{H_d}{H_i}$$

Donde:

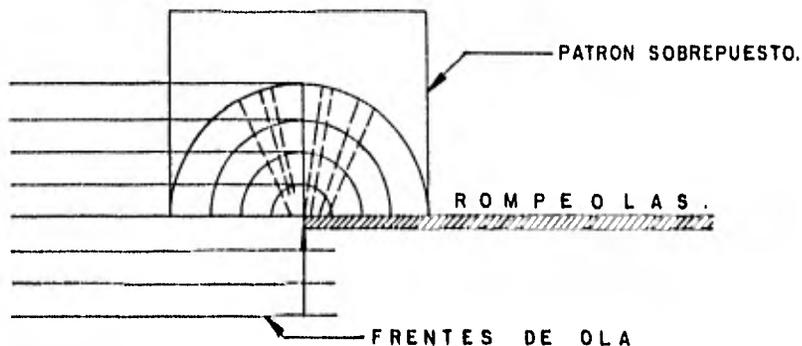
K' = Coeficiente de difracción.

H_d = Altura de la ola difractada.

H_i = Altura de ola incidente.

Método Gráfico.

De la solución matemática de Wiegel se han elaborado los llamados diagramas de difracción. Estos muestran curvas de igual reducción de altura de la ola y están -- presentadas en forma adimensional, de tal manera que pueden utilizarse para cualquier condición de período de oleaje y -- profundidad, para lo cual bastará con sobreponer una ampliación -- o reducción de la figura al plano del problema en estudio.



Difracción del Oleaje en un Rompeolas Sencillo.

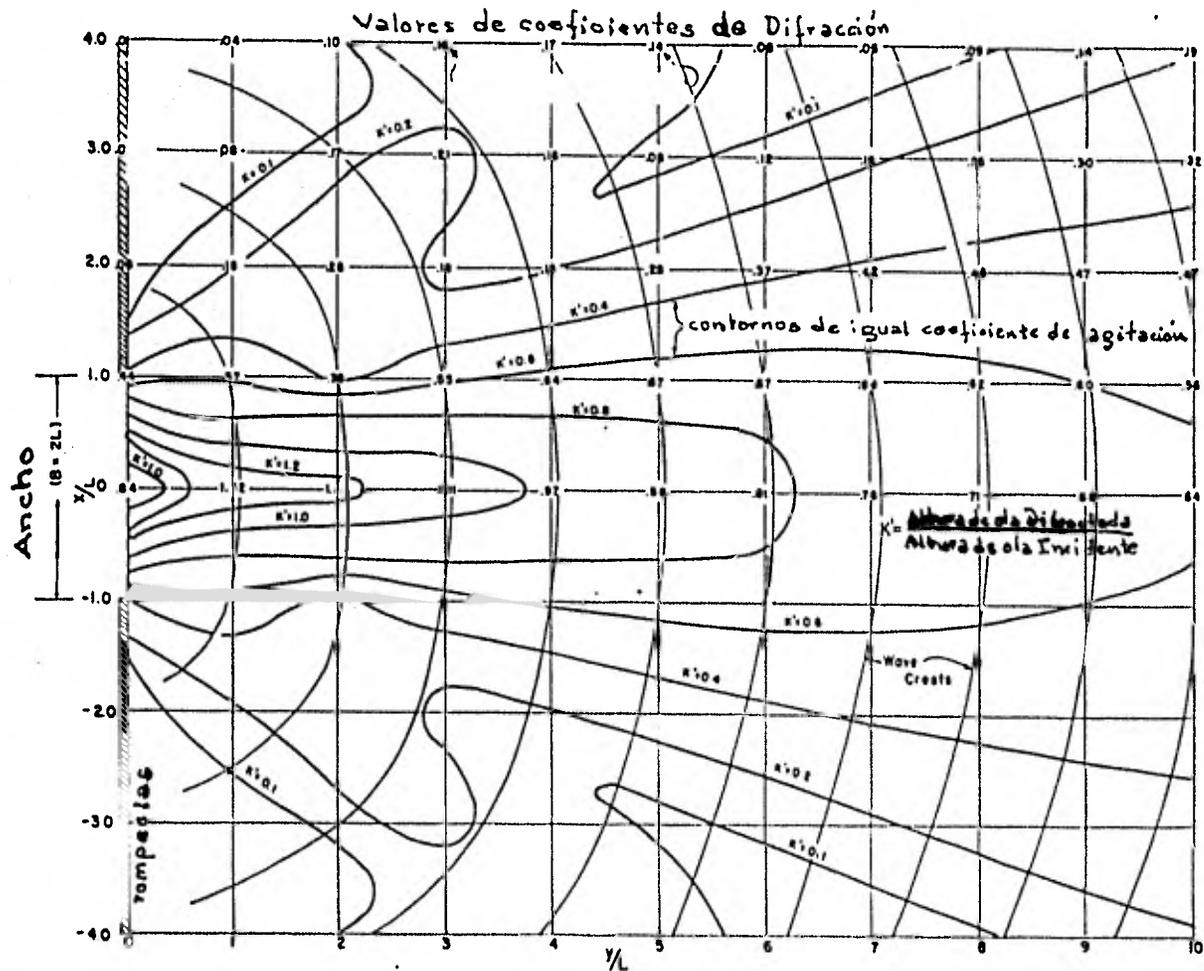
Para la utilización de los diagramas de difracción a problemas reales, obtendremos la longitud de la ola -- "L", de acuerdo a la profundidad "d" a la que se encuentra el morro de la estructura. Se seleccionará el diagrama de difracción correspondiente al ángulo que forma la incidencia del oleaje con el rompeolas.

El diagrama tendrá que ampliarse o reducirse a una escala conveniente sobre un material transparente. Se coloca el origen del diagrama sobre el morro de la estructura determinando así los diferentes valores de K' - según la zona del diagrama en la que se encuentren.

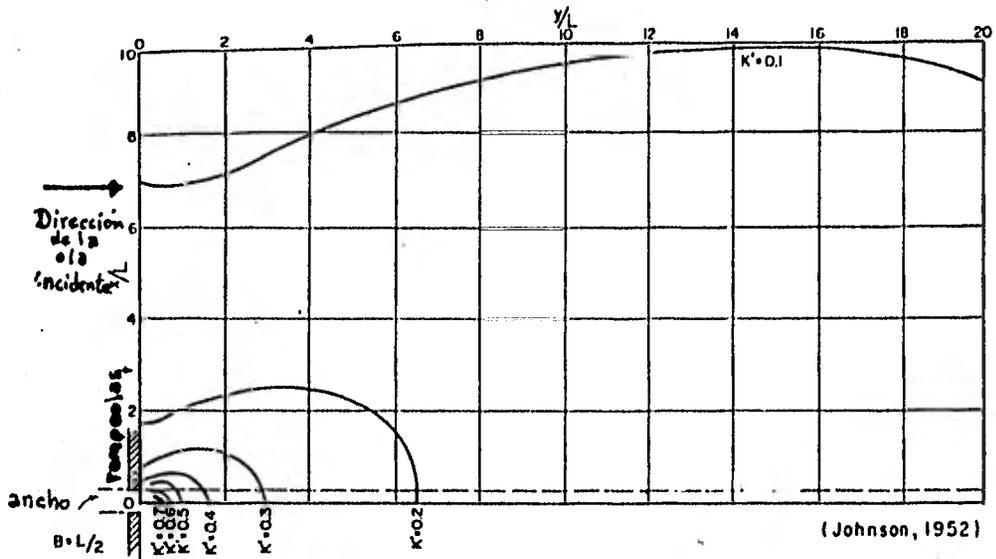
Difracción del Oleaje Pasando una Abertura Angosta.

Esta condición se establece cuando el ancho del --- acceso es hasta 5 veces la longitud de la ola incidente y la solución de este problema es más complejo, y no es posible construir un solo diagrama para todas las condiciones. Deberá dibujarse un diagrama diferente para los distintos valores de la relación entre el ancho de la boca (B) y la longitud de la ola en la boca.

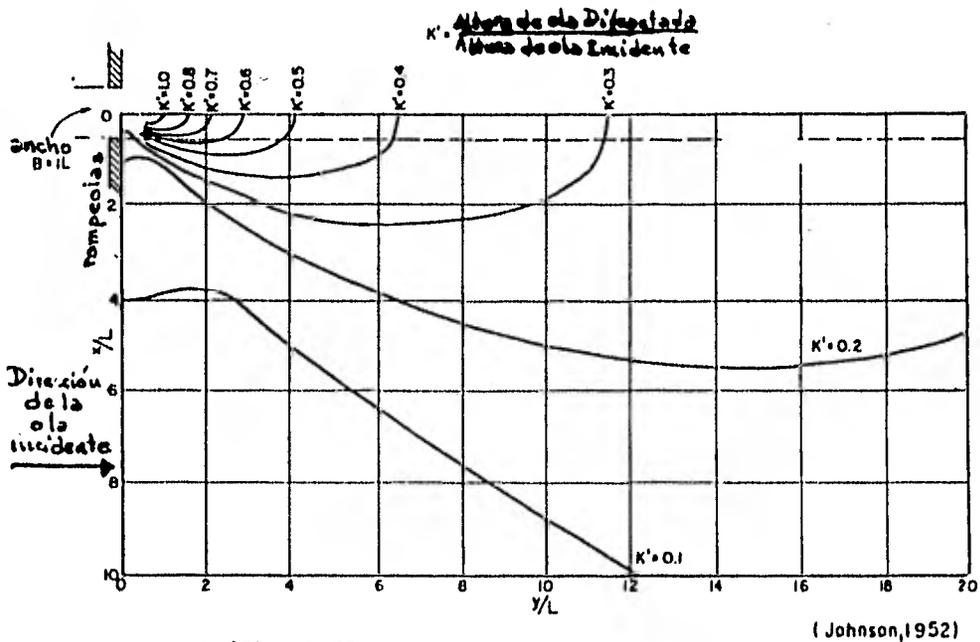
La gráfica 2.19 muestra el diagrama correspondiente a una relación de $B/L = 2$. Las gráficas 2.20 a --- la 2.29 muestran líneas de igual coeficiente de difracción para las relaciones de B/L iguales a 0.5, 1.0, 1.41, 1.64, 1.78, 2.0, 2.5, 2.95, 3.82 y 5.0. Se ha incluido un número suficiente de diagramas para representar los - casos más comunes que se presentan en la práctica.



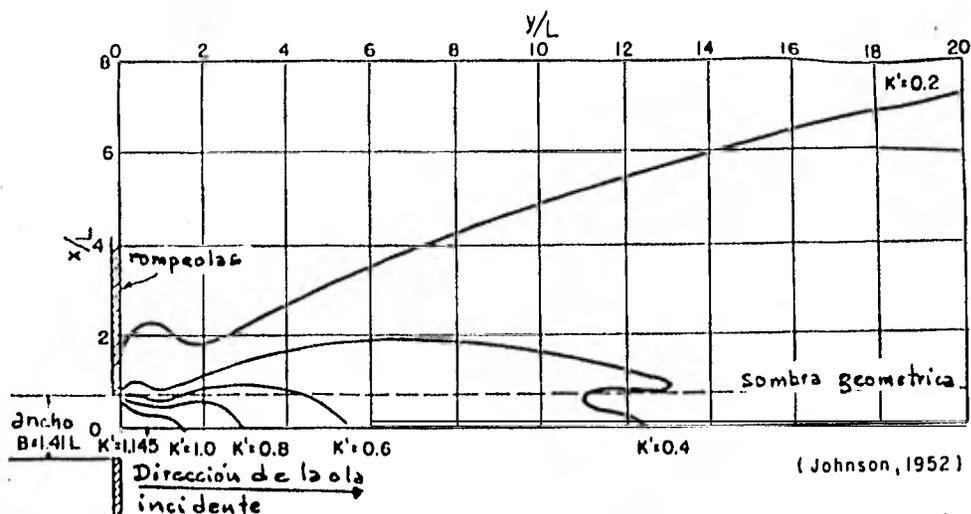
Gráfica 2:19 .- Diagrama de Difracción Generalizado para un ancho de boca entre rompeolas de dos longitudes de ola ($B/L = 2$).



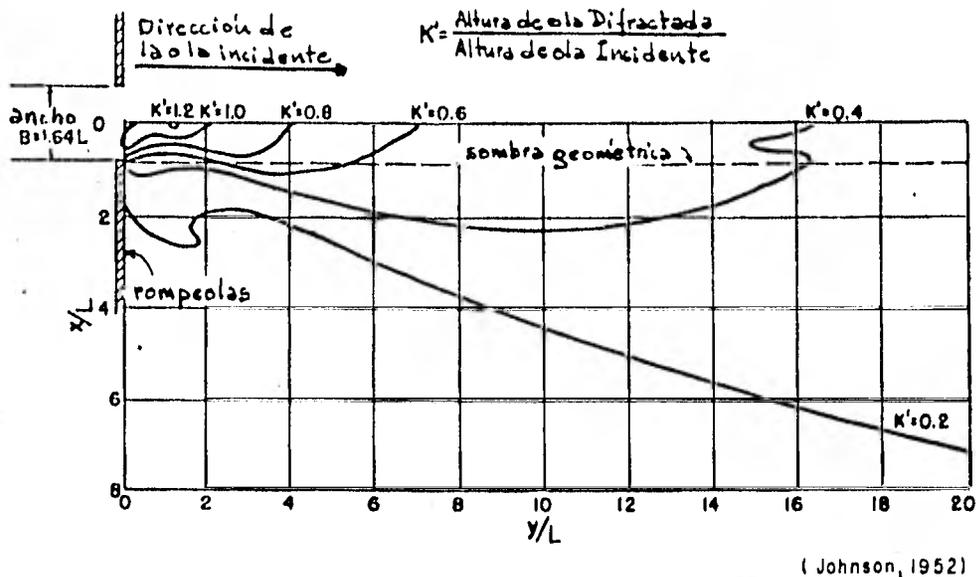
Gráfica 2.20 .- Curvas de igual coeficiente de difracción ancho de boca = 0.5 longitud de ola ($B/L = 0.5$)



Gráfica 2.21 .- Curvas de igual coeficiente de difracción ancho de boca = 1 longitud de ola ($B/L = 1$). Difracción de olas en una boca con ranpeolas.

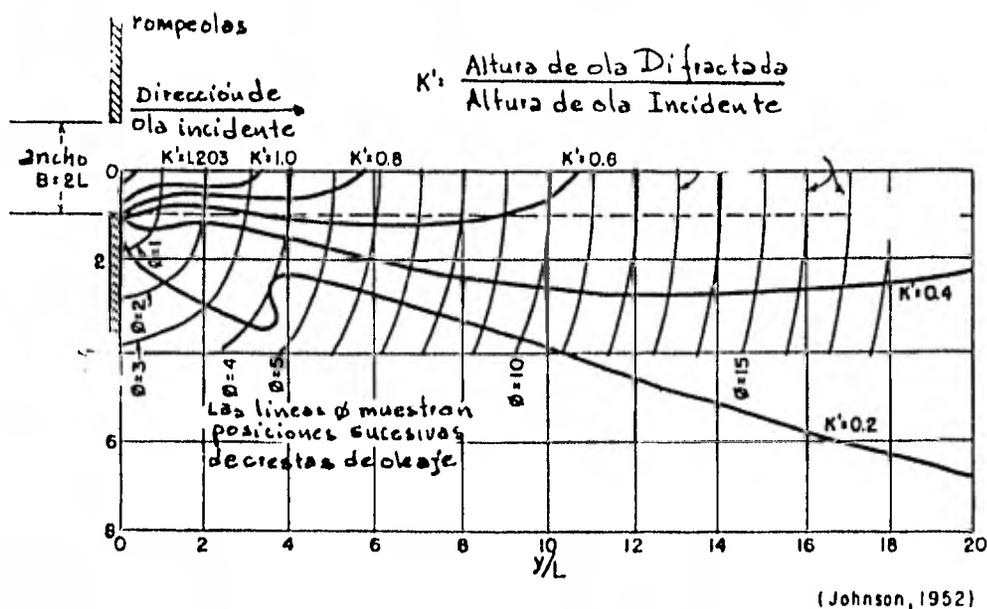
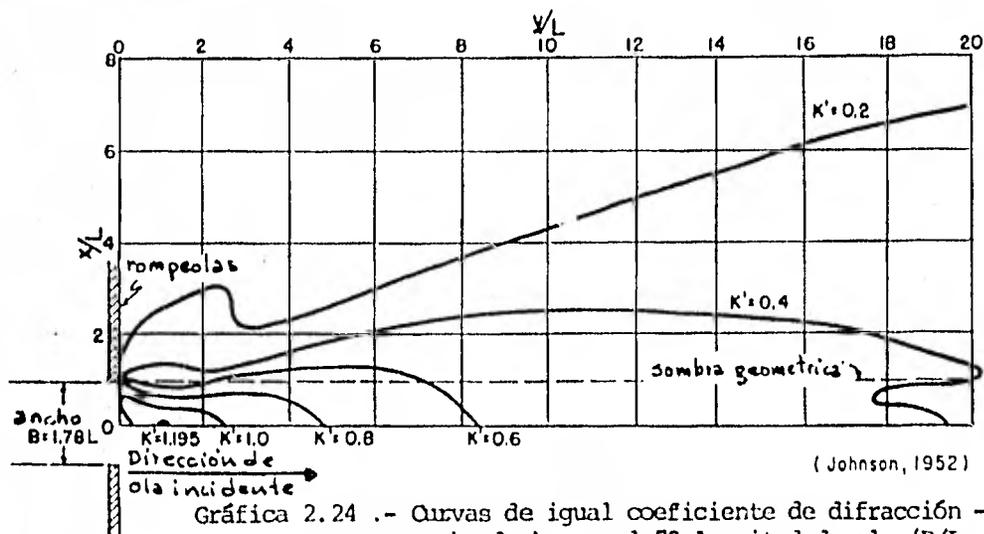


Gráfica 2.22 .- Curvas de igual coeficiente de difracción ancho de boca = 1.41 longitudes de ola -- ($B/L = 1.41$) (Johnson, 1952)

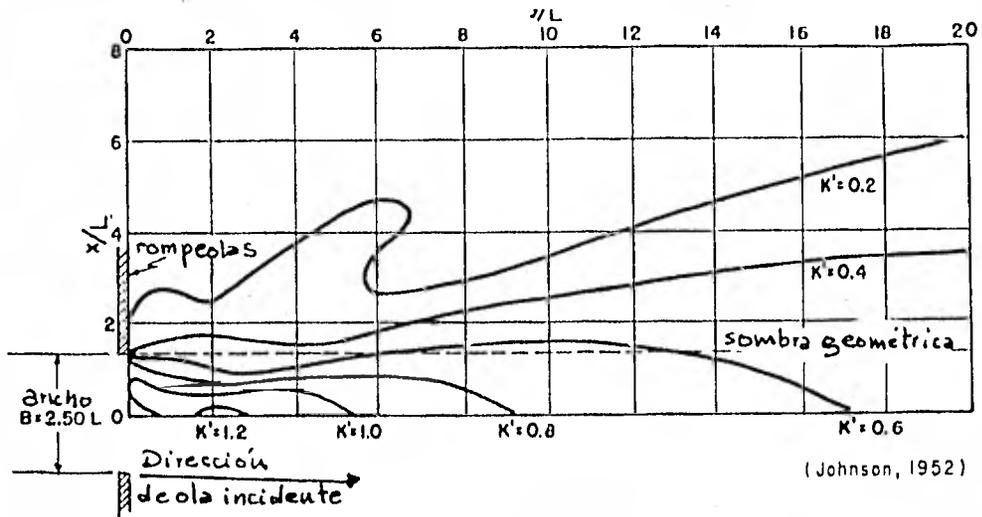


Gráfica 2.23 .- Curvas de igual coeficiente de difracción ancho de boca = 1.64 longitudes de ola -- ($B/L = 1.64$) (Johnson, 1952)

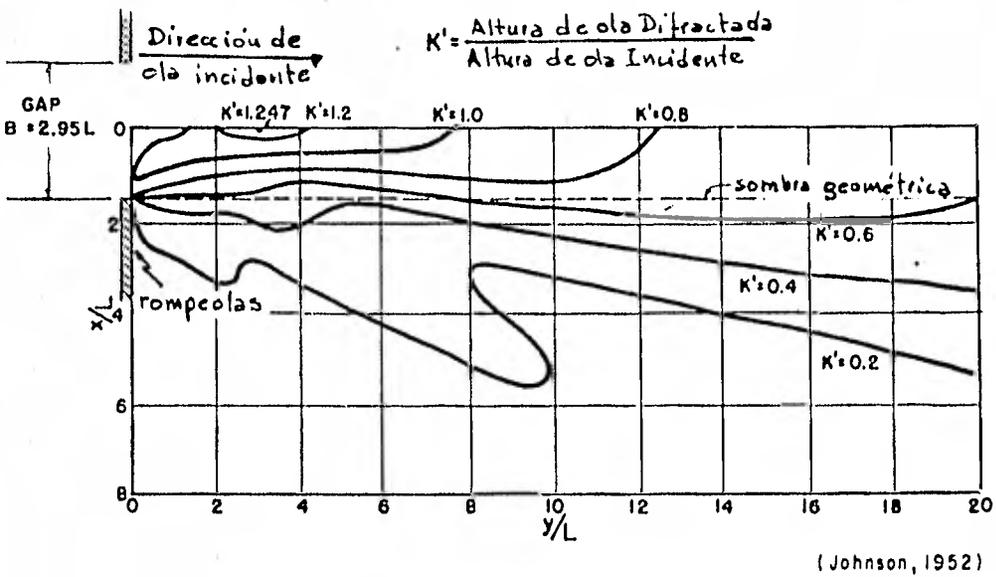
Difracción de olas en una boca con rompeolas.



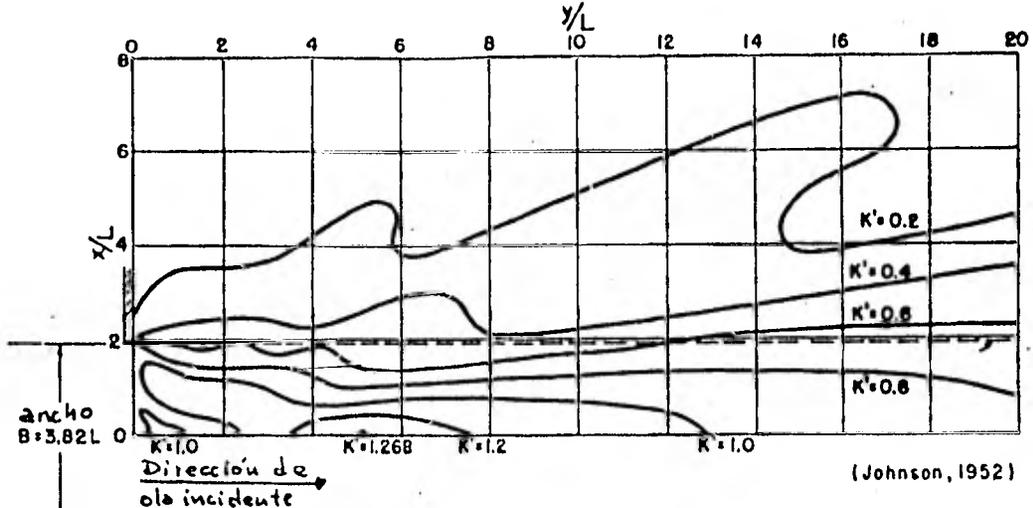
Gráfica 2.25.- Curvas de igual coeficiente de difracción - ancho de boca = 2 longitud de ola ($B/L = 2$), Difracción de olas en una boca con rompeolas.



Gráfica 2.26 .- Curvas de igual coeficiente de difracción - ancho de boca = 2.50 longitud de ola λ - - ($B/L = 2.50$).

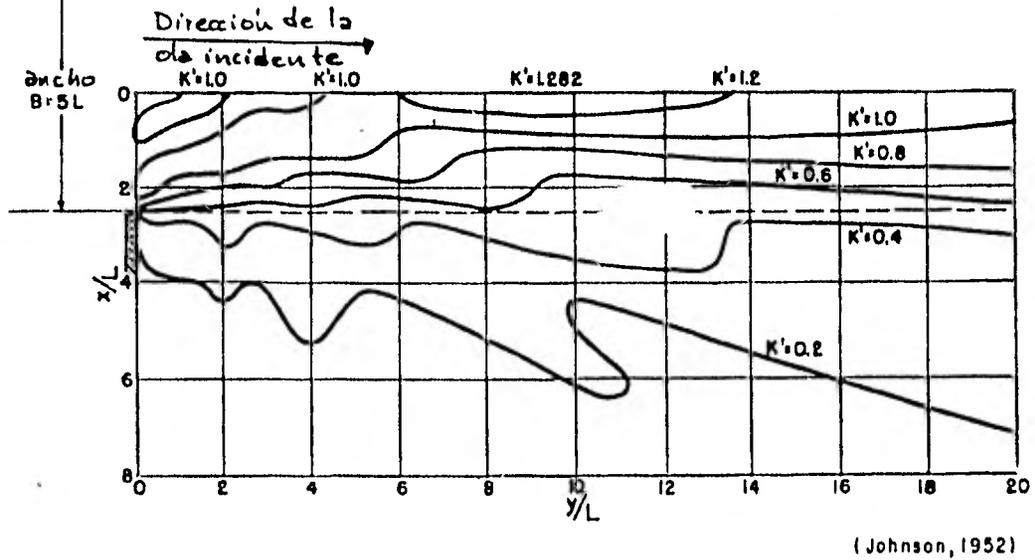


Gráfica 2.27 .- Curvas de igual coeficiente de difracción -- ancho de boca = 2.95 longitud de ola ($B/L = 2.95$). Difracción de olas en una boca con rompeolas.



Gráfica 2.28 .- Curvas de igual coeficiente de difracción -- ancho de boca = 3.82 longitudes de ola -- (B/L = 3.82).

$$K' = \frac{\text{Altura de ola Difractada}}{\text{Altura de ola Incidente}}$$



Gráfica 2.29 .- Curvas de igual coeficiente de difracción -- Ancho de boca = 5 longitudes de ola (B/L = 5). Difracción de olas en una boca con rompeolas.

En todas las figuras se han omitido las líneas de - las crestas excepto en gráfica 2.25; estas líneas son meramente ilustrativas; sin embargo, se requieren para - una estimación precisa de los efectos de refracción y di - fracción combinadas. En tales casos, las crestas pueden aproximarse mediante arcos circulares. Las crestas que están BL detrás del rompeolas pueden aproximarse mediante arcos con centro a la mitad de la boca; las crestas loca - lizadas a GL se pueden aproximar por dos arcos con cen - tro en los extremos de los rompeolas y unidos por una -- curva aproximadamente circular con centro a la mitad de la abertura. Únicamente en el diagrama se presenta la - mitad del mismo, ya que son simétricas con relación de - la línea $X/L = 0$. Se anexan las gráficas 2.30 a la 2.47 para otras condiciones de difracción.

Método Gráfico de Difracción "Expansión Lateral".

Al igual que en el caso de refracción, las hipóte-- sis de partida suponen una onda monocromática de período fijo y cresta indefinida, cuya celeridad depende única-- mente de la profundidad de la zona por la cual avanza -- manteniéndose, además, la energía entre perpendiculares - a los frentes.

Supongamos la existencia de un obstáculo al paso -- del oleaje incidente Fig. II.29.

Si en la dirección BB_3 existiese una pantalla verti - cal, la onda continuará su avance normalmente. La no -- existencia de esa pantalla es causa de expansión lateral de la onda, que agita en parte la zona B_2B_1 llamada zo - na de expansión. Las condiciones de esta expansión, se - gún Irribarren son:

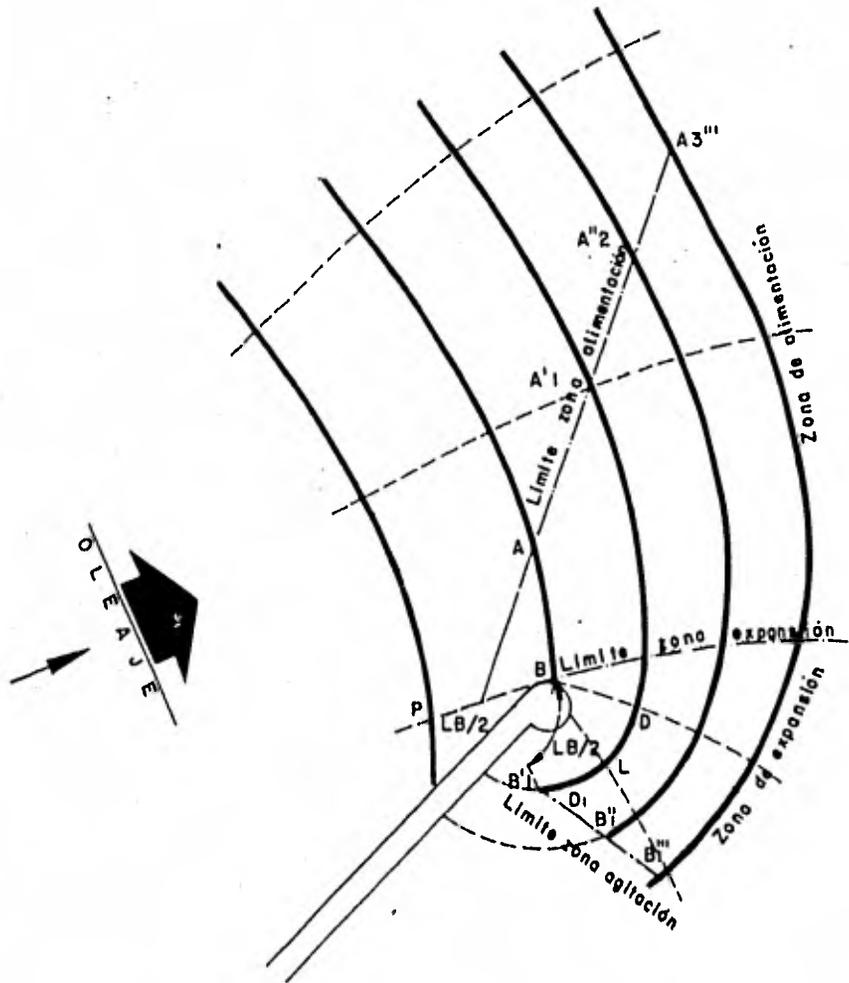


Fig. II.29 Construcción del Plano de Oleaje Difractado.

- 1.- El paso de la onda origina en B una oscilación armónica que se propaga radialmente.
- 2.- Hay una cesión lateral de energía que da lugar a modificaciones en la altura de la onda, que se produce, según estas líneas de onda, y con celeridad igual a la celeridad de propagación. Fig. II.30.

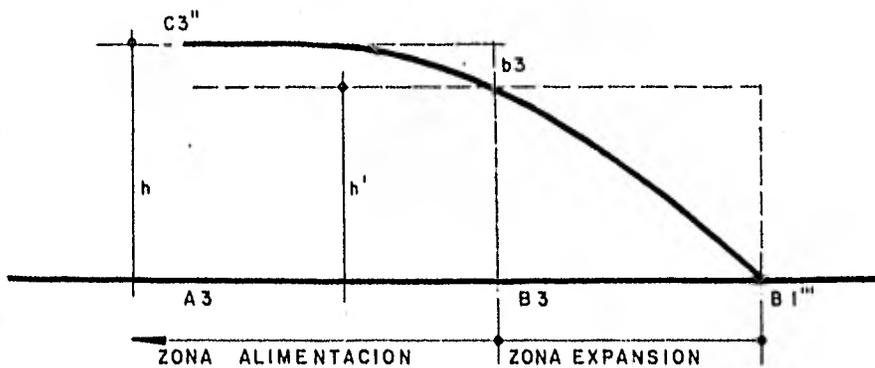


Fig. II.30 Cesión Lateral de Energía.

- 3- El fenómeno empieza a producirse cuando a la cresta de la onda le falta un cuarto de su longitud para llegar al extremo del obstáculo, es decir, cuando está a $L_B/2$ de B, siendo L_B la longitud de onda correspondiente a la profundidad de B.

El límite de las zonas de alimentación y de expansión es la dirección BB_3 , que coincide con la normal que pasa por B y que se llama "Línea límite de Expansión".

Admitida la igualdad de la celeridad transversal con la celeridad de avance y empezando el fenómeno de la expansión lateral a una distancia $L_{B/2}$ de B, un punto de "línea de alimentación" será A, a una distancia $L_{B/2}$ de B. Para hallar otros puntos de esta línea límite en las sucesivas línea de onda, se aplicará la condición general:

$B_2A_2'' = B_1A_1'' + \text{avance correspondiente a } A'$, o sea: "ancho anterior más avance del último punto considerado".

En la zona de expansión, la primera línea expansiada es el arco de circunferencia de centro en B y radio el avance correspondiente a su profundidad, lo - - - - - cual es perfectamente admisible puesto que para la misma profundidad, la de B, el avance es el mismo en cualquier dirección radial que parte de ese punto.

Por otra parte, hay que tener en cuenta que ya en la línea de onda que pasa por B, al límite de la zona -- agitada ha alcanzado, aunque sólo sea hipotéticamente, - un punto que dista de B la dirección $L_{B/2}$. Por tanto, - el punto correspondiente a la línea límite de agitación, en la línea de la onda siguiente: seguirá la norma general:

$$B_1B_1' = L_{B/2} + \text{avance correspondiente a B.}$$

O sea: "Ancho anterior + avance correspondiente al último punto determinado"; y en general:

$$B_3B_1'' = B_2B_1'' + \text{avance correspondiente a } B_1''.$$

Para dibujar las líneas de onda sucesivas de la --- B_1B_1' , en la zona de expansión, se trazan radios BD , que se consideran como nuevas normales operando a partir de ellas como con las demás.

En el caso de profundidades iguales (Figura II.31) - la línea límite de expansión será la normal que pasa por el extremo del obstáculo y será una recta; la línea límite de alimentación será la recta que partiendo de una -- distancia $L_b/2$ del extremo del obstáculo, forme un ángulo de 45° con el límite de expansión; y la línea límite de agitación será una espiral cuya asíntota es la recta paralela a la que pasando por B , a una distancia $L_{B/2}$, - forma un ángulo de un radián con la línea límite de ex-- pansion.

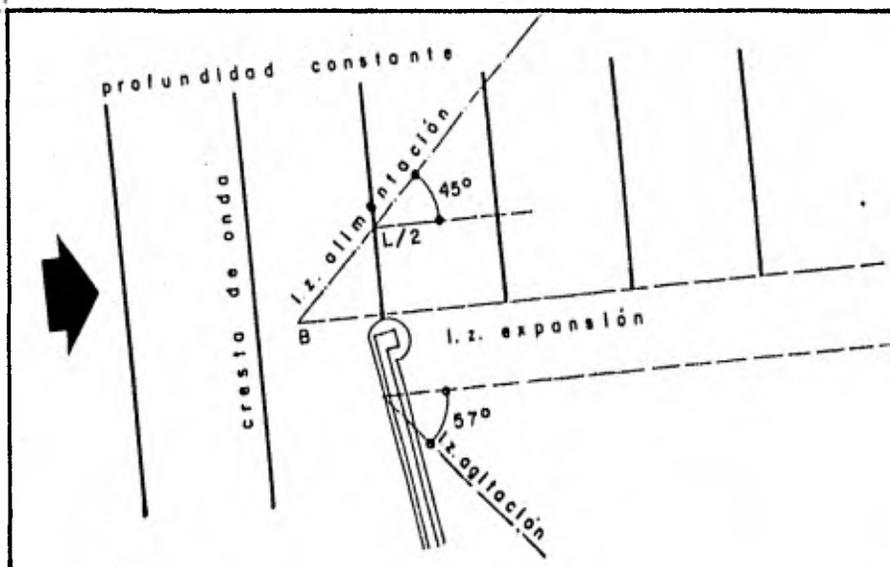


Fig. II.31 Difracción en Profundidades Iguales.

Reflexión.

Cuando un cierto oleaje es interceptado por alguna estructura artificial, la energía es parcialmente disipada. La energía que no fué disipada se convierte en un nuevo oleaje que se genera y se propaga desde la estructura o hacia el mar, denominándose a este fenómeno Reflexión.

El problema de reflexión del oleaje da como resultado la amplificación de ondas y la resonancia llega a ser aún mas crítica cuando los muros de contención, malecones y rompeolas tienen paredes verticales o superficies altamente reflejantes.

La reflexión, es medida a través de la relación que se establece entre la altura de la ola reflejada H_r y la altura de la ola incidente, de donde el "coeficiente de reflexión" $R = \frac{H_r}{H_i}$. Este coeficiente varía desde 1.0 = - 0.0. Esta variación es función de las características de la ola incidente; altura, longitud y dirección; y de las características de la estructura o costa; pendiente rugosidad y permeabilidad.

Reflexión total o clapotis.- Se presenta cuando la ola incide normalmente sobre una pared vertical, lisa e impermeable y se refleja totalmente. En este caso, se presenta una ola estacionaria cuya amplitud resulta el doble de la ola incidente.

Reflexión Parcial o Clapotis Parcial.- Se presenta cuando la ola encuentra a su paso un obstáculo de las siguientes características: pared inclinada, lisa o rugosa y permeable o impermeable.

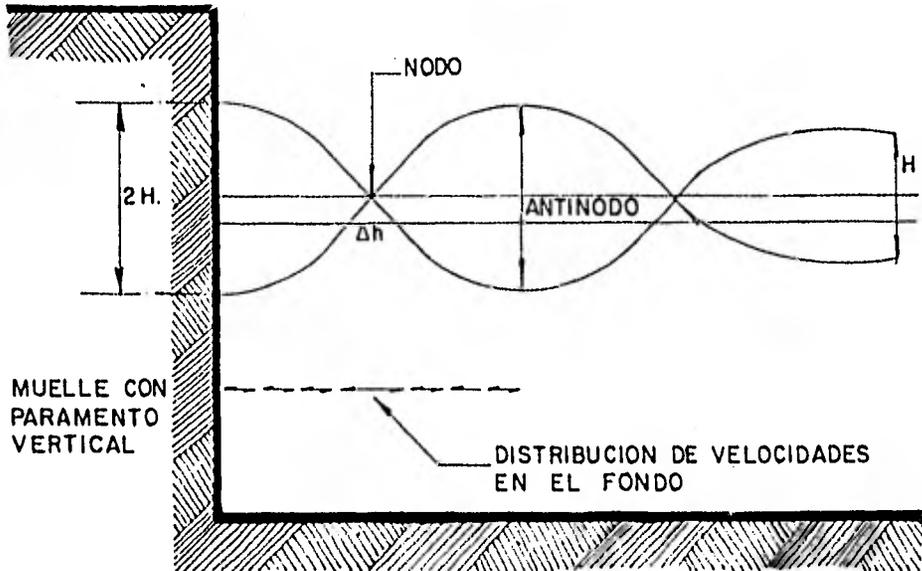


Fig. II.32 Reflexión Parcial

El poder reflejante de una playa según Miche, está en función de dos términos diferentes:

- 1.- Un factor de forma R' , que depende de la pendiente y y de la esbeltez de la ola.
- 2.- Un factor ρ , que va de acuerdo a la superficie de la playa principalmente la rugosidad y permeabilidad.

De donde el coeficiente de reflexión es:

$$R = R' \rho$$

R'	Características
1.0	Obstáculos verticales Obstáculos lisos
0.9 a 0.1	Están en función de la rugosidad del obstáculo.

ρ	Características
0.8	Para una playa suave e impermeable
0.33	Para una playa más parada
0.3 a 0.6	Para pendientes rocosas

Obtención del Coeficiente R'.

La relación de esbeltez máxima viene dada por:

$$\left(\frac{H_o}{L_o} \right) \text{ máx.} = \sqrt{\frac{2\alpha}{\eta}} \frac{\text{sen}^2 \alpha}{\eta} \quad (\text{II.a})$$

Donde:

α = ángulo del talud con la horizontal -
(en radiaciones).

Para olas con $\left(\frac{H_o}{L_o} \right) < \left(\frac{H_o}{L_o} \right) \text{ máx.}$, la relación -
de esbeltez $\left(\frac{H}{L} \right)$ de la ola reflejada es igual $\left(\frac{H_o}{L_o} \right)$ por
lo cual $R' = 1.0$.

Para ola con $\left(\frac{H_o}{L_o}\right) > \left(\frac{H_o}{L_o}\right)_{\text{máx.}}$

$$R' = \frac{\left(\frac{H_o}{L_o}\right)_{\text{máxima}}}{\frac{H_o}{L_o}} \quad \text{Coeficiente teórica- de reflexión.}$$

En primera aproximación:

$$\frac{H_o}{L_o} = \frac{\tan H \cdot 2\sqrt{d}/L}{\sqrt{}} = \frac{1}{\sqrt{}} = 0.318$$

La expresión II.a es válida hasta un ángulo de 45° , de donde:

$$\left(\frac{H_o}{L_o}\right)_{\text{máx.}} = \frac{1}{2} = 0.159$$

Si se requiere para un ángulo mayor se debe calcular experimentalmente.

Método de Nodos y Antinodos para el cálculo de las de la ola incidente y reflejada.

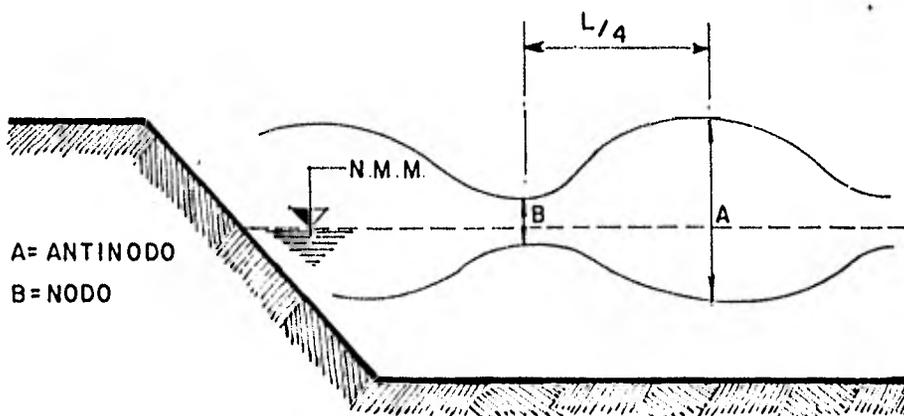


Fig. II.33 Nodos y Antinodos.

$$H = \frac{\eta H^2}{4L} \left(1 + \frac{3}{2 \operatorname{sen} h \frac{2\eta d}{L}} \right) \cot h \frac{2\eta d}{L}$$

La importancia de la reflexión sobre las obras marítimas y en la estabilidad de playas, ha dado origen a numerosas investigaciones, entre estas, los trabajos de -- Shoemaker Thijsse, Irribarren y Nogales, Grislou, etc.

El movimiento de las olas en frente de un muro vertical perfectamente liso sujeto a un oleaje monocromático, moviéndose en dirección perpendicular, a la barrera puede determinarse por superposición de dos olas con idénticas características (período, amplitud), viajando en direcciones opuestas.

De la teoría lineal la ecuación de la superficie -- del agua está dada por:

$$Y_i = \frac{H_i}{2} \cos 2\pi \left(\frac{X}{L} - \frac{t}{T} \right)$$

Para la ola reflejada:

$$Y_r = \frac{H_r}{2} \cos 2\pi \left(\frac{X}{L} - \frac{t}{T} \right)$$

De donde la superficie del agua está dada por:

$$Y_i + Y_r \quad \text{y como } H_i = H_r$$

$$Y = Y_i + Y_r = \frac{H_i}{2}$$

$$\left[\cos 2\pi \left(\frac{X}{L} - \frac{t}{T} \right) + \cos 2\pi \left(\frac{X}{L} - \frac{t}{T} \right) \right]$$

La cual se reduce:

$$Y = H_i \cos 2\pi \left(\frac{X}{L} - \frac{t}{T} \right)$$

Ecuación de la ola estacionaria:

$$2 H_i = \text{altura máxima.}$$

De la figura anterior, observamos situados a una - distancia de $\frac{L}{4}$ una amplitud mínima B (nodo) y una amplitud máxima A (antinodo).

La altura global incidente viene dada por:

$$H_i = \frac{A + B}{2}$$

Y la reflejada por:

$$H_r = \frac{A - B}{2}$$

Por lo tanto el coeficiente de reflexión es:

$$R = \frac{H_r}{H_i} = \frac{A - B}{A + B}$$

II.6 MAREAS

El fenómeno de las mareas es debido a la atracción de cuerpos celestes sobre la superficie líquida de la Tierra, dando lugar al movimiento de grandes masas de agua. Los dos cuerpos celestes que tienen influencia decisiva en las mareas son el sol y la luna; la luna por su cercanía a la Tierra y el sol por su enorme masa; más sin embargo, la acción de la luna es 2.18 veces mayor que la del sol, ya que la fuerza de atracción es directamente proporcional a las masas de los cuerpos e inversamente proporcional al cuadrado de la distancia.

La distancia entre los centros de la tierra y la luna es aproximadamente 60 veces el radio de la Tierra. Tomando el diámetro de la Tierra que se extiende y pasa por la luna, la relación de fuerza gravitacional en tres puntos, uno en cada extremo del diámetro y otro en el centro es:

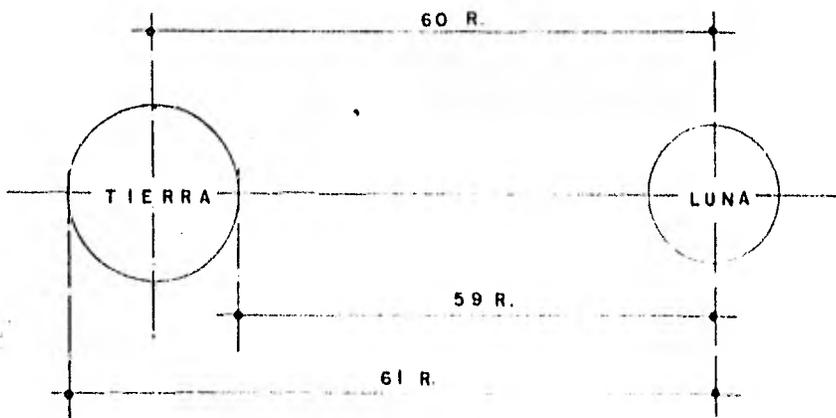


Fig. II.34 Distancia entre la Tierra y la Luna.

Y las diferencias de estos que da la razón de atracción en cada extremo del diámetro son:

$$\frac{1}{5g^2} - \frac{1}{60^2} = \frac{1}{3481} - \frac{1}{3600} = \frac{1}{105307}$$

Y

$$\frac{1}{60^2} - \frac{1}{61^2} = \frac{1}{3600} - \frac{1}{3721} = \frac{1}{110708}$$

La media es:

$$\frac{1}{107940} = \frac{2}{215880} \doteq \frac{2}{60^3}$$

Atracción suficiente para mover las partículas del mar.

Fuerzas Generadoras de Mareas:

Las fuerzas de principal importancia en la generación de mareas en los océanos son:

- a) Las fuerzas gravitacionales del Sol y la Luna.
- b) La fuerza centrífuga debido al movimiento de la Tierra alrededor de su órbita.
- c) La fuerza de Coriolis debido a la rotación de la Tierra alrededor de su eje.
- d) La fuerza de fricción debida al movimiento del agua con respecto a las fronteras que contiene.

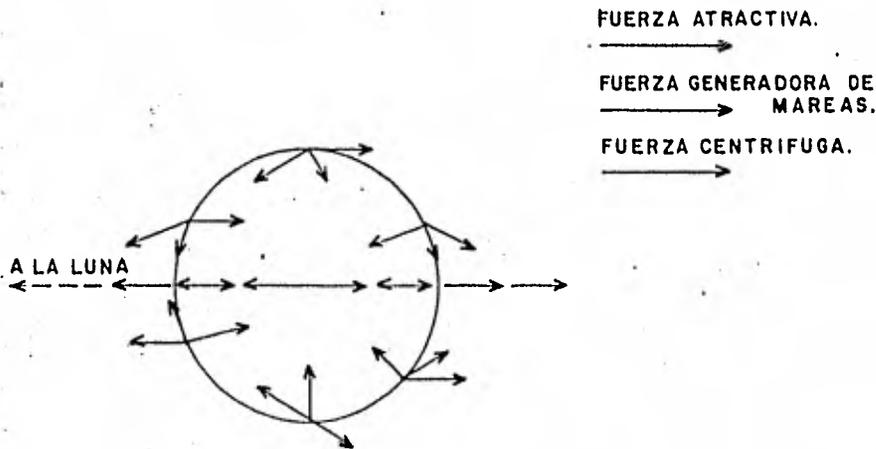


Fig. II.35 Fuerzas Generadoras de Mareas

Si se considera el efecto relativo de dos fuerzas:- la atracción gravitacional de la luna girando alrededor de la Tierra, y la fuerza centrífuga de la Tierra girando sobre su órbita. (Fig. II.36). Si esto lo observamos en la Fig. II.35, existe una fuerza resultante que es normal a la Tierra a lo largo de la línea que une ésta, con la luna y a lo largo de un círculo máximo que pasa por lo polos. En todos los demás puntos existe una - componente tangencial a la superficie.

....

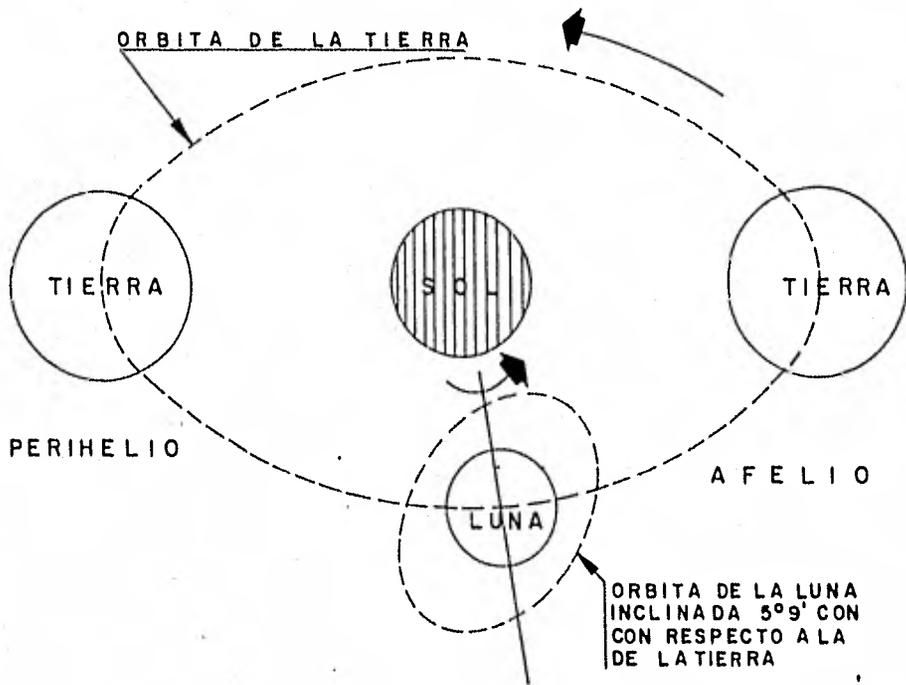


Fig. II.36 Características del Sistema
SOL - TIERRA - LUNA.

"Teoría Estática de Newton".

Para poder explicar el fenómeno de mareas existe una teoría desarrollada por Newton, llamada "Teoría Estática de las Mareas", la cual se base en las siguientes hipótesis:

- a) La parte líquida de la tierra está uniformemente -- distribuida, cubriendo todo el globo.
- b) El agua es un líquido ideal, que inmediatamente toma su posición de equilibrio, bajo la acción de las fuerzas a las que está sujeta.

La superficie líquida de la Tierra está representada por la línea punteada de la Fig. II.37 en donde no existe ninguna atracción; pero al presentarse la atracción de un cuerpo celeste, por ejemplo el sol, el agua sufrirá una elevación de su nivel en el punto A, que está frente al Astro. Sin embargo, en el punto B, también se presenta una sobreelevación del nivel originada por -- las fuerzas de inercia del conjunto. Dado que el volumen de agua permanece constante, necesariamente en los puntos C y D habrá una disminución del nivel del mar.

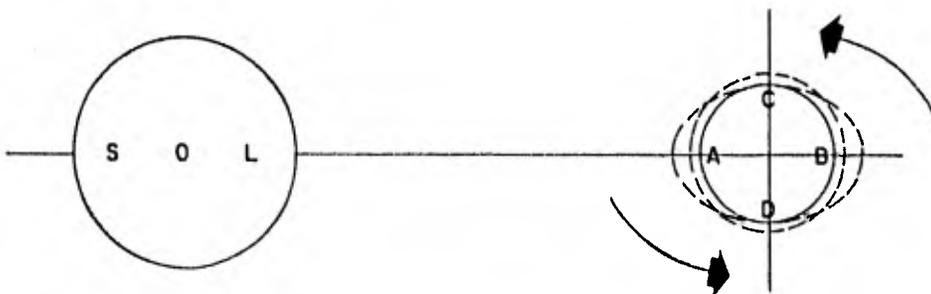


Fig. II.37 Atracción del Sol.

Como la tierra hace un giro completo sobre su eje - en 24 horas, en ese lapso se presentarán dos mareas altas y dos bajas, en cualquier punto de ella.

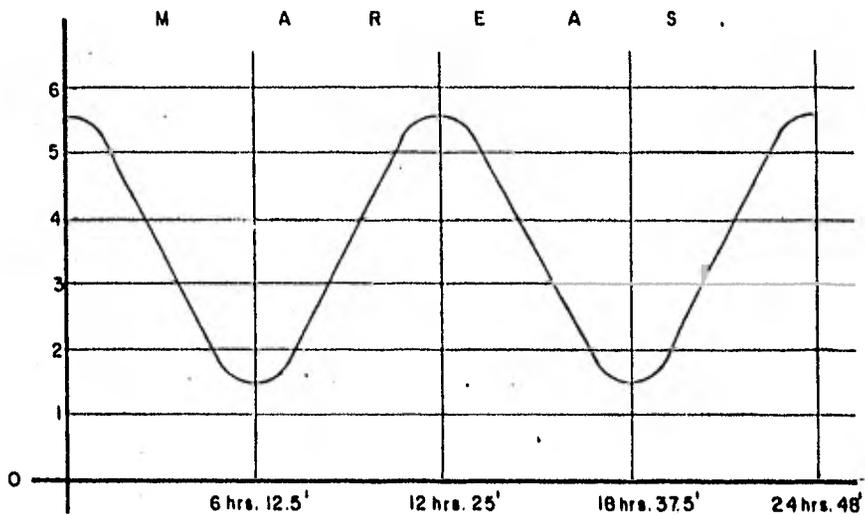


Fig. II. 38 Mareograma Diario.

El ciclo se completa en 24 horas 48 min. Este retraso se origina porque mientras la Tierra dio un giro - completo, la luna cambió su posición relativa con respecto a ella.

La acción de la luna y el sol se combinan según las posiciones relativas de los dos astros, como se indicará enseguida:

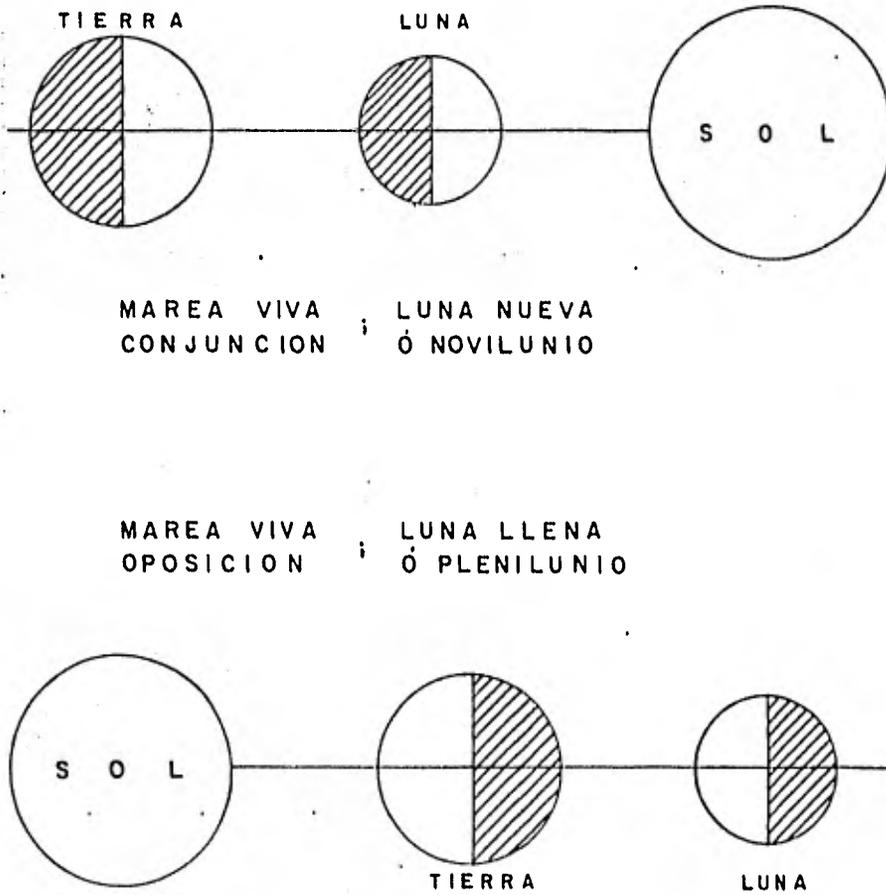


Fig. II.39 Posiciones de los Astros.

Durante los períodos de la luna llena y luna nueva, los efectos del sol y de la luna se suman de tal manera que las mareas que provocan son mayores, es lo que se -- denomina Mareas Vivas o Mareas de Sicigias.

...

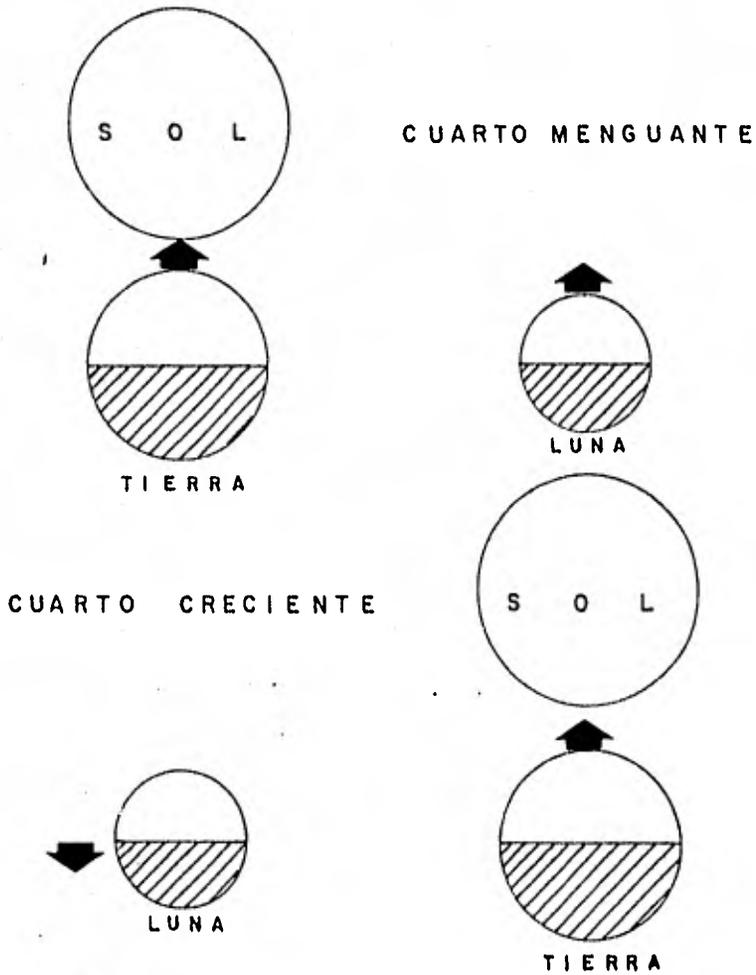


Fig. II.40 Cuadraturas

Quando la luna está en cuarto creciente o cuarto menguante, su acción se contrarresta con la del sol, dando lugar a las llamadas Mareas Muertas, a esta posición se le llama Cuadratura.

Las mareas de sicigias (amplitud de marea máxima) se-

presentan dos veces al mes, como se muestra en la fig. - II.41.

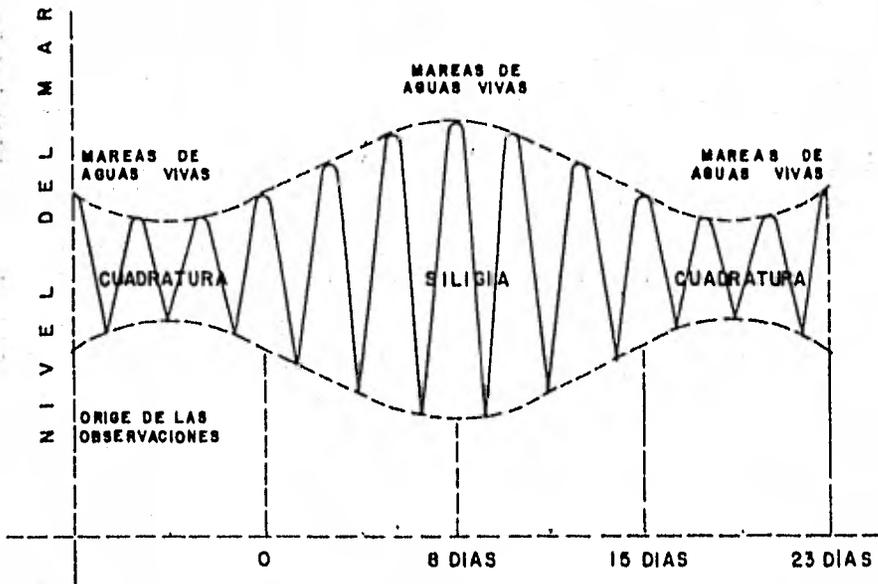


Fig. II.41 Aspecto General de una Curva de Marea.

A la vez y durante dos ocasiones al año la acción del sol sobre las mareas, es más notable en las épocas de los equinoccios que en la de solsticios, por lo que -- las máximas mareas anuales se presentarán cuando se tengan las sicigias equinoccionales (equinoccios de primavera y otoño).

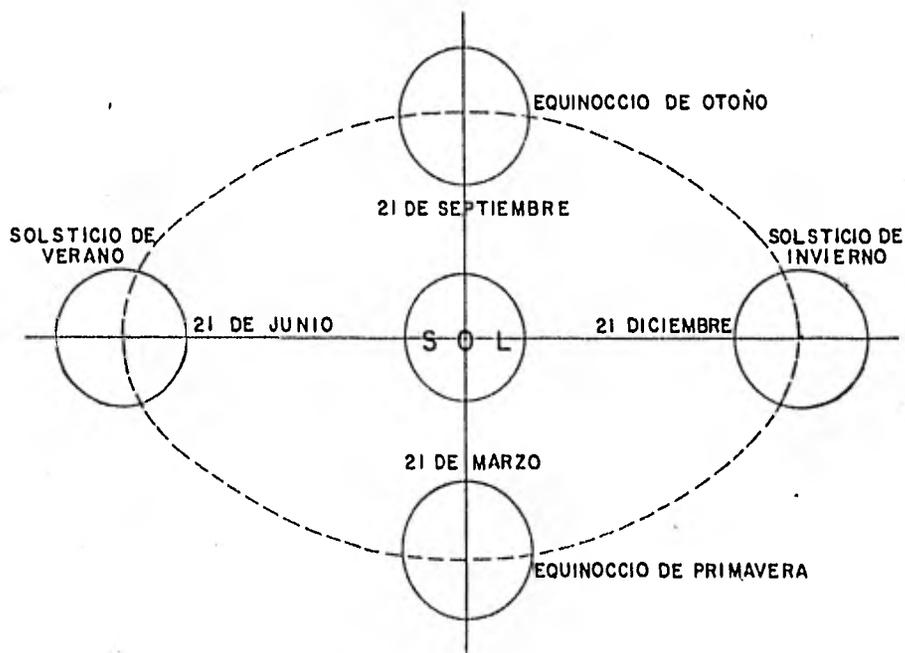


Fig. II.42 Movimiento de la Tierra Alrededor del Sol.

En la fig. II.43 se trazó las envolventes de las altas y bajas mareas de las sicigias del año.

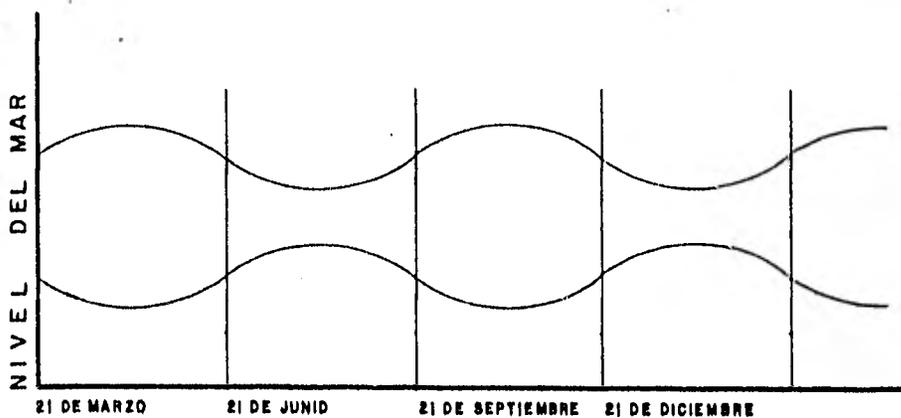


Fig. II.43 Mareograma Anual.

El movimiento vertical de la marea en un punto determinado puede considerarse como la superposición lineal de series de términos armónicos, dependiendo, los períodos de éstas componentes de los respectivos del sol y la luna.

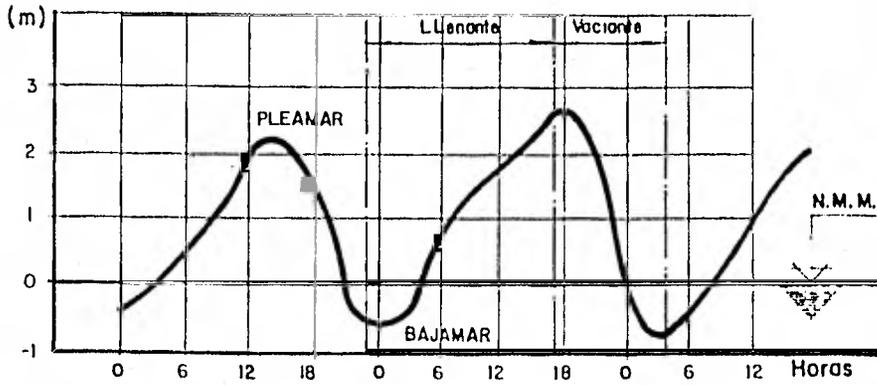
Los tipos de curvas de marea que se presentan durante la mayor parte de un mes se clasifican en: (Ver. Fig. -- II.44.

- a) Marea Diurna. Presenta una pleamar y una bajamar por día.
- b) Marea Semidiurna. Presenta dos pleamares y dos bajamares.
- c) Marea Mixta. Se caracteriza por tener dos pleamares o bajamares notablemente diferentes.

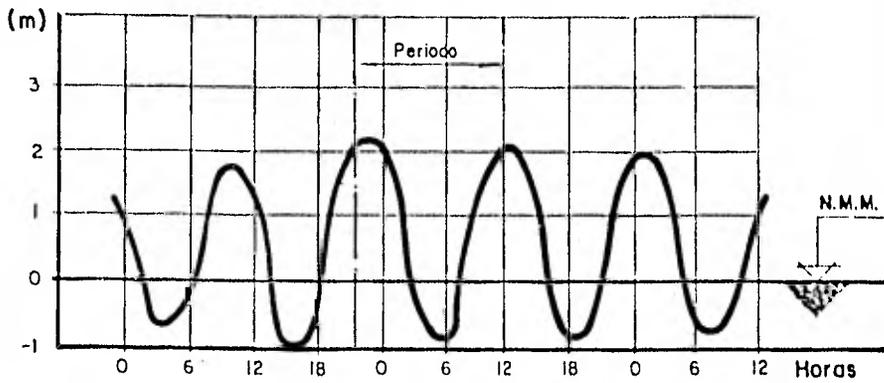
La fase ascendente del nivel del mar se denomina -- flujo y el descenso reflujo, correspondiendo a los niveles máximos de dichos movimientos los nombres de Pleamar y a los niveles mínimos de Bajamar.

En algunas partes del globo terrestre la diferencia de altura en las mareas el mismo día es muy notable. Esta desigualdad diurna es debido a que la luna se mueve -- arriba y abajo del plano del Ecuador, y al empezar y terminar un período de 12 horas, un punto sobre la superficie terrestre ocupa diferentes posiciones respecto al -- plano de la órbita de la luna y está sujeta a influencia lunar de grado variable. La desigualdad diurna es muy -- marcada en los océanos Indico y Pacífico.

MAREA DIURNA



MAREA SEMIDIURNA



MAREA MIXTA

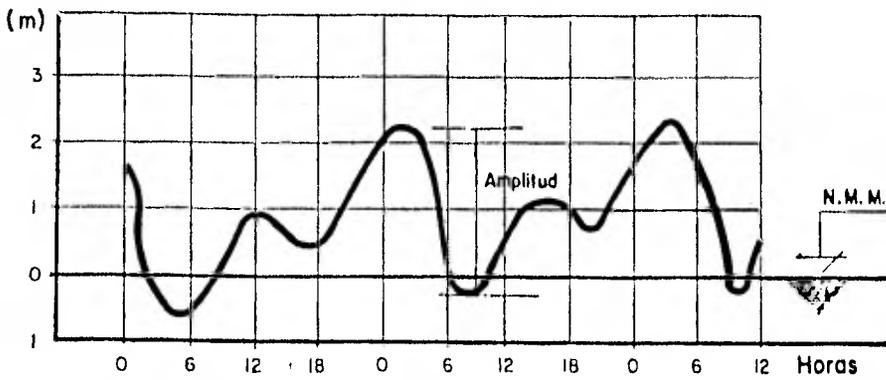


FIG - V - 44 - TIPOS DE MAREAS

La variación de niveles del agua motivada por las mareas, ha dado lugar al establecimiento de diferentes planos, que se definen en seguida:

- Pleamar Máxima Registrada: Es el nivel más alto de un registro dado.
- Nivel de Pleamar Media: Es el promedio de todas las pleamares durante un lapso considerado.
- Nivel Medio del Mar: Es el promedio de las alturas horarias durante un período considerado.
- Nivel de Media Marea: Es el plano equidistante entre la Pleamar Media y la Bajamar Media, obtenido promediando estos dos valores.
- Nivel de Bajamar Media: Es el promedio de todas las Bajamares durante un período considerado.
- Bajamar Mínima Registrada: Es el nivel más bajo registrado debido a las fuerzas de marea periódica o también que tengan influencia sobre las mismas los efectos de condiciones meteorológicas.

El establecimiento de estos planos se realiza en base a las observaciones de las variaciones de las mareas durante un período mínimo de un año.

Establecidos los diferentes niveles, es menester indicar la aplicación de éstos a los problemas del Ingeniero Portuario.

Se utilizan para deteminar las alturas de los muelles, para el diseño de las obras exteriores, para marcar a las embarcaciones las horas de entrada y salida en caso de profundidades escasas, para apreciar la importancia de las corrientes de flujo y reflujo, para indicar las profundidades en el área portuaria y en los accesos, siempre referidas a un mismo plano de comparación.

II.7 INSTRUMENTACION Y FORMA DE MEDICION EN EL CAMPO

Sólo nos limitaremos a realizar una descripción de los instrumentos oceanográficos que se utilizan para definir los diferentes parámetros requeridos para obtener un mejor entendimiento de los criterios de diseño utilizados en la construcción de estructuras marinas.

Los instrumentos oceanográficos son diseñados para un amplio rango de aplicación como:

- a) Muestreadores de vida marina y suelos.
- b) Registradores de corrientes marinas.
- c) Flujo de agua y temperaturas.
- d) Analizadores de densidad del agua del mar, salinidad y análisis químicos.

Existe también una gran variedad de opiniones en la utilidad relativa de los diferentes tipos de instrumentos y su aplicación en los estudios en que son utilizados. Por tal situación, la experimentación oceanográfica en contraste con la situación de un laboratorio bajo-

control, no existen referencias ni una línea base a donde fijar la ejecución de las mediciones.

La instrumentación se puede definir como "una extensión de las habilidades del hombre para la observación, análisis o control". Los instrumentos se pueden dividir, para un mejor entendimiento, en tres grandes grupos:

I.- Muestreadores

II.- Sensores

III.- Analizadores

I.- Muestreadores

Los muestreadores son utilizados comúnmente en operaciones de rutina con los que se obtienen materiales para su análisis posterior.

a) Se clasifican según su uso:

Muestreadores	{ a.1) Biológicos a.2) Químicos a.3) Geológicos

b) Ya que se haya identificado el área que se va a estudiar, existen cinco categorías funcionales de --- muestreadores:

Muestreadores (según su función)	{ b.1) Nucleadores b.2) Dragas b.3) Redes o trampas b.4) Bombas b.5) Botellas	

Breve descripción de los muestreadores, según su --
función:

b.1) NUCLEADORES.

Pueden ser cilíndricos o de caja y se utilizan para-
obtener muestras de un punto específico, con el me-
nor disturbio posible en su constitución estatigrá-
fica. El propósito de esto puede ser el de exami--
nar las características estructurales, la formación
histórica o la interrelación de los componentes bio-
lógicos y su medio ambiente.

Estos instrumentos de extracción se pueden subdivi--
dir en términos de la fuerza de penetración en el -
medio:

Nucleadores (por su fuer- za de penetra- ción).	{	a) Masa (peso o pistón hidráulico) b) Vibrador (neumático o eléctrico) c) Explosivo (químico o chispa eléctrica) d) Rotatorio
----------------------------------------------------------	---	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

b.2) DRAGAS

Estos se dividen en 2 tipos:

Dragas	{	a) Arrastre. Se utilizan para obte- ner ródulos de tierra. b) Las que atacan directamente el - fondo para así obtener la muestra cortándolo.
--------	---	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

...

Las características del mecanismo de corte y las del comportamiento retenedor son lo principal a considerar al escoger una draga.

La capacidad y peso de las dragas van desde muy pequeñas, 1600 m³ y 30 kg, que se utilizan comúnmente para obtener muestras de sedimentos para su análisis granulométrico, hasta dragas de capacidades de 2.3 m³ y 6 ton de peso, pasando por una gran variedad de tipos y capacidades.

b.3) REDES Y TRAMPAS

Las redes o trampas juegan un papel importante en las investigaciones de pesca comercial, puesto que son principalmente usadas para tomar muestras de -- Flora y Fauna Marina.

b.4) BOMBAS

Los métodos de bombeo de muestra de agua para análisis representa el estar obteniendo muestras de agua continuamente y a diferentes profundidades, mientras una embarcación se va desplazando, este sistema ha demostrado ser útil en análisis biológicos, químicos y de trazadores. Los estudios de trazadores en el océano son de importancia para el ingeniero, ya que con este método se puede definir coeficientes de difusión y movimiento de masas de agua en forma relativamente fácil.

En el mercado existen cuatro tipos de bombas:

...

BOMBAS	{ <ul style="list-style-type: none"> a) Vacío b) Centrífugas c) Turbina d) Jet 	{ <p>Estas utilizan tubo flexible de Polyvinyl (PVC) para no contaminar las muestras.</p>
--------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------

Las bombas de turbina y centrífugas, tienen una capacidad de succión de 600 lts/min, a profundidades de 30 m y bajo una velocidad de 5 nudos, pudiéndose alcanzar 100 lts/min a profundidades de 200 m.

b.5) BOTELLAS

Existen por lo menos dos docenas de botellas de diferente uso común, en donde cada una sirve para un propósito particular. Las botellas son usualmente operadas con malacates y cable hidrográfico por donde -- deslizan los mensajeros que accionan el mecanismo de cierre de las botellas. Algunas de las más comunes que existen en el mercado son: La Nansen y la Knudsen que son botellas de inversión y que portan termómetros de tipo reversible, tanto protegido como desprotegido, estas son usadas principalmente en estudios hidrográficos de donde se puede conocer el movimiento de las masas del agua y sus características. Otro tipo de botellas son las Van Dorn y las Frautschy con las que se pueden obtener diferentes volúmenes de agua con un mínimo de contaminación -- por el material del que está construido.

II. Sensores

Se clasifican como sigue:

SENSORES	a) ACTIVOS (Requieren una fuente de poder - por separado)	1) Termómetro 2) Corrientímetros 3) Mareógrafos 4) Ológrafos 5) Ecosondas 6) Refractores Sísmicos
	b) PASIVOS	1) Termómetro de Mercurio 2) Batitermógrafo 3) Corrientímetros Accionados por Propela.

1. Termómetros

El rango de la temperatura en los océanos y mares - adyacentes va de los -2°C a 32°C . Para una observación directa de la temperatura se puede considerar suficiente una exactitud de $\pm 0.01^{\circ}\text{C}$, más sin embargo, al determinar la temperatura con el propósito de definir densidades se requiere una exactitud de $\pm 0.002^{\circ}\text{C}$.

Los termómetros usados comúnmente son los termopares termistores y bulbos de resistencia, después de cada medición de temperatura puede existir cierta incertidumbre debido a la apreciación de la lectura y a la velocidad del sensor; el tiempo de estabilización para la mayoría de los termómetros eléctricos es de 1 segundo y para los de mercurio puede ser hasta de minutos.

...

2. Batitermógrafo.

El batitermógrafo, denominado generalmente BT, es uno de los instrumentos más clásicos para determinar temperaturas en función de la profundidad.

La temperatura es registrada en una placa de vidrio ahumado en un plano (X,Y), donde las "X" son marcadas por una aguja sensible a la temperatura y las "Y" -- por el desplazamiento de la placa conforme al BT se va hundiendo. Los termómetros de cubeta son termómetros de mercurio para medir la temperatura del agua en la superficie.

Los termistores son termómetros de resistencia en donde las caídas de voltaje a través de una resistencia de platino son una función del efecto de temperatura en la resistencia; éstos pueden proporcionar una exactitud que va de los $\pm 0.5^{\circ}\text{C}$ a $\pm 0.02^{\circ}\text{C}$.

3. Corrientímetros

Los corrientímetros para medir FLUJOS son de 4 tipos:

- Corrientímetros {
- a) RESISTENCIA. Son registradores que impuestos a una estructura fija, las fuerzas cortantes --- del flujo producen una fuerza-- de desplazamiento.
 - b) IMPULSION. Atrapan un volumen - de aguas utilizando la menor -

Corrientímetros

energía cinética posible de la corriente para impartir velocidades de rotación.

c) PROPELA. Utilizan una forma aerodinámica a lo largo del eje de revolución, en forma tal que siempre se oriente en el sentido de la corriente.

d) ACUSTICOS. Miden diferencias de la velocidad del sonido mandando en direcciones opuestas.

Se pueden reconocer dos aplicaciones principales de los corrientímetros en oceanografía. La primera es la medición de la velocidad media de la corriente.

El período de tiempo sobre el cual la velocidad media es tomada depende del propósito de estudio. La segunda aplicación es para obtener una medición del espectro turbulento de la velocidad.

La velocidad de una corriente en mar abierto puede llegar hasta más de 3 m/seg, con velocidades de corriente de marea en zonas costeras de hasta 6 m/seg. En el estudio de las corrientes marinas es recomendable el obtener mediciones simultáneas en serie de tiempo y diferentes posiciones. Una de las causas que producen mayor error en la medición de corrientes es la oscilación vertical que produce

el cable del que a veces se suspende el corrientímetro.

4. Ológrafos y Mareógrafos

La medición de mareas y oleaje representa uno de los grandes problemas de la instrumentación oceanográfica, no por las técnicas de diseño de los instrumentos, sino por los problemas que representa su instalación en el medio ambiente; en este caso, se necesita fijar los instrumentos y referirlos en algún punto conocido.

El instrumento para medir oleaje o marea se puede simplificar tanto como; fijar una estaca graduada o regla y estimar visualmente los desplazamientos del nivel del agua; o se pueden utilizar instrumentos tan desarrollados como celdas de presión electrónica o satélites equipados con radar.

El instrumento más generalizado sobre todo para medir mareas es el LIMNIGRAFO. Para registrar las variaciones del nivel del agua utiliza un juego de poleas que son accionadas por un flotador que al subir o bajar produce el registro de las variaciones en un cilindro de papel que gira en función del tiempo.

Un instrumento simple y común para registrar el oleaje es un tubo en el que se montan resistencias conectadas a un circuito eléctrico, espaciadas convenientemente, las que al hacer contacto con el agua producen un cambio en el circuito eléctrico. Uno -

de los instrumentos que más se están generalizando - en la medición de oleaje y mareas son los sensores de presión. Generalmente constan de una celda sensible a la presión ubicada en la parte exterior del instrumento y de un paquete electrónico localizado, ya sea en un compartimiento hermético o en una base de operación conectado a través de un cable submarino.

Debido a que la mayoría de estos instrumentos electrónicos trabajan por medio de promedios en el período, existe una gran variedad con diferentes rangos de medición. Por eso es importante el definir las características generales de la ola a medir, - pues existen con períodos que van desde fracciones de segundo hasta 12 horas.

5. Ecosondas

El ecosonda es la simplificación más sencilla del sonar; utiliza un rayo direccional con su eje en forma vertical. El principio del sonar es el de medir el tiempo que le toma a un pulso de energía del sonido, el hacer un viaje de ida y regreso a un punto determinado. El ecosonda automáticamente convierte este tiempo a unidades de distancia, puesto que la velocidad de propagación del sonido en el agua es conocida. El ecosonda consta de 5 parte principales:

...

- a) Generador de Impulsos,
- b) Transductor transmisor,
- c) Transductor receptor,
- d) Amplificador, y
- e) Registrador.

Existen una gran cantidad de tamaños y modelos, desde los portátiles accionados por batería, con profundidades de operación de 120 m, hasta los de instalación permanente que pueden registrar profundidades de 10 Km.

Las formas de registro también varían dependiendo del modelo. Existen ecosondas que funcionan solamente por medio de un rayo catódico que se desplaza sobre una escala graduada en el instrumento, los de registro por impresión en papel, hasta sistemas tan sofisticados de grabación digital en cintas magnéticas.

La velocidad del sonido en el agua varía con la temperatura y salinidad. Los ecosondas son operados considerando una velocidad de sonido conocida como la velocidad de calibración (1463 m/seg, aproximadamente) y por lo tanto, cualquier sondeo tendrá un error en una cantidad directamente proporcional a la variación de la velocidad considerada. Existen tablas que proporcionan la corrección que se debe aplicar para varias combinaciones de temperatura, salinidad y profundidad. Generalmente los nuevos aparatos vienen equipados con un sistema de calibración de la velocidad del sonido con el que a través de una manivela se ajusta una línea de calibración-

a las condiciones existentes en el momento del levantamiento.

III. ANALIZADORES.

Los analizadores comprenden a aquellos instrumentos que extienden nuestra capacidad de visión, comparación, evaluación y decisión. Los analizadores son más complejos que los sensores; generalmente están compuestos de sensores, transductores y a veces muestreadores.

Existen tres tipos de analizadores:

- 1) Lógicos. Son aquellos que hacen decisiones deductivas en forma de secuencia y - en base a similaridad de decisiones previamente hechas de acuerdo a instrucciones dadas. Un ejemplo son las calculadoras digitales.
- 2) Comparativos. Son aquellos que miden el grado de similaridad con respecto a un estándar conocido como salinómetros.
- 3) Reactivos. Son aquellos que forman un material con nuevas características cuando es sujeto a condiciones particulares.

...

SALINIDAD.

La salinidad es el total de sólidos disueltos en el mar y su rango varía entre 0% y 40% en estuario y lagunas costeras, respectivamente, con índices altos de evaporación puede llegar a un 100%. El porcentaje de salinidad de agua en los océanos del mundo está dentro de un 33% a 39%.

Dado que las características del agua permanecen constantes, es fácil determinar la salinidad con una colección de muestras y determinar químicamente el contenido de sales de cloro, con una confiabilidad de $\pm 0.01\%$.

Existe el método de medición de salinidades por determinación de conducción eléctrica con una aproximación de ± 0.02 a 0.002% , dependiendo de la calidad del instrumento. Muchas propiedades del agua varían con el contenido de sales, tales como: la refracción, la temperatura, la velocidad del sonido. Por lo cual es necesario perfeccionar el salinómetro de inducción.

CAPITULO III

REGIMEN DE COSTAS

INTRODUCCION

En el Capítulo precedente se ha descrito el proceso de formación y desarrollo del oleaje conforme se aproxima a la costa; en este Capítulo examinaremos el efecto del oleaje sobre las costas o playas.

III.1. Terminología y Morfología de las costas.

La costa se define como la franja de tierra que se encuentra rodeada de cualquier cuerpo de agua que esté expuesta de manera alternada o cubierta por mareas y olas.

Una costa de material no consolidado se le denomina generalmente playa. Las costas se encuentran continuamente cambiando y en el mejor de los casos bajo un equilibrio dinámico con sedimentos moviéndose hacia el mar y regresando hacia la orilla.

Las playas son un tipo de costa particular que se estudia con más detalle, dado que el material no consolidado se encuentra sujeto a los mayores cambios.

Algunos autores definen la costa como una frontera que separa el agua de la tierra. Si se trata de agua dulce le denominan Ribera; si se trata de arena la definen-

como Playa y si existe un manto rocoso se le llama Acan-
tilado.

En cuando a su origen las costas se clasifican en:

- a) Inmersión
- b) Emersión
- c) Mixtas
- d) Neutras

Las costas de Inmersión se originaron cuando en --
épocas anteriores el mar se adentró en la tierra firme y
dependiendo del fenómeno que lo produjo se denominan:

FIORDOS: Son playas en las que el hielo produjo un
efecto erosivo y una vez erosionado, el mar ocupó la zo-
na.

RIOS: Una corriente erosiona el valle cercano al -
mar, es decir su desembocadura, permitiendo el paso del-
agua. Este proceso sucede después de miles de años.

RECESION: Es el proceso más común y sucede al ero-
sionar el oleaje la franja costera permitiendo el avance
de las aguas marinas hacia tierra adentro.

Las costas de Emersión se presentan cuando la por--
ción terrestre avanza hacia el mar mediante un proceso -
de depósito de sedimentos. En este proceso la acción --
del viento puede influir de manera preponderante (Ver fi-
gura III.1).

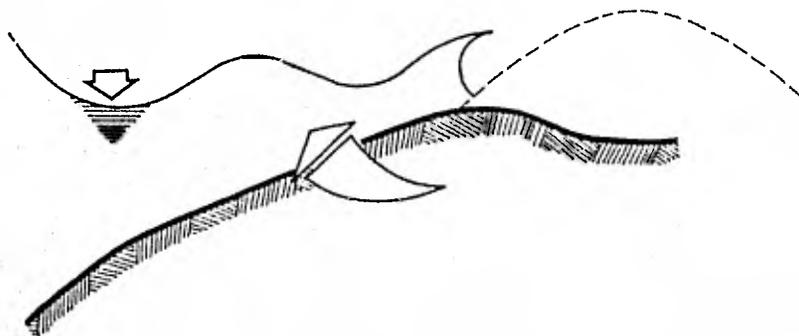


Fig. III.1.- Costas de Emersión.

Las costas Mixtas se conforman debido a efecto conjunto de erosión y de sedimentación (Ver figura III.2).

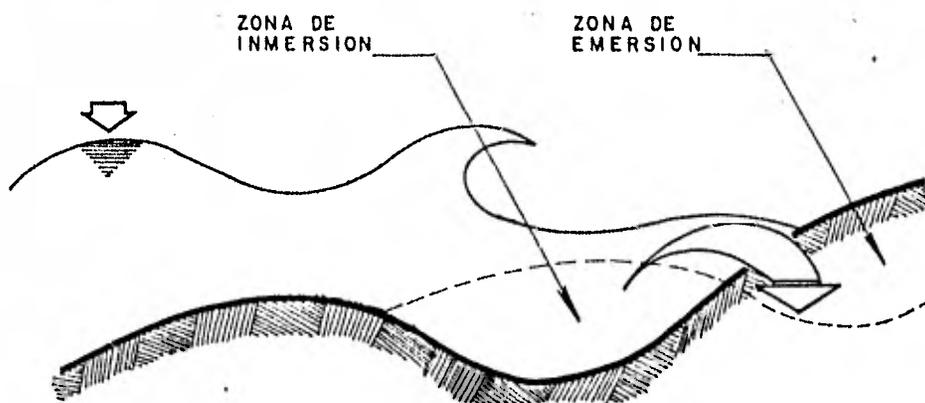


Fig. III.2.- Costas Mixtas.

Las costas Neutras son aquellas cuyas características esenciales no dependen de su estado de inmersión o emersión.

En el sentido transversal es posible definir una nomenclatura asociada al perfil playero. (Ver figura - - - III.3).

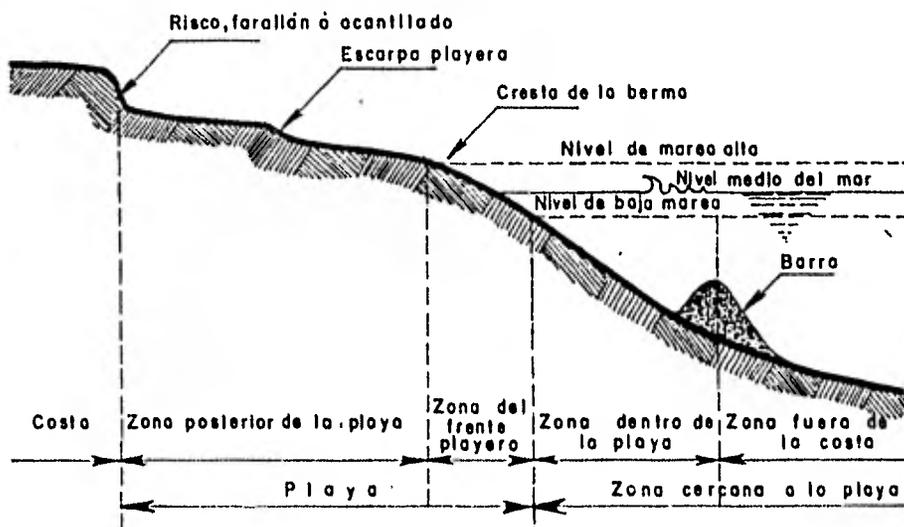


Fig. III.3.- Perfil Playero.

Las costas de pendiente suave generalmente consisten de materiales finos, tales como limo, arcilla o arena. Las zonas limosas embalsadas y pantanosas conforman costas con pendiente extremadamente suaves. Los materiales gruesos como los cantos rodados y planos, así como la grava conforman las costas de pendiente pronunciada.

Algunas típicas formaciones costeras se esquematiza-

zan en la figura III.4. Todas ellas se extienden por lo menos por encima del nivel de baja marea y en algunos casos se presentan arriba del nivel de marea alta. Las formaciones que siempre se mantienen bajo el nivel del agua se les denomina Bajos. Las playas se encuentran continuas a las costas permanentes a lo largo de toda su longitud.

Las flechas se encuentran conectadas a las franjas costeras en un extremo y se desarrollan más o menos perpendiculares a la costa.

Los Tombolos se conforman entre las islas y la porción terrestre conectando ambos cuerpos.

Las Barreras son estructuras bajas más o menos separadas entre sí y en aguas bajas. Estas formaciones pueden estar conectadas con la costa provocando que el oleaje rompa y aparecen generalmente como una cadena de islas.

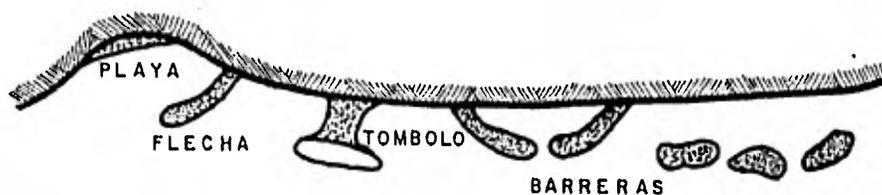


Fig. III.4.- Formaciones Costeras.

Generalmente, los materiales más finos se mueven -- mas fácilmente bajo la acción del oleaje y por este motivo las playas consistentes de material fino deben ser --

alimentadas por una suficiente cantidad de sedimento para que mantengan su equilibrio dinámico. Este abastecimiento puede ser de :

a) Origen Terrígeno. Que son las contribuciones por corrientes como las de los ríos que son tomadas por el oleaje y corrientes marinas y transportadas hacia las playas.

b) De Playas Vecinas. Que es el material que se desplaza dentro del área por transporte litoral natural desde áreas de playas adyacentes.

c) De Acantilados. Que son contribuciones que tienen su origen en la degradación por erosión de formaciones rocosas sujetas a la acción del oleaje.

d) Otras Fuentes. Que tienen su origen en los volcanes submarinos, cenizas de volcán o de grandes formaciones de coral u otros organismos que bajo la acción del oleaje se desintegran formando playas. Ocasionalmente la acción del viento sobre la franja costera puede contribuir al abastecimiento de material a las playas. Las condiciones necesarias para que exista un transporte apreciable y formación de dunas por el viento son: el viento debe soplar desde una dirección prevaleciente, el material sedimentado debe secarse y no debe contener cantidades considerables de materiales cohesivos y finalmente, la evaporación no debe ser de tal magnitud que permita el desarrollo de formaciones de caliche.

Considerando a las playas como un todo, la conserva

ción de las mismas se logra a expensas de la erosión de la masa terrestre. Al analizar las muestras de material-playero se puede determinar que a mayor contenido de materiales pesados más cercana está la fuente de aporte y entre más cercanas estén más angulosos serán los granos.

Según Frack clasifica las playas en relación con el tamaño de los granos del material que las conforma de -- acuerdo con los siguientes rangos :

Playas Gruesas	0.05 mm < d < 250 mm
Playas Medias	0.025 mm < d < 0.05 mm
Playas Finas	d < 0.025 mm

En donde "d" es el diámetro medio del material.

III.2. Acción del Oleaje sobre las Playas.

La acción del oleaje sobre las playas genera un fenómeno de suma importancia dentro del estudio de la Ingeniería de Costas, el cual por sus efectos manifiesta aspectos de relevancia como son las corrientes marinas y el transporte de sedimentos. Así, generalmente las olas mueven el sedimento (arena) a lo largo de la costa y hacia la playa. Consideraremos inicialmente el segundo de éstos, es decir, el movimiento de agua y arena a lo largo del perfil playero.

Cuando una ola rompe, se produce un considerable -- transporte de masa de agua hacia la costa y una importante turbulencia se presenta en la zona de rompiente. Esta

turbulencia tiende a levantar el material suelto que se encuentra en el fondo de tal suerte que puede ser trasladado hacia la costa junto con la masa de agua. El agua escapa de la zona entre la rompiente y la playa fluyendo por el fondo en sentido inverso a la dirección del oleaje e infiltrándose en la misma playa. Este flujo inverso continúa hasta la zona de rompiente donde se eleva para fluir hacia la playa nuevamente. Puesto que el flujo inverso en la playa es pequeño y menos turbulento, poca cantidad de sedimento puede ser transportado desde la playa, resultando que se acumule material en la playa y sea mayor la pendiente de la misma. La pendiente crece hasta que se alcanza un estado de equilibrio dinámico.

Fuera de la zona de rompiente, el oleaje transporta el material hacia la barra. Por lo que la barra es alimentada con material que proviene de ambos lados de la misma mientras que el material se remueve por el rompimiento de las olas. Este transporte y la barra se muestran en la figura III.5. Finalmente se logra un estado de equilibrio dinámico, el cual se desajusta con un considerable cambio en la altura del oleaje o en el nivel del agua.

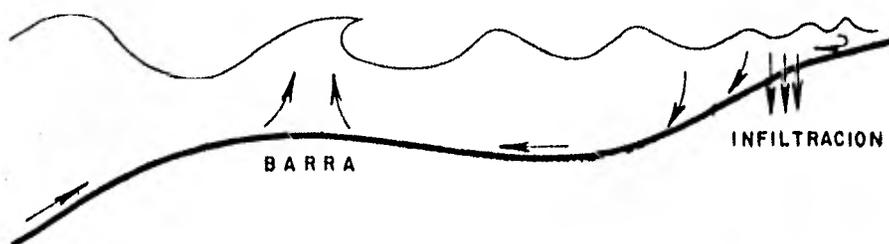


Fig. III.5.- Perfil de una playa.

III.3. Procesos Costeros y Transporte Litoral.

Adicionalmente al proceso descrito antes, el sedimento generalmente es transportado a lo largo de la costa, lo cual es producido por las corrientes de agua. Estas corrientes pueden originarse por el oleaje, las mareas y en algunos casos por las descargas de los ríos -- hacia el mar.

La corriente litoral paralela a la costa producida por el oleaje frecuentemente es la componente dominante de la corriente que provoca el transporte de sedimentos a lo largo de la costa.

Longuet-Higgins y Stewart (1964) desarrollaron un criterio para determinar la intensidad de las corrientes litorales, el cual se le denomina Esfuerzo Radial; en él se considera :

a) El origen de las coordenadas se localiza sobre el nivel de aguas en reposo con dirección positiva de la abscisa (x) en la dirección de propagación del oleaje. - La dirección positiva de la ordenada (y) es hacia arriba y en el sentido vertical.

b) El análisis se contempla bidimensional, con un ancho unitario perpendicular al plano de los esquemas.

c) La densidad del agua (ρ) se considera constante.

Si consideramos una masa de agua en reposo con ---

tirante uniforme (d), la presión en cualquier parte -- del fluido está dada por la siguiente ecuación:

$$P_0 = -\rho g y$$

donde: g = Aceleración de la gravedad.

ρ = Densidad del fluido.

Lo cual es independiente de "x" y es el flujo -- del momento horizontal a través de un plano vertical -- ($x = \text{constante}$) por unidad de distancia vertical puesto que se considera un ancho unitario.

El flujo total por una sección se obtiene integran-- do la ecuación:

$$P_0 = \int_{-d}^0 P_0 \, dy = - \int_d^0 g y \, dy$$

Lo anterior también es independiente de la varia-- ble x , y por lo tanto no existe un intercambio neto de momento mientras se pasa de un plano $x = x_0$ a otro -- $x = x_0 + dx$.

Este flujo total constante (o fuerza) P_0 es real-- mente la fuerza hidrostática que se presentaría en una pared vertical rígida extendiéndose hasta la profundi-- dad $z = -d$. Esta componente hidrostática, P_0 , será reg tada del cálculo del flujo con oleaje a fin de encon--- trar la componente que resulta de la acción del oleaje. Esta resultante será, entonces, el esfuerzo radial.

Se verá más adelante que este esfuerzo radial no -

tiene unidades de fuerza por unidad de área, debido a -- que el esfuerzo se integrará en una profundidad constante d , resultando una fuerza por unidad de longitud. Puesto que el tirante se mantiene constante en cada punto -- donde se examinará el esfuerzo radial, entonces es posible efectuar transformaciones para encontrar el esfuerzo.

Flujo de momento con oleaje.

Consideremos una ola sinusoidal en aguas de tirante constante d (finito).

De las ecuaciones de Teoría del Oleaje encontramos que:

$$y_s = \frac{h}{2} \cos (K X - \nabla t) \dots\dots\dots(2.21)$$

ó lo que es lo mismo

$$y_s = a \cos (K X - \nabla t) \dots\dots\dots(2.21a)$$

$$u = \frac{\Pi H}{T} \frac{\cos h K (d + y)}{\sen h k d} \cos (K X - \nabla t) \dots\dots(2.31)$$

ó lo que es lo mismo

$$u = \frac{a \nabla}{\sen h (kd)} \cos h k (d + y) \cos (K X - \nabla t) \quad (2.31a)$$

$$v = \frac{\Pi H}{T} \frac{\sen h k (d + y)}{\sen h Kd} \sen (K X - \nabla t) \dots\dots(2.32)$$

ó lo que es lo mismo

$$v = \frac{a \nabla}{\sen h (Kd)} \sen h k (d + y) \sen (K X - \nabla t) \dots\dots(2.32a)$$

Una expresión general del flujo del momento horizontal que pasa a través de una superficie unitaria en el plano vertical dentro del fluido será :

$$P_1 = p + \rho u^2 \dots\dots\dots (3.1)$$

El segundo término, ρu^2 , representa la transferencia de la masa a momento horizontal como sigue:

a) En un tiempo dt el volumen de agua que pasa a través de un elemento de la superficie vertical es:

$$u \, dy \, l \, dt \quad \text{su masa es: } \rho u \, l \, dy \, dt$$

b) El momento horizontal (masa-velocidad) será:

$$\rho u \, l \, dy \, dt \cdot u$$

c) Dividiendo entre el área ($dy \cdot l$) y el tiempo (dt), obtenemos el flujo por unidad de área de donde:

$$\frac{\rho \cdot u \cdot l \cdot dy \cdot dt \cdot u}{(dy \cdot l) (dt)} = \rho u^2$$

Obsérvese que la velocidad u puede ser positiva o negativa, o aun valer cero, mientras que u^2 es siempre positivo. Este hecho será de importancia en análisis posteriores.

El fluido que pasa por el plano, en general, tendrá una componente vertical de la velocidad, v .

El producto ρv es útil para representar la transferencia del momento vertical a través del plano $x =$ constante. Este término aparece como un esfuerzo cortante

te y comúnmente se le denomina "Esfuerzo Cortante de Reynolds" en el estudio de la teoría de turbulencia; sin embargo este Esfuerzo Cortante de Reynolds no se considerará en posteriores análisis.

Integrando la ecuación (3.1) en toda la distancia vertical con el fin de determinar el flujo del momento horizontal total que pasa a través del plano $x = \text{constante}$, tendremos:

$$P_1 = \int_{-d}^{y_s} (P + u^2) dz \dots \dots \dots 3.2$$

Obsérvese que el límite superior de integración es el nivel de la superficie del agua en movimiento.

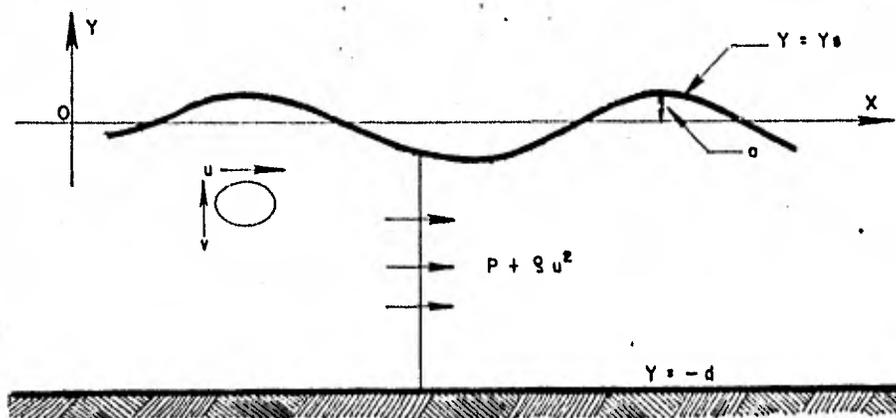


Fig. III.6.- Flujo del momento horizontal

Definición del Esfuerzo Radial.

La componente principal del Esfuerzo Radial, expre-

sada como S_{xx} , se define como el valor medio de P_1 con respecto al tiempo menos el valor medio de P_0 con respecto al tiempo.

$$S_{xx} = \bar{P}_1 - \bar{P}_0 = \int_{-d}^{y_s} (P + \rho u^2) dy - \int_{-d}^0 P_0 dy \quad \dots 3.3$$

La línea superior se utiliza para denotar el promedio del tiempo. En la primera integral, nos debemos asegurar de considerar el promedio del tiempo después de -- realizar la integración, dado que el límite de integración y_s es una función del tiempo.

En la segunda integral la línea testada puede omitirse puesto que la integral es una constante. Ver la ecuación.(3.3).

$$P_0 = \int_{-d}^0 P_0 dy = - \int_{-d}^0 \rho gy dy$$

De acuerdo con lo anterior, la ecuación se transforma a :

$$S_{xx} = \int_{-d}^{y_s} (P + \rho u^2) dy - \int_{-d}^0 P_0 dy \quad \dots \dots \dots 3.4$$

De acuerdo con lo anterior, la definición del esfuerzo radial en una terminología más sofisticada será : el esfuerzo radial es la contribución del oleaje en el promedio del tiempo de la integración vertical del momento horizontal transferido horizontalmente.

Determinación del Esfuerzo Radial.

Como ayuda para resolver la ecuación (3.4), ésta se

separa en tres partes como se muestra a continuación:

$$S_{xx} = S_{xx}^{(1)} + S_{xx}^{(2)} + S_{xx}^{(3)} \dots\dots\dots 3.4a$$

$$S_{xx}^{(1)} = \int_{-d}^{y_s} \rho u^2 dy \dots\dots\dots 3.4b$$

$$S_{xx}^{(2)} = \int_{-d}^0 \frac{\rho u^2}{\rho} dy \dots\dots\dots 3.4c$$

$$S_{xx}^{(3)} = \int_0^{y_s} \frac{\rho u^2}{\rho} dy \dots\dots\dots 3.4d$$

Puede verificarse que las ecuaciones (3.4a) hasta (3.4d) son equivalentes a la ecuación 3.3 por medio de una sustitución. Consideremos ahora dichos términos individualmente:

La ecuación 3.4.b se puede descomponer en:

$$S_{xx}^{(1)} = \int_{-d}^0 \rho u^2 dy + \int_0^{y_s} \rho u^2 dy \dots\dots\dots 3.5$$

El integrando (ρu^2) en ambos elementos de la ecuación (3.5) es de segundo orden (proporcional a a^2) tal como se observa en la ecuación (2.31a). Puesto que y_s es también función de a , por lo tanto la segunda integral de la ecuación (3.5) será un término de tercer orden.

Puesto que únicamente consideraremos los términos de primero y segundo orden, la ecuación puede aproximarse a:

$$S_{xx}^{(1)} = \int_{-d}^0 \rho u^2 dy \dots\dots\dots 3.6$$

Ahora ambos límites de integración son constantes - y el promedio del tiempo puede trasladarse dentro de la-integral.

$$S_{xx}^{(1)} = \int_{-d}^0 \rho \bar{u}^2 dy \dots\dots\dots 3.7$$

Este es el denominado Esfuerzo Normal de Reynolds - integrado desde el fondo hasta el nivel de la superficie de agua en reposo. Es, obviamente, generalmente positi--vo.

Puesto que ambos límites de integración en la ecua--ción 3.4c son constantes, es posible aplicar el proce--dimiento anterior. La ecuación 3.4c se transforma a :

$$S_{xx}^{(2)} = \int_{-d}^0 (\bar{P} - P_0) dy \dots\dots\dots 3.8$$

P_0 se excluye del promedio del tiempo puesto que se trata de una constante.

(2)
 S_{xx} resulta de los cambios en la presión media \bar{P} - cuando se compara con la presión hidrostática P_0 encon--trada en ausencia del oleaje. \bar{P} puede evaluarse comple--tando un análisis de segundo orden, pero \bar{P} puede determi--narse indirectamente mediante un análisis más sencillo - al considerar el momento vertical, tal como se muestra - a continuación:

Utilizando un argumento similar a los considerados anteriormente, el flujo medio del momento vertical a través de un plano horizontal debe ser igual al peso del agua que se encuentra por encima del plano. El promedio del nivel del agua es $y = 0$. Por lo tanto :

$$\overline{P} + \int \rho v^2 = - \int \rho gy = P_0 \dots\dots\dots 3.9$$

o lo que es lo mismo

$$\overline{P} - P_0 = - \int \rho v^2 \dots\dots\dots 3.10$$

Sustituyendo la ecuación 3.10 en la 3.8.

$$S_{xx}^{(2)} = \int_{-d}^0 - \rho \overline{v^2} dy \dots\dots\dots 3.11$$

En general será obviamente menor que cero.

El tercer término del esfuerzo radial, ecuación (3.4d), es la presión integrada desde el nivel de la superficie libre del agua en reposo hasta el perfil del oleaje, con esta integración promediada en el tiempo.

Esta integración presenta ciertas dificultades cuando y_s es negativa, es decir, cuando el nivel de la superficie libre del agua se encuentra por debajo del plano $y = 0$, entonces, P es indefinida en el rango $y_s < y \leq 0$.- Esto puede superarse más fácilmente de acuerdo con Longuet-Higgins que señalan "extendiendo el ámbito de la velocidad hasta el nivel medio $y = 0$ ". Cerca de la superficie libre, el valor de P es casi igual a la presión --

hidrostática medida desde la superficie instantánea y_s . -
 La presión fluctúa en fase con la elevación de la superficie.

$$P = \rho g (Y_s - y) \dots \dots \dots 3.12$$

Sustituyendo la ecuación (3.4d) :

$$(3) \quad S_{xx} = \int_0^{y_s} \rho g (Y_s - y) dy \dots \dots \dots 3.13$$

Resolviendo únicamente la integral (despreciando el promedio del tiempo) y puesto que y_s es independiente de y (ecuación 2.21a):

$$\begin{aligned} \int_0^{y_s} \rho g (y_s - y) dy &= \rho g \left[\int_0^{y_s} y_s dy - \int_0^{y_s} y dy \right] \\ &= \rho g \left[y_s y \Big|_0^{y_s} - \left[\frac{1}{2} y^2 \right]_0^{y_s} \right] \end{aligned}$$

$$\rho g [y_s^2 - 0] - \frac{1}{2} [y_s^2 - 0] = \frac{1}{2} \rho g y_s^2$$

Considerando el promedio del tiempo se obtiene:

$$(3) \quad \overline{S_{xx}} = \frac{1}{2} \rho g \overline{y_s^2} \dots \dots \dots 3.14$$

Esta expresión será generalmente mayor que cero.

Puesto que $y_s = a \cos (Kx - \omega t)$, entonces:

$$\overline{y_s^2} = \frac{1}{2} a^2, \quad \left(\frac{1}{\Pi} \int_0^{\Pi} \cos^2 x dx = \frac{1}{2} \right)$$

y :

$$(3) \quad S_{xx} = \frac{1}{2} \rho g a^2 \dots \dots \dots 3.15$$

Interpretación de S_{xx} .

Sumando $S_{xx}^{(1)}$ y $S_{xx}^{(2)}$, utilizando (3.7) y (3.11) :

$$(1) \quad (2) \quad S_{xx} + S_{xx} = \int_{-d}^0 \rho u^2 dy - dy - \int_{-d}^0 \rho v^2 dz = \int_{-d}^0 \rho (u^2 - v^2) dy \dots \dots \dots 3.16$$

De acuerdo con la teoría del oleaje de pequeña amplitud (ecuaciones 2.31 a y 2.32a): $\overline{u^2} \quad \overline{v^2}$.

Por lo tanto, la ecuación 3.16 es generalmente ≥ 0 .

Antes de buscar otra solución de la ecuación - - - (3.16) debemos notar que para flujo irrotacional e incompresible:

$$\frac{\partial}{\partial y} (u^2 - v^2) = 2 (u \frac{\partial u}{\partial y} - v \frac{\partial v}{\partial y}) = 2 (u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial x}) = 2 \frac{\partial}{\partial x} (u v) = 0$$

Por lo tanto $\overline{(u^2 - v^2)}$ es independiente de y; siendo aun u y v funciones de y.

La ecuación (3.16) se transforma en :

$$(1) \quad (2) \quad S_{xx} + S_{xx} = \rho \overline{(u^2 - v^2)} \int_{-d}^0 dy = \rho \overline{(u^2 - v^2)} d \dots 3.17$$

La sustitución formal de las ecuaciones (2.31.a) y- (2.32a) en la ecuación (3.17) resulta :

$$(1) \quad (2) \quad S_{xx} + S_{xx} = \int d \frac{a^2 v^2}{\text{sen } h^2 kd} [\text{cos } h^2 (y+d) \text{cos}^2 (kx - \nabla t) - \text{senh}^2 k (y + d) \text{sen}^2 (kx - \nabla t)]$$

Debido a que las expresiones trigonométricas anteriores son funciones que dependen del tiempo :

$$= \int d \frac{a^2 \nabla^2}{\text{senh}^2 kd} [\text{cosh}^2 k (y+d) \text{cos}^2 (kx - \nabla t) - \text{senh}^2 k (y+d)$$

$$\text{sen}^2 (kx - \nabla t)]$$

Puesto que: $\frac{1}{\Pi} \int_0^{\Pi} \text{cos}^2 x dx = \frac{1}{2}$

Entonces:

$$= \frac{1}{2} \int d \frac{a^2 \nabla^2}{\text{sen } h^2 kd} [\text{cos } h^2 k (y + d) - \text{sen } h^2 k (y + d)]$$

Considerando que: $\text{cos } h^2 x - \text{sen } h^2 x = 1$, entonces :

$$= \frac{1}{2} \int d \frac{a^2 \nabla^2}{\text{sen } h^2 kd}$$

Para oleaje de pequeña amplitud, $\nabla^2 = gK \tan h Kd \dots 3.18$

.....

Entonces:

$$(1) \quad (2) \quad S_{xx} + S_{xx} = \int \frac{a^2 g kd}{\text{sen } h^2 kd} \dots \dots \dots 3.19$$

Recordando que:

$$E = \frac{1}{2} \int g a^2 \dots \dots \dots 3.20$$

Entonces, al sustituir las ecuaciones (3.4a), --
(3.15) y (3.19) en la ecuación (3.20), resulta :

$$S_{xx} = E \left(\frac{2 kd}{\sinh 2kd} + \frac{1}{2} \right) \geq 0 \dots\dots\dots 3.21$$

En aguas profundas, $2 kd/\sinh 2kd \rightarrow 0$, entonces:

$$S_{xx} = \frac{1}{2} E ; \text{ para } (d > \frac{L}{2}) \dots\dots\dots 3.22a$$

En aguas reducidas, $2kd/\sinh 2kd \rightarrow 1$, entonces:

$$S_{xx} = \frac{3}{2} E ; \text{ para } (d < \frac{L}{2.5}) \dots\dots\dots 3.22b$$

S_{xx} tiene unidades de fuerza por unidad de longitud de cresta de la ola.

Componente transversal del Esfuerzo Radial (S_{zz}).

Resulta ahora necesario examinar el flujo del momento en el plano ZY. El eje Z se localiza en el plano de - aguas en reposo con dirección paralela a las crestas del oleaje.

El contraste con las deducciones previas, se considera un ancho unitario en la dirección del eje X. Esta - nueva componente del esfuerzo radial se simbolizará con S_{zz} y su deducción es similar a la adoptada para S_{xx} .

Consideremos el flujo total del momento de Z paralelo a las crestas del oleaje a través de un plano $Z = - -$ constante. Su definición matemática corresponde a la ->

ecuación (3.3) y es :

$$S_{ZZ} = \int_{-d}^{ys} (P + w^2) dy - \int_{-d}^0 P_0 dy \dots 3.23$$

Siguiendo el procedimiento para evaluar S_{xx} , las --
ecuaciones correspondientes a la (3.4a) a la (3.4d)
son:

$$S_{ZZ} = S_{ZZ}^{(1)} + S_{ZZ}^{(2)} + S_{ZZ}^{(3)} \dots 3.24$$

$$S_{ZZ}^{(1)} = \int_{-d}^{y_0} \rho w^2 dy \dots 3.25$$

$$S_{ZZ}^{(2)} = \int_{-d}^0 (P - P_0) dy \dots 3.26$$

$$S_{ZZ}^{(3)} = \int_0^{ys} P dy \dots 3.27$$

Ahora el análisis resulta más simple puesto que pa-
ra ondas de gran longitud, por identidad $w = 0$.

Por lo tanto, de la ecuación (3.25) :

$$S_{ZZ}^{(1)} = 0$$

También comparando las ecuaciones (3.26) y (3.27)
con las ecuaciones (3.4c) y (3.4d) :

$$S_{ZZ}^{(2)} = S_{xx}^{(2)} = \int_{-d}^0 -\rho v^2 dy \dots 3.28$$

$$S_{ZZ}^{(3)} = S_{XX}^{(3)} = \frac{1}{2} \rho g a^2 \dots\dots\dots 3.29$$

Utilizando las ecuaciones (3.11) y (3.15), respectivamente.

Sustituyendo el valor de v de la ecuación (2.31a) en la ecuación (3.28) resulta:

$$S_{ZZ}^{(2)} = \frac{a^2 \nabla^2}{\text{sen}^2 h^2 kd} \frac{1}{\text{Sen}^2 (kx - \nabla t)} \int_{-d}^0 \text{senh}^2 k (y+d) dy \dots 3.30$$

Utilizando el promedio del tiempo de sen^2 , obtenemos:

$$S_{ZZ}^{(2)} = - \rho \frac{a^2 \nabla^2}{2 \text{senh}^2 kd} \int_{-d}^0 \text{sen}^2 h^2 k (y+d) dy \dots 3.31$$

La integral resulta:

$$\int_{-d}^0 \text{sen}^2 h^2 k (y+d) dy = \frac{1}{k} \int_0^{kd} \text{sen}^2 h^2 q dq$$

donde: $q = K (y + d)$

$$= \frac{1}{k} \left\{ \left[\frac{\text{sen} h^2 q}{4} \right]_0^{kd} - \left[\frac{q}{2} \right]_0^{kd} \right\}$$

$$= \frac{1}{k} \left\{ \left[\frac{\text{sen} h^2 kd}{4} - \frac{kd}{2} \right] \right\}$$

La ecuación (3.31) resulta entonces:

$$S_{ZZ} = - \frac{\rho a^2 \nabla^2}{2k \sinh^2 kd} \left\{ \frac{\sin h 2 kd}{4} - \frac{kd}{2} \right\}$$

$$= - \rho \frac{a^2 \nabla^2 \sin h 2 kd}{8 k \sinh^2 kd} + \frac{\rho a^2 \nabla^2 d}{4 \sinh^2 kd}$$

ó al utilizar la ecuación (2.18) :

$$S_{ZZ} = - \frac{\rho g a^2}{4} + \frac{\rho g a^2 kd}{2 \sinh^2 kd} \dots\dots 3.32$$

Finalmente, recordando que $S_{ZZ} = 0$, entonces:

$$S_{ZZ} = S_{ZZ}^{(2)} + S_{ZZ}^{(3)}$$

$$S_{ZZ} = - \frac{\rho g a^2}{4} + \frac{\rho g a^2}{2} \left(\frac{kd}{\sinh^2 kd} \right) + \frac{\rho g a^2}{4}$$

$$S_{ZZ} = \frac{\rho g a^2}{2} \frac{kd}{\sinh^2 kd}$$

Utilizando la ecuación (3.20) :

$$S_{ZZ} = E \frac{kd}{\sinh^2 kd} \dots\dots\dots 3.33$$

En aguas profundas, $K^d/\sinh h 2Kd \rightarrow 0$, entonces :

$$S_{ZZ} = 0 ; \text{ para } (h > L/2) \dots\dots\dots 3.34$$

En aguas reducidas; $K^d/\sinh h 2Kd \rightarrow \frac{1}{2}$, entonces :

$$S_{ZZ} = \frac{1}{2} E ; \text{ para } (h < L/25) \dots\dots\dots 3.35$$

S_{ZZ} tiene unidades de fuerza por unidad de longitud ortogonal.

Esfuerzo Cortante.

Finalmente, para complementar el análisis, es necesario investigar la posibilidad de la transferencia del momento de X a través del plano $Z = \text{constante}$. Dado que este momento se manifiesta como un esfuerzo cortante, la presión en el punto no contribuye. Por definición, la presión actúa únicamente en la dirección normal. Esto resulta en una ecuación algo más simple que la (3.3).

$$S_{xz} = \int_{-d}^{ys} \rho u w dy \dots\dots\dots 3.36$$

Dado que el oleaje es de gran longitud $w = 0$, entonces:

$$S_{xz} = 0 \dots\dots\dots 3.37$$

Puesto que el esfuerzo cortante S_{xz} es cero, entonces, de la teoría de resistencia de materiales, podemos concluir que S_{xx} y S_{zz} deben ser los esfuerzos principales.

Transformaciones de los Esfuerzos Radiales.

Se han visto los esfuerzos horizontales actuando en los planos verticales a través de un punto orientado pa-

ralelo y perpendicular a las crestas de las olas y extendiéndose desde la superficie del agua hasta el fondo. - Esas componentes son los esfuerzos principales y se pueden expresar y transformar utilizando los métodos de resistencia de materiales. Dos métodos comúnmente utilizados son los tensores y el círculo de Mohr.

a) En forma tensorial, el esfuerzo total S se puede expresar como:

$$S = \begin{bmatrix} S_{xx} & 0 \\ 0 & S_{zz} \end{bmatrix} = E \begin{bmatrix} \frac{2 kd}{\text{sen } h^2 kd} + \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & \frac{kd}{\text{sen } h^2 kd} \end{bmatrix} \dots 3.38$$

b) La transformación por medio del círculo de Mohr, se ilustrará y utilizará para determinar la intensidad de las corrientes a lo largo de la costa.

Determinación de la intensidad de las corrientes a lo largo de la costa.

El cálculo de la velocidad de la corriente paralela a la costa se requiere para estimar el transporte de sedimento a lo largo de la costa.

En conjunto, cuatro componentes de fuerza, determinan la magnitud de la velocidad resultante. Estas fuerzas son:

1. Fuerzas por Oleaje resultantes del esfuerzo radial.
2. Fuerzas provocadas por la marea.

3. Fuerzas de Fricción en el fondo, que al actuar reducen la velocidad de la corriente.

4. Fuerzas de Turbulencia que resultan por las diferencias en velocidad entre líneas de corriente contiguas.

En el caso de desarrollarse totalmente una corriente longitudinal costera, esas cuatro fuerzas determinarán un estado de equilibrio dinámico con la velocidad de la corriente constante.

La determinación de cada una de las componentes de las fuerzas anteriores se explicará a continuación de manera separada. Los ejes y signos convenidos para derivar el esfuerzo radial serán los mismos que se adoptarán en los siguientes desarrollos.

1. Fuerzas por Oleaje.

Las fuerzas por oleaje resultan de la componente tangencial del esfuerzo radial. El desarrollo de Longuet-Higgins presentado anteriormente fue adaptado por Bowen (1969) y se utiliza para esta deducción.

Un esquema en planta de la zona marítima costera se muestra en la (figura III.7).

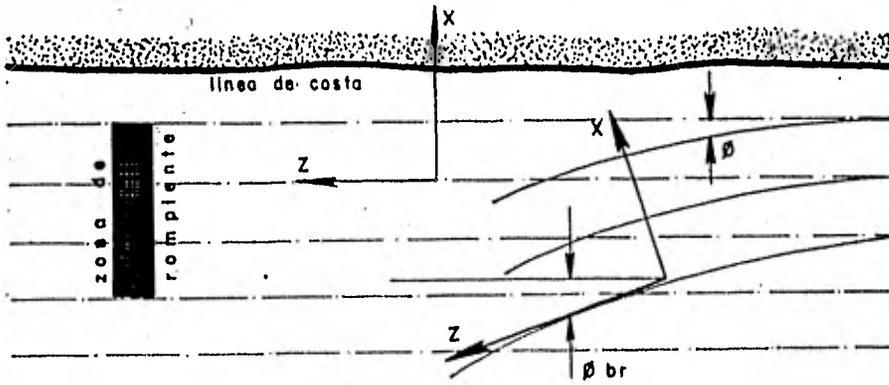


FIG. III.7 Fuerzas por Oleaje

Utilizando el Círculo de Mohr de la figura III.8 los los componentes del esfuerzo radial actuando en las direcciones X y Z (perpendicular y paralelo a la costa - respectivamente) son:

$$S_{XX} = \frac{S_{XX} + S_{ZZ}}{2} + \frac{S_{XX} - S_{ZZ}}{2} \cos 2 \theta \dots\dots (3.39)$$

$$S_{ZZ} = \frac{S_{XX} - S_{ZZ}}{2} - \frac{S_{XX} - S_{ZZ}}{2} \cos 2 \theta \dots\dots (3.40)$$

$$S_{XZ} = \frac{S_{XX} - S_{ZZ}}{2} \text{ sen } 2 \theta$$

$$S_{XZ} = (S_{XX} - S_{ZZ}) \text{ sen } \theta \text{ cos } \theta \dots\dots\dots (3.41)$$

Nótese que $S_{XZ} = S_{ZX}$, en magnitud

θ es el ángulo entre la cresta del oleaje y la playa, y además, $0 \leq \theta \leq \theta_{br}$

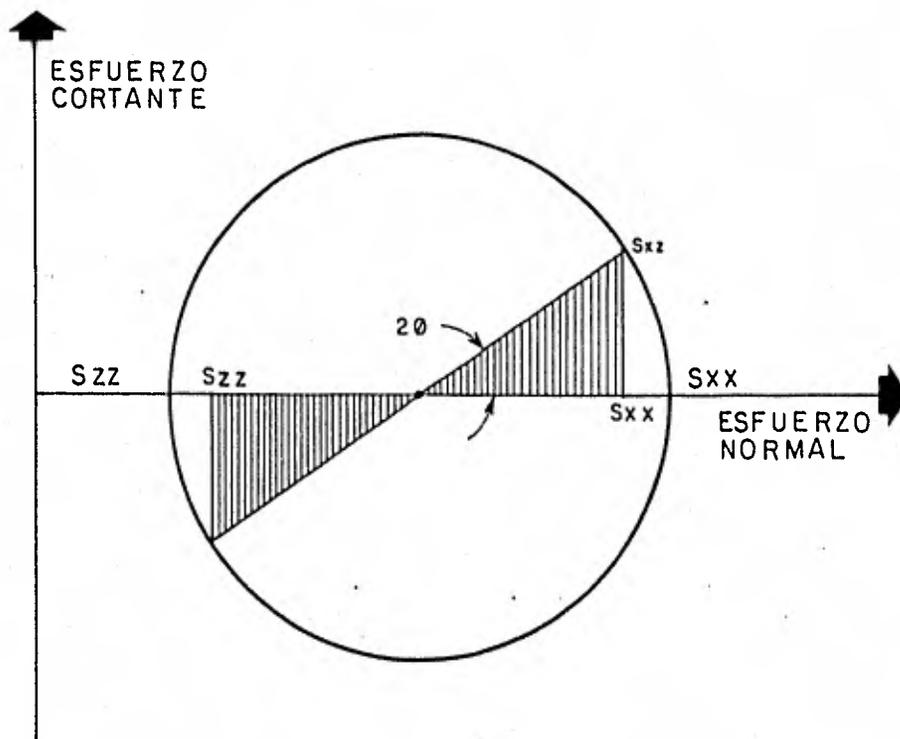


FIG.III.8 Círculo de Mohr

Excepto en zonas donde la corriente longitudinal no se encuentra totalmente desarrollada, la componente del esfuerzo cortante S_{xz} es la única fuerza de importancia.

Recordando que nuestro análisis se ubica en aguas reducidas, realizando diversas simplificaciones de la ecuación (3.41) se obtiene:

$$S_{XZ} = E \left(\frac{3}{2} - \frac{1}{2} \right) \text{sen } \vartheta \text{ cos } \vartheta = E \text{ sen } \vartheta \text{ cos } \vartheta \dots (3.42)$$

donde $E = \frac{1}{8} \rho g H^2$, con H igual a la altura de la ola en el punto en cuestión (en la zona de rompiente).

Como se señaló en la deducción del esfuerzo radial, S_{xz} tiene unidades de fuerza por unidad de longitud (en este caso, longitud de costa). Con el fin de ser consistentes con las unidades, se debe transformar en fuerza por unidad de área horizontal. Esto puede efectuarse - - fácilmente al considerar la deducción de la ecuación - - (3.42) con respecto a X. Para ello, se deben realizar las siguientes modificaciones:

Puesto que ϕ es una función del tirante, d, y este de X, podemos sustituir:

$$\cos \phi \doteq \cos \phi_{br}$$

$$0 \leq \phi \leq \phi_{br} \ll 1 \text{ rad.... (3.43a)}$$

$$\text{sen } \phi = \frac{C}{C_{br}} \text{ sen } \phi_{br}$$

donde C = celeridad del oleaje con aguas reducidas.

$$c = \sqrt{g d}$$

$$\text{sen } \phi = \sqrt{\frac{d}{d_{br}}} \text{ sen } \phi_{br} \dots\dots\dots (3.43b)$$

Más aún, consideremos una relación lineal entre el tirante del agua y la altura de la ola en la zona de rom piente.

$$H = 2a = Ad \dots\dots\dots (3.43c)$$

Sustituyendo la ecuación (3.42) y la energía E en

la ecuación (3.43), tenemos:

$$S_{xz} = \frac{1}{8} \rho g A^2 d^2 \sqrt{\frac{d}{d_{br}}} \sin \phi_{br} \cos \phi_{br} \quad \dots 3.44$$

siendo d variable.

Diferenciando y utilizando la regla de la cadena:

$$F_r = \frac{d}{dx} (S_{xz})$$

$$F_r = \frac{5}{16} \frac{\rho g A^2}{d_{br}^{3/2}} \sin \phi_{br} \cos \phi_{br} \tan \alpha d \quad \dots 3.45$$

donde $\tan \alpha d$ es la pendiente del fondo $\frac{dd}{dx}$ en el tirante d .

Esta expresión contiene las unidades deseadas, es decir, fuerza por unidad de área horizontal.

2. Fuerzas por Marea.

De la teoría de ondas de gran longitud asociada a las mareas, se encuentra que la fuerza por marea por undad de volumen puede expresarse de la siguiente manera:

$$\frac{F_r'}{V} = - \rho g \frac{\partial d'}{\partial z} \quad \dots 3.46$$

donde:

V es un volumen unitario de agua.

F_r' es la fuerza por marea actuando sobre el volu-

men unitario.

$\frac{\partial d'}{\partial z}$ es la pendiente de la superficie de la onda de marea (medida en un perfil paralelo a la costa).

d' resulta de :

$$d' = \hat{y} \cos (\Omega t - kz) \quad \dots (3.47)$$

donde: Ω y K se encuentran asociados con el período y longitud de la onda de marea, respectivamente.

$$\frac{\partial d'}{\partial z} = k \hat{y} \sin (\Omega t - kz)$$

Sustituyendo en la ecuación (3.46) resulta:

$$\frac{F_r'}{V} = -\rho g k \hat{y} \sin (\Omega t - kz) \quad \dots (3.48)$$

Con el fin de comparar esta ecuación con la fuerza-componente del esfuerzo radial, las unidades deben modificarse a fuerza por unidad de área horizontal. Para ello, se tomará el volumen como una unidad de área, A_b , por la profundidad del tirante d .

Entonces la ecuación (3.48) se transforma a:

$$\frac{F_r'}{V} = \frac{F_r'}{A_b d} \quad \dots (3.49)$$

Multiplicando por d resulta:

$$\frac{F_r'}{A_b} = F_r = -\rho g d k \hat{y} \sin (\Omega t - kz) \quad \dots (3.50)$$

donde F_T tiene las unidades deseadas (fuerza por -
unidad de área).

3. Fuerzas de Fricción.

Bijker encontró una expresión para definir la fuer-
za de fricción en el fondo en una zona con oleaje.

Esta expresión es válida cuando β_{br} es menor que --
20 :

$$\tau' = \tau_0 \left[0.75 + 0.45 \left(\frac{U_b}{C} \right)^{1.15} \right] \quad \dots (3.51)$$

donde:

τ' es el esfuerzo total cortante en el fondo.

τ_0 es el esfuerzo cortante provocado únicamente --
por la corriente.

$$= \rho g \frac{v^2}{C^2}$$

v es la velocidad de la corriente.

C es el coeficiente de fricción de Chezy.

$$\beta = \frac{0.45 r C}{\sqrt{g}}$$

r es la constante de Von Kármán = 0.4, entonces:

$$\beta = 0,0575 C \quad (\text{con unidades de sistema métrico de} \\ \text{cimal}).$$

U_b es la componente de la velocidad del agua en el fondo, provocada por el oleaje.

Teóricamente es casi imposible calcular U_b en la zona de rompiente. Sin embargo, para encontrar una solución a nuestro problema se supondrá que la onda sinusoidal aun se presenta.

De la teoría del oleaje:

$$\bar{u}_b = \frac{\nabla H}{2 \operatorname{senh}(kd)} \quad \dots (3.52)$$

Para aguas reducidas la ecuación (3.52) se transforma a:

$$\bar{u}_b = \frac{\frac{2\pi}{T} H}{\frac{2.2 \pi}{L} d} = \frac{CH}{2d} \quad \dots (3.53)$$

donde $C = \frac{L}{T} = \sqrt{gd}$ para aguas reducidas.

finalmente:

$$\bar{u}_b = \frac{H}{2} \sqrt{\frac{g}{d}} \quad \dots (3.54)$$

Sustituyendo las ecuaciones anteriores en la ecuación (3.51) obtenemos:

$$\bar{G}' = \frac{\rho g V^2}{C^2} \left[0.75 + 0.45 \left(\frac{E}{V} \frac{H}{2} \sqrt{\frac{g}{d}} \right)^{1.13} \right] \quad \dots (3.55)$$

La ecuación anterior queda expresada en unidades de fuerza por unidad de superficie horizontal.

Obsérvese que ζ' está en función del tirante y por lo tanto de la distancia a la línea de playa. También, - de una manera un tanto complicada depende de la veloci--
dad.

4. Fuerzas por Turbulencia.

Las fuerzas por turbulencia resultan del hecho de - que las corrientes paralelas a la costa varían de acuer-
do a su cercanía a la misma (a lo largo del eje X). La -
fuerza cortante turbulenta puede expresarse como sigue:

$$F_S = A_z \frac{d^2v}{dx^2} \dots\dots\dots(3.56)$$

donde V' es la velocidad resultante y A_z es un coe-
ficiente; en algunos textos se le denomina "vórtice vis-
coso".

Tal parece que el efecto de esta fuerza por turbu-
lencia F_g es muy pequeño comparado con las tres fuerzas-
vistas anteriormente, por lo que usualmente se le despre-
cia.

Comparación de las fuerzas de corriente.

Las corrientes litorales se forman por la influen--
cia de las cuatro fuerzas vistas anteriormente. Cuando -
la corriente alcanza su valor máximo, las fuerzas consi-
deradas han logrado un estado de equilibrio dinámico.

Las fuerzas por oleaje siempre actúan en la direc--

ción positiva de Z ; las fuerzas por marea pueden ser positivas o negativas y las fuerzas de fricción, obviamente, siempre actúan en dirección opuesta a la velocidad.

En muchos casos la fuerza por marea es pequeña o -- despreciable en comparación con las dos fuerzas restantes, siendo generalmente cierto en la zona después de la rompiente:

De las ecuaciones (3.45) y (3.55) :

$$\frac{5 \rho S A^2 d^{3/2}}{16 d_b^{1/2}} \operatorname{sen} \phi_b, \cos \phi_b, \tan \phi_b = d = \frac{\rho S V^2}{C^2} \left[0.75 + 0.45 \left(\frac{H}{2} \sqrt{\frac{S}{g}} \right)^{1.15} \right] \quad \dots (3.57)$$

Debido a que deseamos encontrar la distribución de la velocidad como una función de la distancia desde la línea de playa, y por lo tanto de d , sería conveniente resolver la ecuación (3.57) para V en términos de d . Si se examina el miembro derecho de la ecuación se observa que ello resulta extremadamente difícil por lo que -- considerando las simplificaciones de Bakker se obtiene:

$$Z' = \rho S V^2 \sqrt{1 + \frac{E^2 \mu_b}{V^2}} \quad \dots (3.58)$$

$$Z' = \frac{\rho S V}{C^2} \sqrt{V^2 + E^2 \mu_b} \quad \dots (3.59)$$

que equivale a la ecuación (3.51).

La expresión anterior se simplifica al considerar que en la zona de rompiente $E \mu_b \gg V$, lo que resulta:

$$Z' = \frac{\rho S V}{C^2} E \mu_b \operatorname{sen} \nabla t \quad \dots (3.60)$$

donde $u_b = \bar{u}_b \text{ sen } \nabla t$

Sustituyendo:

$$\bar{\theta} = \frac{0.45 r c}{\sqrt{S}}$$

y tomando un promedio de:

$$\frac{1}{\pi} \int_0^{\pi} \text{sen } \theta \, d\theta = \frac{2}{\pi}$$

resultando:

$$Z' = \rho S V \frac{0.45 r c}{c \sqrt{S}} \frac{2 \bar{u}_b}{\pi} = (2) \frac{(0.45) \rho r \sqrt{S}}{\pi c} V \bar{u}_b \quad \dots (3.61)$$

Sustituyendo la ecuación (3.54) en la ecuación --
(3.61) :

$$Z' = \frac{2(0.45) \rho V \sqrt{S} V H \sqrt{S}}{2 c \sqrt{d} \pi} = \frac{0.45 \rho V S V H}{\pi \sqrt{d} c} \quad \dots (3.62)$$

Utilizando la ecuación (3.43c) :

$$Z' = 0.45 \frac{\rho r S V A \sqrt{d}}{\pi c} \quad \dots (3.63)$$

en otra forma queda:

$$Z' = \rho S^{3/2} \frac{F A \sqrt{d}}{\pi c} V \quad \dots (3.64)$$

Esta resulta más simple de trabajar que con la ecuación (3.55).

Regresando al problema de comparar las fuerzas, uti

lizando las ecuaciones (3.63) con (3.45).

$$\frac{5 \rho S A^2 d^{3/2}}{16 d_{br}^{1/2}} \operatorname{sen} \phi_{br} \cos \phi_{br} \tan \alpha d = 0.45 \frac{\rho V S V A \sqrt{d}}{\pi C} \quad \dots (3.65)$$

Resolviendo la ecuación anterior para V como una -- función de d :

$$V = \frac{5 \pi A d c}{16 (0.45) r d_{br}^{1/2}} \operatorname{sen} \phi_{br} \cos \phi_{br} \tan \alpha d \quad \dots (3.66)$$

Se puede asumir que $0.4 < A < 0.5$ para la altura - de ola significativa. .. (3.67)

Sustituyendo las constantes π , A y r :

$$V = 2.5 \frac{d}{d_{br}^{1/2}} c \operatorname{sen} \phi_{br} \cos \phi_{br} \tan \alpha d \quad \dots (3.68)$$

Resulta conveniente destacar que la ecuación anterior únicamente considera las fuerzas de oleaje y fricción y es posible que en ciertas circunstancias las fuerzas por marea sean también importantes por lo que se debe agregar al análisis anterior.

Con la ecuación anterior es posible determinar el perfil de la velocidad en un eje horizontal que se extiende desde la línea de playa. Este perfil se utilizará más adelante en conjunto con la fórmula de transporte litoral para definir el perfil de transporte litoral.

Se ha encontrado, por ejemplo, que en algunas costas el transporte de material sólido a una distancia de 200 m de la costa es del orden de tres veces mayor que a una distancia de 600 m. Esto es el resultado de la com

binación de un incremento de las intensidades de la velocidad de la corriente litoral y las fuerzas por oleaje - en el fondo provocando un arrastre severo.

Transporte Litoral de material provocado por Oleaje y Corrientes.

1. Fórmulas Empíricas derivadas de un balance de la Energía.

Durante mucho tiempo el transporte de material a lo largo de la costa se ha relacionado de alguna manera con la componente de la energía del oleaje en el eje paralelo a la costa. Estos métodos se han considerado con una amplia explicación y se apoyan en un razonamiento físico.

En su forma más general, tal relación es:

$$S = AE_a \dots \dots \dots (3.69)$$

donde:

S es el total de la arena transportada a lo largo de la costa.

E_a es la componente paralela a la costa del flujo de la energía, medida en la zona de rompientes.

A es una constante proporcional.

Desafortunadamente, en esta fórmula empírica, A no es adimensional teniendo las dimensiones ($LT^2 M^{-1}$).

La componente del flujo de energía, E_a , está dada -
por:

$$E_a = E_0 K_r^2 \operatorname{sen} \beta_b \cos \beta_b \dots \dots \dots (3.70)$$

donde:

β_b es el ángulo entre las crestas del oleaje en la zona de rompientes y la línea de playa.

E_0 es el flujo de energía en aguas profundas en la dirección de la propagación del oleaje.

K_r es el coeficiente de refracción.

De la teoría lineal del oleaje:

$$E_0 = \frac{1}{16} \rho g H_0^2 C_0 \dots \dots \dots (3.71)$$

donde:

ρ es la densidad del agua.

g es la aceleración de la gravedad.

H_0 es la altura de la ola en aguas profundas.

C_0 es la celeridad del oleaje en aguas profundas.

Sustituyendo las ecuaciones (3.71) y (3.70) en (3.69)

$$S = 0.014 H_0^2 C_0 K_r^2 \operatorname{sen} \beta_b \cos \beta_b \dots \dots (3.72)$$

donde todas las constantes se han combinado, y la constante, A, evaluada con los datos del CERC . Convenientemente, un poco de análisis dimensional revela que el coeficiente 0.014 es adimensional.

Siendo la fórmula anterior razonablemente confiable, tiene pocas limitaciones, siendo éstas:

a) Se calcula únicamente el total del transporte de material y no proporciona información sobre el perfil del transporte a lo largo de un eje perpendicular a la costa. Esta limitación resulta importante en costas confluencia de varios bajos.

b) Esta fórmula es independiente del tipo o tamaño del material del fondo. Esta fórmula es válida únicamente en playas con material similar al que se utilizó para su deducción, siendo éste, arena uniforme con diámetros de material entre 0.2 y 0.5 mm.

c) No interviene en la ecuación la pendiente de la playa.

d) Esta fórmula considera únicamente el transporte de material provocado por el oleaje. La influencia de corrientes no las contempla y esta limitación puede ser muy importante en deltas de ríos, por ejemplo.

e) La fórmula no es aplicable en la cercanía de canales dragados.

Svasek ha tratado de superar la primera limitación-

asumiendo que el transporte de arena en una cierta franja paralela a la costa es proporcional a la pérdida de energía por las olas que cruzan esta franja. Esta consideración parece lógica, sin embargo, no ha sido comprobada rigurosamente.

De cualquier manera, este método se aplica para calcular el perfil del transporte de material cuando se conoce la relación entre la altura de las olas y la distancia de la costa. Bijker considera un razonamiento diferente apoyándose en las fórmulas de transporte de sedimentos para ríos modificándolas para incluir el efecto del oleaje.

III.4 Formas de cuantificarse en campo y Criterios Empíricos.

III.4.1 Métodos de Campo para la cuantificación del arrastre litoral.

Los métodos de campo para la valuación del transporte litoral, consisten en mediciones directas que proporcionen la cantidad de material que es transportada por el fondo de la playa y la que es transportada en suspensión. La necesidad de efectuar estas mediciones se debe a las diferencias numéricas que hay cuando se aplican las fórmulas empíricas a sitios diferentes de donde se obtuvieron puesto que los materiales son diferentes, ya que intervienen los efectos locales como batimetrías, rocas, etc., las cuales se deben tomar en cuenta. Por otra parte, las mediciones directas son indispensables cuando

se desea conocer mejor la forma como son arrastrados -- los granos, obtener datos para el desarrollo de ecuaciones de arrastre y cuando se desean mejorar o probar -- equipos de medición. Además, en muchos sitios no hay datos de oleaje y corrientes que permitan evaluar cualitativamente el arrastre y por lo tanto, conviene hacer su medición directa.

Los métodos de campo para medir el arrastre litoral más utilizados son:

- 1.- ESPIGONES DE PRUEBA.
- 2.- DRAGADO DE PRUEBA.
- 3.- TRAMPAS DE ARENA.
- 4.- TRAZADORES..

Los objetivos principales de estas mediciones son:

a) Comparar la utilidad de fórmulas existentes para conocer su rango de aplicación en el sitio, y en caso que los resultados no fueran satisfactorios, tratar de corregirlas mediante coeficientes y/o exponentes, -- o bien desarrollar una nueva expresión.

b) Completar la calibración de un modelo físico o de uno matemático que representen la zona en estudio. - Con estos modelos se puede predecir el comportamiento probable de la zona en la que se construye una obra.

c) Obtener en un ciclo completo de mediciones (un año mínimo) la distribución de gastos sólidos, gráficas

con curvas de igual concentración de material en suspensión y curvas de igual velocidad de corriente a lo largo de un perfil perpendicular a la costa; conociendo además, el intervalo de tiempo durante el cual prevalecieron esas mismas condiciones.

1.- Espigones de prueba.

Este método de predicción consiste en construir una barrera artificial (cualquiera que sea, aunque se acostumbra los espigones perpendiculares a la costa) que impide el paso de material y en obtener batimetrías periódicas, una antes de construirlo, varias durante su construcción y varias durante la vida útil del espigón.

Los espigones, aunque en el campo no se construyen completamente impermeables, se puede lograr que casi -- sean impermeables en un corto tiempo, ya que los orificios del espigón se obstruyen con los primeros granos de arena que llegan. La altura debe ser tal, que garantice que el material no pase por arriba de él, aun en tormentas. La longitud comprende tanto de la línea de costa -- hacia el mar adentro como hacia tierra, y con ella se debe garantizar que el material no pase por ninguno de sus extremos. La longitud hacia el mar debe abarcar toda la zona de rompientes y la longitud hacia tierra depende -- del tipo de costa.

La obtención de las batimetrías se hace generalmente del lado del espigón donde se acumula material, aunque en ocasiones, se hace en ambos lados. Una vez obtenidas las batimetrías, por comparación de volumen, se ob--

tienen las cantidades de material acumulado de un lado y el erosionado del otro. Estas batimetrías se obtienen -- mensualmente, quincenalmente o por días, dependiendo de la exactitud requerida y de la variación estacional del perfil (esto es, la intensidad del transporte litoral).

Este método es costoso y tiene la desventaja de que altera las condiciones naturales del equilibrio, y sólo es aplicable y económico si pasa a formar parte de una - escollera (rompeolas) que se construirá en dicho lugar.

Con este método es posible conocer los volúmenes ne - tos de material que son arrastrados en intervalos de - - tiempos grandes, como un mes, seis meses o un año y difí - cilmente sirven para obtener fórmulas de arrastre.

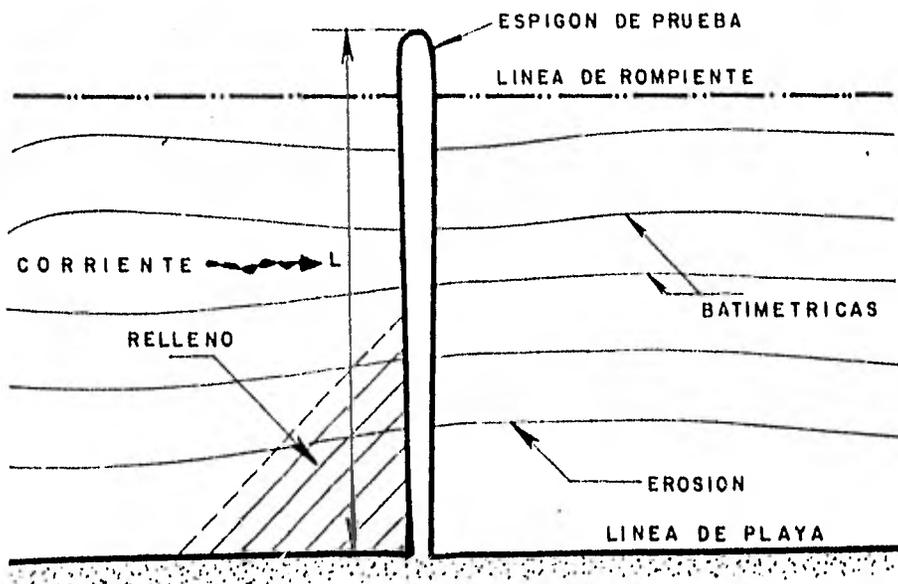


FIG. III.9 Espigón de Prueba

2.- Dragado de prueba.

Este método es análogo al anterior, ya que la barra artificial la constituye una fosa en el fondo. Este método tiene más desventajas que el anterior cuando se aplica en playas, pues la fosa le llega arena de todas direcciones.

Además, presenta serias dificultades durante la excavación y no siempre es un método económico. Se utiliza con ventaja en la entrada de puertos, de esteros o en canales de navegación, cuando hay una dirección principal de arrastre.

Se recomienda utilizarlo en obras ya construidas, ya que ayuda a definir criterios de dragado y sirve como comprobación de los resultados obtenidos en estudios previos.

3.- Trampas de Arena.

Las trampas de arena son dispositivos en los que se trata de obtener una muestra que represente las características del transporte litoral sin que éste se vea afectado por la presencia de las mismas. Existen trampas para material en suspensión y para material del fondo, y su efectividad dependerá de la eficiencia de la captura, sin alterar las condiciones existentes. Las trampas para material de fondo consisten principalmente de un recipiente enterrado en el fondo, mientras que las trampas para material en suspensión se colocan entre el fondo y la superficie libre.

- a) Trampas de material que es transportado por el fondo.

Existen muchos diseños diferentes de trampas de arena para materiales que son arrastrados en el fondo. Las que han sido utilizados en el Instituto de Ingeniería, - consisten en recipientes circulares con capacidad aproximada de 60 a 200 lts, los cuales van enterrados a lo largo de la línea perpendicular a la playa, separados una distancia constante entre 10 a 100 m, dependiendo del perfil playero. Una vez enterrados se deja abierta la cara superior la cual queda ligeramente abajo del fondo de la playa. Si en la trampa se garantiza que el material que entra no tiene oportunidad de salir, entonces el material atrapado corresponde a una muestra representativa del transporte litoral. Si por lo contrario, el material puede salir formando parte del material en suspensión, - el material atrapado corresponde a una muestra del arrastrado por el fondo.

El método de muestreo consiste en tomar el tiempo que tarda en llenarse cada trampa o en estimar el volumen de arena atrapada en diferentes intervalos de tiempo. En forma independiente es necesario observar la dirección predominante de donde viene el material. Conociendo el volumen depositado, el tiempo transcurrido y la dirección de donde viene el material, se obtiene el gasto sólido ya sea el total o por el fondo, que se pueden asociar a unas determinadas condiciones oceánicas. - Al estudiar los volúmenes almacenados en todas las trampas de una sección, se conocerá el gasto a todo lo ancho de la playa.

- b) Trampas para el material que se transporta en suspensión.

Estas trampas son dispositivos de forma muy variable que se colocan a diferentes profundidades; con ellas se trata de relacionar la cantidad de material que atrapen con la cantidad de material en suspensión en movimiento y, este último dato, con las características medias de oleaje y corrientes.

Este tipo de muestreadores son los siguientes:

- a) Muestreador tipo Bambú.
- b) Recipientes Van Dorn.
- c) Succión con tuberías.

4.- Trazadores.

Los trazadores consisten en partículas de arena de la playa en estudio, a las cuales se les ha marcado para distinguirlas fácilmente, ya sea con pinturas o radioactivantes. La inyección del material marcado puede hacerse una sola vez o puede ser continua; ambas son de gran utilidad principalmente en:

- a) La localización de las trayectorias que sigue la arena.
- b) Cuantificación del arrastre litoral.

En la localización de trayectorias ha dado magnífico resultado y se ha aplicado en bocas de lagunas coste

ras, en entradas de puertos, en desembocaduras de ríos y para conocer las trayectorias alrededor de la zona en estudio. En estudios de este tipo interesa conocer: De -- dónde viene el sedimento, por dónde pasa, adónde va, y -- en dónde se deposita.

En la cuantificación del volumen arrastrado, se emplean dos tipos principales que son:

- A) Trazadores Fluorescentes.
- B) Trazadores Radioactivos.

A) TRAZADORES FLUORESCENTES:

Los trazadores fluorescentes consisten en granos de arena pintados con colores fluorescentes, los cuales pueden ser identificados al exponerlos a la luz ultravioleta.

En el sitio donde se va a llevar a cabo el experimento se localizan previamente los puntos de inyección y de muestreo, los cuales se señalan adecuadamente con tubos o boyarines, que se colocan con la ayuda de cinta y tránsito.

Antes de hacer la prueba se toma arena de los sitios donde se va a depositar, la cual es marcada. El inicio de la prueba principia con un muestreo simultáneo en todos los puntos fijos; inmediatamente después se inicia la inyección del material marcado y luego se efectúan -- muestreos simultáneos en todos los puntos a intervalos -- de tiempo prefijados de antemano, pudiendo ser a los - -

5, 10, 20 y 30 min, 2, 4, 6 y 24 hrs, etc. Después de la inyección, los intervalos de muestreo se escogen dependiendo de las condiciones de corriente y de oleaje en el sitio. Si la corriente litoral es "fuerte", los muestreos se hacen más seguidos y las secciones de muestreo se separan.

B) TRAZADORES RADIOACTIVOS:

El método consiste en irradiar la arena natural, -- o bien, agregarle a ésta material radioactivo, identificable por medio de contadores Gaiger. Los elementos radioactivos que se han usado son los isótopos 198/199 de oro, con una energía de rayos gamma de 0.4 mev, con vida media de tres días.

Descripción de un muestreo:

En el fondo del mar se hace una inyección puntual de material radioactivo; un cierto tiempo después se efectúa un muestreo en la zona con un contador de actividad radioactiva, que completada en su ubicación con base en el apoyo terrestre, permite obtener curvas de isoconteo, las que al dibujarse darán lo que se ha denominado "NUBES".

Precauciones que se deben tomar:

a) Limitar la cantidad del material radioactivo en el medio ambiente en que se va a trabajar, de tal forma que no se exceda el límite máximo admisible de radiación.

b) Proteger cuidadosamente el material radioactivo en su manejo, transportación y colocación, para evitar - cualquier derrame de dicho material.

c) Garantizar la seguridad del personal que inter- vendrá en el experimento así como dotarlo del equipo in- dispensable de trabajo (monitores portátiles de radia- ción, dosímetros individuales, ropa de protección adecua- da, herramientas, equipo para instrumentos contaminados- y de descontaminación (jabón, detergentes, cepillos sua- ves, etc.).

Ventajas y Desventajas de los Trazadores Radioacti- vos y Fluorescentes:

1.- Con los trazadores radioactivos se conoce, de - inmediato, si se está muestreando en la zona donde se -- mueve el material marcado. En los fluorescentes el mues- treo se efectúa, a "ciegas".

2.- A los trazadores fluorescentes se les quita al- go del material marcado durante las operaciones de mues- treo y manejo de la muestra; con los radioactivos no ocu- rre eso.

3.- Es más fácil y menos peligroso producir traza- dos fluorescentes, que los radioactivos, ya que éstos -- últimos requieren instalaciones especiales y medidas ex- tremas de seguridad.

4.- Se puede disponer en cualquier momento de traza- dores fluorescentes, mientras que con los radioactivos-

se depende de la Comisión de Energía Nuclear; además, si los trazadores son entregados oportunamente, se deben de utilizar de inmediato, lo cual a veces no es posible por existir tormentas en el sitio de muestreo.

5.- Los trazadores fluorescentes son menos costosos que los radioactivos.

6.- El transporte e inyección de los trazadores -- fluorescentes no presentan problemas en comparación con los radioactivos que requieren de muchas precauciones.

7.- La durabilidad o tiempo de vida está más controlado en los trazadores radioactivos.

8.- El análisis del muestreo es directo en los trazadores radioactivos. La parte más compleja en un estudio de trazadores fluorescentes es su conteo.

9.- La aproximación de los resultados depende de la persona que calibre el contador de radioactividad o de la dificultad o facilidad del ojo humano para ver determinados colores fluorescentes.

10.- Los trazadores fluorescentes son mejores en áreas pequeñas; para grandes extensiones es conveniente usar trazadores radioactivos.

III.4.2 Criterios Empíricos.

En la actualidad existen diversas teorías resultado de mediciones en el campo y en el laboratorio, de las --

cuales enunciaremos las más aceptadas en la práctica ingenieril :

III.4.2.1 Fórmulas que toman en cuenta únicamente la - energía del oleaje.

Las fórmulas que permiten valuar el transporte litoral en función de la energía del oleaje, son de uso local y pueden aplicarse en aquellas playas donde se obtuvieron; o bien en otras con características semejantes.- En estas fórmulas se relaciona la energía del oleaje por unidad de longitud de playa con el volumen de arena que se mueve en un intervalo de tiempo, y cuya expresión general es de la forma:

$$Q_B = K E^a \dots 3.73$$

así se tienen expresiones como las siguientes:

1.- Fórmula de Cadwell

$$Q_B = 210 E_i^{0.8} \dots 3.74$$

Durante las observaciones que se efectuaron en California, la dirección del oleaje con la línea de playa varió entre 9° y 21°, y el diámetro del material fluctuó entre 0.30 y 0.48 mm. En Florida el material era arena de cuarzo con diámetro entre 0.33 a 0.84 mm y las direcciones similares. Posteriormente esta expresión fue probada en la costa de Nueva Jersey con buenos resultados. En la fórmula de Cadwell Q_B está dada en yardas cúbicas por día y la energía "E" en millones de libras-pie por día y por pie de playa.

2.- Fórmula de Coastal Engineering Research Center
(CERC) :

$$Q_s = 125 E_a \dots 3.75$$

Esta fórmula ha sido obtenida de la recopilación de datos recabados de modelos y playas, y en las que se toma en cuenta condiciones promedio del oleaje y de características del sedimento, de varios lugares. Por ello - se considera como una de las fórmulas principales con resultados satisfactorios; Q_s y E están expresadas en las mismas unidades de la fórmula de Cadwell.

$$E_o = \frac{\gamma H^2 L_o}{8} \quad \text{energía de una ola en aguas profundas.}$$

$$E_i = \frac{\gamma H_o^2 K_r^2 L}{8} \quad [\text{(número de olas por día)} \\ \text{(sen } \alpha \text{ cos } \alpha)]$$

donde α = ángulo de incidencia.

K_r = coeficiente de refracción.

$$E_a = \frac{E_o}{2 \times 10^6} \quad [\text{(número de olas por día)} K_r^2 \\ \text{(sen } \alpha \text{ cos } \alpha)]$$

Recientemente el CERC publicó en el Manual de Protección de Costas (1973) una nueva fórmula deducida del análisis de la información utilizada en la ecuación original.

El método está basado en la hipótesis de que el - - transporte Q es directamente proporcional a la componente paralela a la costa del flujo de la energía en la zo-

na de rompientes "Surf". Esta componente se calcula por el principio de la conservación de la energía en profundidades reducidas, usando la teoría de las ondas de pequeña amplitud, y evaluando la relación del flujo con la posición de la línea de rotura.

El flujo de energía por unidad de longitud de cresta de onda, O , equivalentemente, la relación en la que la energía de la onda es transmitida a través de un plano de anchura unitaria perpendicular a la dirección de avance es :

$$P = E \cdot C = \frac{\rho g}{8} H^2 \cdot C$$

Si la cresta de la onda forma un ángulo α con la línea de costa, el flujo de energía en la dirección de avance por unidad de longitud de playa es:

$$P \cdot \cos \alpha = \frac{\rho g}{8} H^2 \cdot C_g \cos \alpha$$

y la componente longitudinal a lo largo de la playa:

$$P_1 = P \cos \alpha \sin \alpha = \frac{\rho g}{8} H^2 \cdot C_g$$

$$\cos \alpha \sin \alpha = \frac{\rho g}{16} H^2 C_g \sin 2\alpha$$

$$P_1 = \frac{E}{2} C_g \sin 2\alpha$$

En la zona de rompientes "Surf", tendremos:

$$P_{1s} = \frac{\rho g}{16} H_b^2 \sin 2\alpha_b \cdot (C_g)_b$$

La velocidad de grupo C_g está relacionada con la celeridad C , usando la teoría de onda lineal en pequeñas profundidades, de la forma: $C_g \approx C$, por lo que:

$$P_{1s} = \frac{\rho g}{16} H_b^2 C \sin 2\alpha_b \quad \dots 3.76$$

donde H_b y α_b , son la altura y la dirección en rotura, y C es la celeridad.

Según la teoría lineal:

$$C = \frac{gT}{2\pi} \tanh \frac{2\pi d}{L},$$

que en profundidades reducidas se simplifica a :

$$C = \sqrt{g d}$$

Si queremos hallar el valor de P_1 en función de las características de la onda en aguas profundas, C_g es igual a $0.5 C_0$, siendo C_0 la celeridad en aguas profundas. Como sabemos que:

$$C_0 = \frac{gT}{2\pi} = 5.12 T \quad (\text{ft/seg})$$

podremos poner el valor de P_{1s} en la forma:

$$P_{1s} = \frac{\rho g}{64\pi} T (H_0 K_r)^2 \sin 2\alpha_b \quad \dots 3.77$$

siendo K_r , el coeficiente de refracción.

Si aplicamos este valor a las rompientes, donde la profundidad d , es igual a $1.28 H_b$ (evaluada según la teoría de la onda solitaria), tendremos:

$$C = \sqrt{1.28 H_b g}$$

Las figuras III.10 y 11 permiten hallar la componente paralela a la orilla de la energía de acuerdo con los resultados anteriores. Para su elaboración se ha partido de la hipótesis de batimetría paralela y recta, y se ha utilizado la teoría lineal del oleaje hasta las rompientes.

Hasta ahora, con la teoría utilizada, se ha considerado un tren de olas con un único período y altura. Las condiciones reales del oleaje, sin embargo, contienen una variación de alturas de ola que se ajustan a una distribución de Rayleigh. La altura de ola que debemos introducir en las ecuaciones expuestas hasta hora, es la altura media cuadrática, para reflejar el flujo de energía total.

Sin embargo, en la generalidad de los proyectos de ingeniería de costas se cuenta únicamente con $H^1/3$ como dato. Cuando se utiliza $H^1/3$ en vez de la cuadrática en las ecuaciones anteriores, el resultado obtenido es aproximadamente el doble del flujo real de energía.

Para conocer P_1 , hay que tener en cuenta que este valor varía a medida que el oleaje se propaga por los fondos cercanos a la línea de costa. En el cuadro siguiente se proponen varias expresiones que dan P_1 a cual

quier profundidad en función de las características del oleaje, dependiendo de cuáles de éstas últimas sean conocidas. Para ello se ha utilizado la teoría de oleaje de pequeña amplitud. El cuadro se refiere a una onda de período único. (Ver figura III.10).

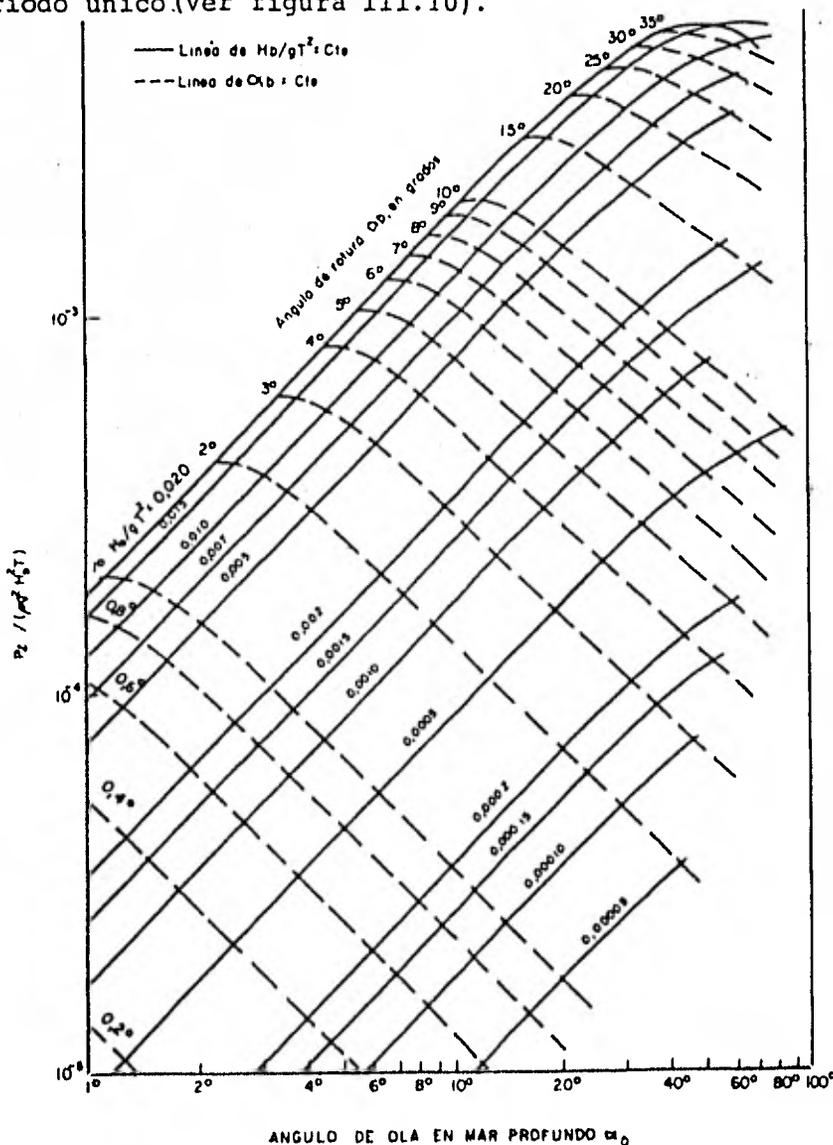
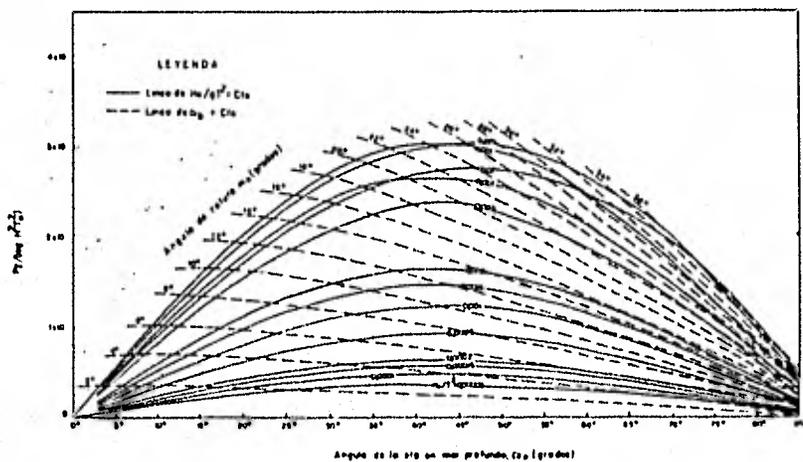


FIGURA III.10. Componentes a lo largo de la costa del flujo de energía del oleaje, en forma adimensional como función de las condiciones de rotura.



DATOS CONOCIDOS	VALOR DE P_1
d, T, H, α	$2C_0 \frac{1}{4} \bar{E} \text{ sen } 2\alpha$
d, T, H_0, α_0	$C \frac{1}{4} \bar{E}_0 \text{ sen } 2\alpha_0$
T, H_0, α_0, α	$K_R^2 C_0 \frac{1}{4} \bar{E}_0 \text{ sen } 2\alpha$
$d, T, H, \alpha_0, \alpha$	$2C (K_R^2 C_0)^{-1} C_0 \frac{1}{4} \bar{E} \text{ sen } 2\alpha_0$

FIGURA. III.11 Componente a lo largo de la costa del flujo de energía del oleaje como función de las condiciones de oleaje en mar profundo.

E_0 = Energía en aguas profundas.

E = Energía en el punto especificado.

H_0 = Altura de ola en aguas profundas.

H = Altura de ola en el punto especificado.

d = Profundidad en el punto especificado.

α = Angulo en el punto especificado.

α_0 = Angulo en aguas profundas.

K_r = Coeficiente de refracción en el punto especificado.

$$K_r = \sqrt{\frac{\cos \alpha_0}{\cos \alpha}}$$

C_g = Celeridad de grupo.

C_0 = Celeridad en aguas profundas.

Para poder usar P_1 en los cálculos es necesario referirlo a la línea de rompientes P_{1S} al que denominaremos "factor del flujo de energía".

A partir de la Figura III.10, se ha elaborado el siguiente en el que figuran expresiones aproximadas de P_{1S} en la zona de rompientes. En ese cuadro las alturas de ola se refieren a $H^1/3$, como se ha explicado antes. Se han despreciado las pérdidas de energía del oleaje por rozamiento del fondo. La teoría de oleaje usada es la correspondiente a olas de pequeña amplitud. En cuanto al coeficiente de sobreelevación por efecto de la profundi-

dad K_s ("shoaling coefficient") se admite que es igual - al valor obtenido por observaciones en la rompiente.

$$K_s = \frac{K_r H_o}{H_b}$$

Recordemos que el "Coeficiente de Shoaling" mide la influencia del fondo sobre el valor de la altura de onda. Se puede decir que es el coeficiente por el que hay que multiplicar la altura de onda en profundidad indefinida para obtener la altura de onda en un punto de profundidad d , cuando la separación entre normales es constante. Este coeficiente es función, exclusivamente, de la profundidad relativa.

En el cálculo de altura de ola mediante diagramas de refracción, el coeficiente de "shoaling" es igual a la relación entre las celeridades de grupo en profundidad indefinida y en el punto que se considera. En el cálculo gráfico del diagrama de refracción de Irribarren (planos de oleaje), no se tiene en cuenta este coeficiente al no considerar la celeridad de grupo, quedando reducido exclusivamente a la relación de celeridades, la cual, en primera aproximación, Irribarren considera igual a la unidad. Por ello el único coeficiente de refracción que se considera en este método es el originado por la variación de la separación entre normales.

Como en la tabla 3.1, distintos conjuntos de datos de partida nos proporcionan cuatro expresiones diferentes del valor P_{1s} .

Fórmula	Datos de partida	Valor de P_{1s}
1	H_b, α_b	$32,1 H_b^{5/2} \text{ sen } 2\alpha_b$
2	H_o, α_o	$18,3 H_o^{5/2} (\cos \alpha_o)^{1/4} \text{ sen } 2\alpha_o$
3	$T, H_o, \alpha_o, \alpha_b$	$20,5 T H_o^2 \text{ sen } \alpha_b \cos \alpha_o$
4	T, H_b, α_o	$100,6 (H_b^3/T) \text{ sen } \alpha_o$

Nota: Este cuadro esta en unidades inglesas.

TABLA III.1 Expresiones del Valor Pis.

En el cálculo de todas las expresiones se ha supuesto batimetría rectilínea y paralela. Las hipótesis de -- cálculo particulares de cada expresión son para cada fórmula las siguientes:

FORMULA 1.

- 1.1 Energía en las rompientes (a partir de la teoría lineal).

$$E = \frac{Hb^2}{8} \dots 3.78$$

- 1.2 Velocidad de la ola en las rompientes (dada -- por la teoría de la onda solitaria) para la -- profundidad de rotura :

$$C_g = C = 2g Hb$$

1.3 En rotura se usa $\alpha = \alpha_b$

FORMULA 2.

2.1 Igual a 1.1

2.2 La altura de ola de rotura que se estima a partir de la teoría lineal de oleaje, tiene como valor:

$$H_b = K_r K_s H_o ;$$

K_s se supone constante, $K_s = 1.14^2$;

y además $(\cos \alpha_b)^{1/4} \approx 1$

FORMULA 3.

3.1 Se usa la teoría lineal de oleaje para determinar la refracción.

FORMULA 4.

4.1 Igual a 1.1

4.2 Como la 2.2

4.3 Igual que 3.1

4.4 $\cos \alpha_b = 1$

Por último, vamos a establecer la relación de proporcionalidad entre el factor del flujo de energía P_{1s} y el transporte. Para ello, en la figura siguiente, se incluyen los datos:

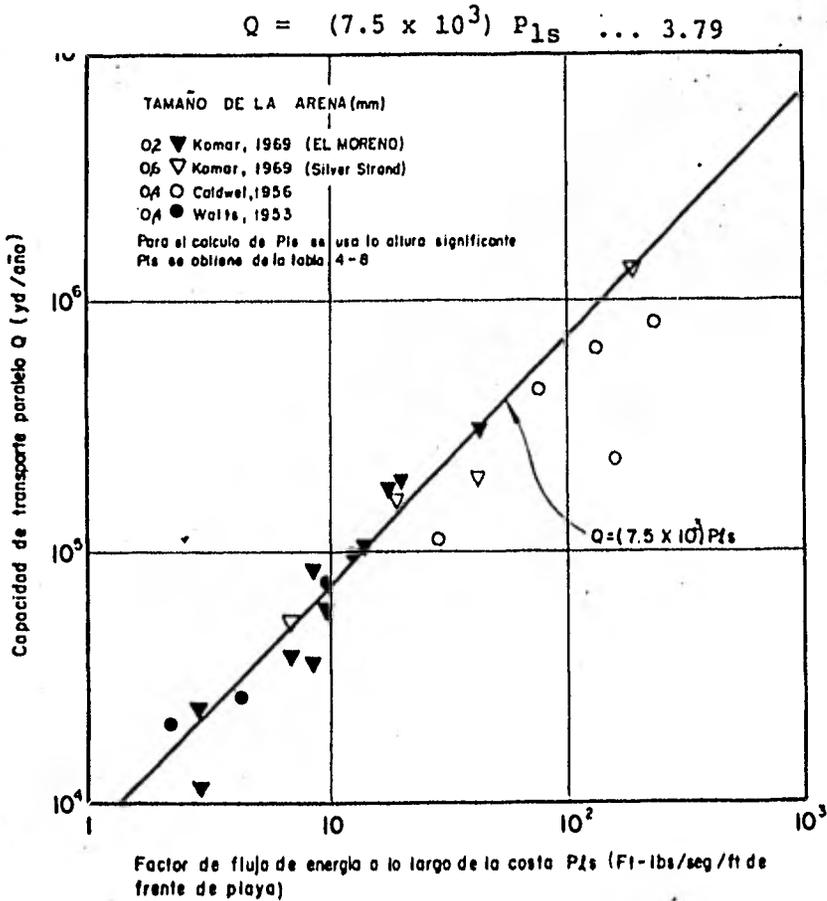


FIG. III.12 Factor del Flujo de Energía.

III.4.2.2 Fórmulas que toman en cuenta la energía del oleaje y las características del material -- transportado.

Con estas fórmulas se da un paso más en el intento de evaluar adecuadamente el transporte litoral, puesto que se toman en cuenta las características del material de playa. Al igual que las fórmulas anteriores, cuantifi

can el transporte total sin hacer ninguna distinción sobre si el material se mueve en el fondo o en suspensión.

1. Fórmula de Larras:

$$Q_s = K g H_o^2 K_r^2 T \operatorname{sen} \frac{7}{4} \alpha \dots 3.80$$

en donde Q_s está expresada en m^3/seg , el valor de K depende de la relación de esbeltez de la ola (H/L) y del diámetro del material:

$$K = 1.18 (10^{-6}) D^{-1/2} \frac{L_o}{H_o}$$

g = Gravedad.

D = Diámetro 50 del material en (mm).

α = Angulo de incidencia.

T = Período

H_o = Altura de la ola en aguas profundas.

L_o = Longitud de la ola en aguas profundas.

2. Fórmula: BONNEFILE Y PERNECKER.

Los investigadores Larras y Bonnefile, en el II -- Congreso de A.I.R.H. de Leningrado, presentaron un estudio, realizado en modelo reducido, sobre la valoración de la capacidad de transporte de arena paralela a la -- playa, producida por una ola monocromática que abordase la playa bajo un ángulo α constante de 20° . La determinación de la intensidad del transporte litoral, para --

diversas alturas de ola H, períodos T y diámetros D, les permitió obtener la relación siguiente:

$$Q = K(\delta, D) \frac{H^3}{T} f(\alpha) \dots 3.81$$

siendo: $f(\alpha)$ una función de la oblicuidad, que en principio se podría tomar igual a $7/4 \alpha$; $K(\delta, D)$ una función del peralte de la ola δ y del diámetro D, tal como se indica en la figura III.13.

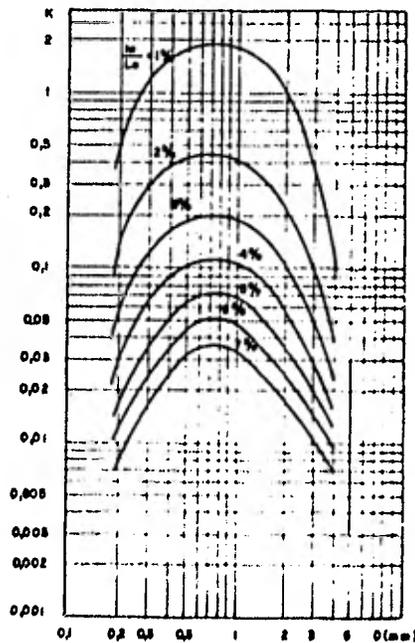


FIG. III.13 Variación de K en función de $\frac{h\alpha}{L\omega}$ D.

Por tanto la fórmula que permite el cálculo de la capacidad de transporte litoral de arena de diámetro D , para una altura de ola H , peralte δ y período T , será:

$$Q = K \left[\frac{\delta}{2.75}, D \right] \frac{H^3}{T} \frac{f(\alpha)}{f(20^\circ)} \dots 3.82$$

En esta expresión se ha introducido el factor - - - $f(20^\circ)$ para tener en cuenta que K ha sido determinado para la incidencia oblicua $\alpha = 20^\circ$, en donde:

$$f(\alpha) = \text{sen } 2$$

$$f(20^\circ) = \text{sen } 40 = 0.643$$

3. Fórmula de Pynchine.

$$Q_s = 1.2 \times 10^{-6} H^2 L (g/D)^{1/2} \text{sen } 2 \dots 3.83$$

en donde:

H , L y D en metros

Q_s en m^3/seg

Conclusiones.

Como crítica general a esta serie de ecuaciones, podríamos decir que las fórmulas de CADWEL y CERC no toman en cuenta las características del grano de arena transportado, al contrario de la ecuación de Larras. Este hecho constituye, en principio, una objeción a estas-

ecuaciones, ya que la intensidad del transporte litoral debe depender de las características de los sedimentos.- Sin embargo, probablemente debido a que este campo de investigación está todavía en un estado bastante empírico, es la fórmula del CERC, al estar basada en numerosos resultados de modelos reducidos y de prototipos (naturaleza) en condiciones medias de la acción del oleaje y de las características del sedimento, la que da resultados más reales.

En definitiva, la cuantificación del transporte litoral, por su complejidad, requiere, para cada caso particular, un estudio que pudiera estar orientado por las siguientes recomendaciones:

- a) El mejor método del cálculo es el derivado del estudio cuantitativo de un modelo natural próximo y de similares características, en el caso de que exista.
- b) Si las cantidades deducibles de sitios cercanos no son conocidas, lo mejor será computarlas con datos confiables que muestren los cambios históricos en la topografía de la zona litoral (cartas, mediciones, registros de dragado, etc.).
- c) En el caso de no ser aplicables los procedimientos expresados en a) y b), se puede calcular el transporte litoral con las fórmulas tradicionales. Este procedimiento, si bien más rápido que los anteriores, adolece de menor exactitud.

Por descontado, la aplicación conjunta de estos 3 - procedimientos dará una visión más completa del problema y una confiabilidad mayor, al poder eliminar los errores que se hayan podido cometer en la aplicación de cada uno de ellos.

CAPITULO IV

REGIMEN DE ESTUARIOS

INTRODUCCION

Uno de los aspectos que revisten mayor importancia en la ingeniería de costas es el relacionado con la interacción tierra-mar cuando se conforman cuerpos de agua aprovechables al ser humano porque facilita la construcción de obras portuarias cuando sus características hidráulicas y de subsuelo lo permiten y por su condición ecológica promueve el cultivo y crecimiento de seres marinos útiles a la alimentación de la población.

En las orillas de las desembocaduras de ríos y lagunas costeras se advierte la existencia de caseríos, poblados y ciudades cuya actividad humana se encuentra íntimamente ligada a las tareas marítimas, pesqueras y turísticas, entre otras. El continuo desarrollo de estas actividades demanda la realización de obras marítimas en estas zonas buscando aprovechar sus características en beneficio de la colectividad.

Es por ello que resulta elemental conocer el grado de interacción de las masas de agua con la porción terrestre, las desembocaduras, la hidráulica de mareas, las corrientes de densidad, el régimen de vasos a marea libre y la estabilidad de los accesos costeros.

IV.1 TIPOS Y MORFOLOGIA DE LAS DESEMBOCADURAS.

Los cuerpos de agua principales deben considerarse de dos tipos: la laguna y el estuario.

LAGUNAS COSTERAS:

Desde un punto de vista geomorfológico se define como "depresión" que contiene agua dulce y salada localizada en el borde litoral. En otras palabras, son cuerpos de agua ubicados en la zona litoral del continente, que presentan una comunicación con el mar y a las cuales llegan corrientes superficiales de agua dulce continental, que propician la mezcla de ambas para dar como resultado concentraciones variables según la zona.

ESTUARIO:

La palabra estuario proviene del latín aestuarium - que quiere decir marea. En forma general el término se aplica a una formación costera en la cual la marea juega un papel importante. Históricamente se ha definido como la parte baja de los ríos sujeta a efectos de marea. Según Emery y Stevenson, estuario es una amplia desembocadura de un río o un brazo de mar donde la marea encuentra a la corriente de un río.

Por su parte Pritchard, tratando de integrar ampliamente el concepto, establece que estuario es un cuerpo de agua costera semi-cerrado que tiene libre conexión con mar abierto y dentro del cual el agua marina puede encontrarse diluida con el agua dulce procedente de los escurrimientos de tierra firme.

Normalmente las lagunas costeras presentan variaciones relativamente pequeñas de marea, con amplia plataforma continental y una pendiente suave, en las cuales existe un cierto transporte litoral, que tenderá en la mayoría de los casos a cerrar completamente el acceso a la laguna.

En condiciones naturales existe un cierto equilibrio entre la acción de los diferentes agentes que intervienen en el funcionamiento de una laguna, actuando unos en el sentido de absorberlas y hacerlas desaparecer y otros en el sentido de profundizarlas o mantenerlas.

La acción humana es fundamental en este aspecto, ya que puede ayudar con sus obras a la desaparición de las lagunas o a la conservación de las mismas.

El cordón litoral tiende a adelgazarse o aun acortarse por el efecto de tempestades o ciclones, mientras que el transporte litoral tenderá a robustecerlo y a cerrar las bocas o accesos.

Las fuertes avenidas provocadas por las lluvias tratarán de abrir más bocas o profundizar los fondos por las corrientes que originan, al mismo tiempo que aportan sedimentos que posteriormente serán introducidos nuevamente por las corrientes de flujo, debido a los efectos de los fuertes oleajes al destruir la barrera litoral. Es frecuente establecer la diferencia entre laguna y estuario desde el punto de vista de la estabilidad en la salinidad. Así se dice que cuando el escurrimiento de agua dulce en un vaso separado desarrolla un cuerpo estable de agua salobre puede considerarse como laguna. Si este mezclado no es estable y presenta cambios periódicos

cos, el vaso podrá considerarse como estuario.

SISTEMA LAGUNARIO - ESTUARINO

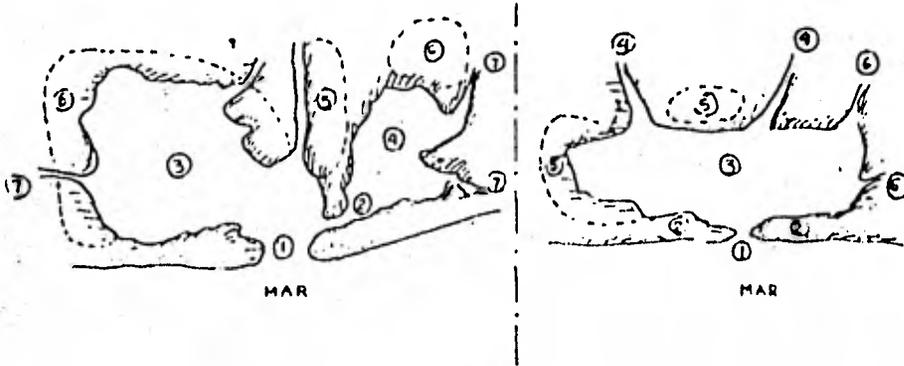
Un sistema lagunario - estuario está compuesto por los siguientes elementos:

CANAL DE COMUNICACION CON EL MAR, que puede ser la desembocadura del río del sistema o la liga de la laguna con el mar. En el primer caso la laguna puede estar integrada completamente con ese canal o comunicada a su vez con el río a través de un segundo canal. En el sistema - estuarino más simple la parte baja del río se amplía considerablemente en comparación al resto del cauce.

Para el segundo caso la liga puede tener únicamente una longitud equivalente al ancho del cordón litoral que separe a la laguna del mar o constituir un brazo de mar de varios kilómetros de extensión. (Ver Fig. IV.1)

SISTEMAS ESTUARIOS - LAGUNARIOS:

Desde el punto de vista de la mezcla de aguas dulces y saladas, en el primer caso presenta características bien definidas, aunque variables, para ir desde el movimiento estratificado con la cuña salina en la parte inferior, apareciendo inclusive en las fases más intensas del flujo inversión de corrientes, hasta el mezclado débil en toda la sección sin inversión de flujo. En el segundo caso, el fenómeno de mezcla es menos acentuado - y el sentido de las corrientes de flujo y reflujos es bien definido.



Sistema preponderante Fluvial

Sistema preponderante Lagunario

- 1 Canal de comunicación.
- 2 Canal Laguna-Mar.
- 3 Laguna integrada al estuario.
- 4 Laguna separada del Río.
- 5 Vaso principal integrada por el río y laguna si existe.
- 6 Planicies de inundación, Vasos secundarios y Marismas.
- 7 Esteros (ocasionalmente).

- 1 Canal de comunicación.
- 2 Cordon Litoral.
- 3 Vaso principal.
- 4 Escorrentimiento superficial.
- 5 Planicie de inundación, vasos secundarios y Marismas.
- 6 Esteros (ocasionalmente).

FIGURA IV.1 SISTEMAS ESTUARIOS-LAGUNARIOS

VASO PRINCIPAL: Es la zona donde las áreas de agua tienen una extensión sensiblemente mayor a la sección transversal del canal de comunicación.

En un sistema estuarino típico esta parte la constituyen tramos muy amplios del río mismo, dentro de los cuales pueden estar incluidas zonas lagunarias.

Para el sistema combinado o con dominio lagunario, el vaso principal es la laguna propiamente dicha; según las características de la marea, la presencia salina tendrá mayor o menor influencia, pero en general los procesos de mezclado son más débiles y la salinidad tiende a ser menor. En los sistemas lagunarios, los escurrimientos de tierra son en forma de corrientes intermitentes que desembocan en ellos siendo ésta la causa del abatimiento de la salinidad.

Esteros, Vasos secundarios y Planicies de Inundación y Marismas: Estas partes se localizan en la zona más alejada del mar y constituyen el extremo inferior del sistema. Se integra por pequeños vasos y zonas bajas, que están sujetas a inundación, sea en épocas de avenidas para sistemas estuarinos puros, o por efectos de variación de mareas en sistemas lagunarios.

Existe también una barra interior que la separa del sistema principal y su liga con él puede ser a través de pequeños canales o cuando el agua rebase la cota superior de la barra.

De este marco general es posible entrar al terreno de la clasificación según diversos criterios científicos;

sin embargo conviene establecer como conclusión el hecho de que desde el punto de vista de la ingeniería hidráulica, el problema del aprovechamiento de las zonas estuarinas y lagunarias radica en asegurar un sistema circulatorio adecuado de las aguas, principalmente de las marismas, que en sí constituyen un elemento preponderante de la dinámica del sistema. Según Bowden, el factor determinante en la circulación estuarina es el papel desempeñado por las corrientes de marea con relación a los aportes de agua dulce; consecuentemente, concentraremos nuestra atención al problema representado por esta circulación, con especial énfasis en el acceso y boca y en el canal de comunicación, que son las piezas claves de los sistemas estuarinos y lagunarios.

Al considerar el origen de los accesos de marea, se ha concluido que la mayor parte de éstas han sido abiertos por la naturaleza, a través de una barra construída mediante la acción del oleaje.

Las deltas son formaciones locales en la costa donde el material es principalmente suministrado por un río. Inicialmente consideremos un caso simple en donde no existen corrientes por marea o litorales y los frentes de ola son siempre paralelos a la costa. El río depositará el material sólido en la inmediata vecindad de la desembocadura porque la velocidad del agua y su consecuente capacidad de transporte se reducen prácticamente a cero. Si no existe oleaje se formará un delta como se muestra en la figura IV.2 y consistirá de arena, limos y arcilla.

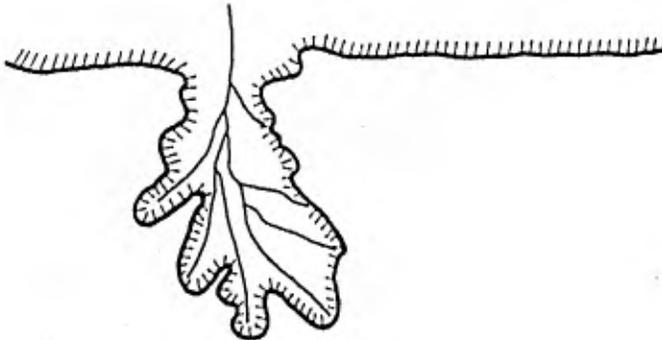


FIG. IV.2 Delta sin la presencia de oleaje.

Si al mismo tiempo existe oleaje, ocurrirá el fenómeno de refracción del oleaje y en ambos lados del delta se presentarán corrientes litorales. Estas corrientes, combinadas con la acción perturbadora del oleaje, transportarán el material en la dirección de la costa original. En la zona adyacente al delta, la refracción inicialmente se incrementará para posteriormente disminuir. Por ello, el material se decantará en ambas extremidades del delta, primero el material grueso y finalmente el fino. El resultado final es la comúnmente denominada delta de pata de pájaro. (Ver figura IV.3).

Generalmente existe el fenómeno de las mareas y las olas se aproximan a la costa con un cierto ángulo desarrollando corrientes litorales. La corriente por marea tienden a mantener abierta las bocas en la costa, mientras que el transporte de sedimentos en el mar debido a-

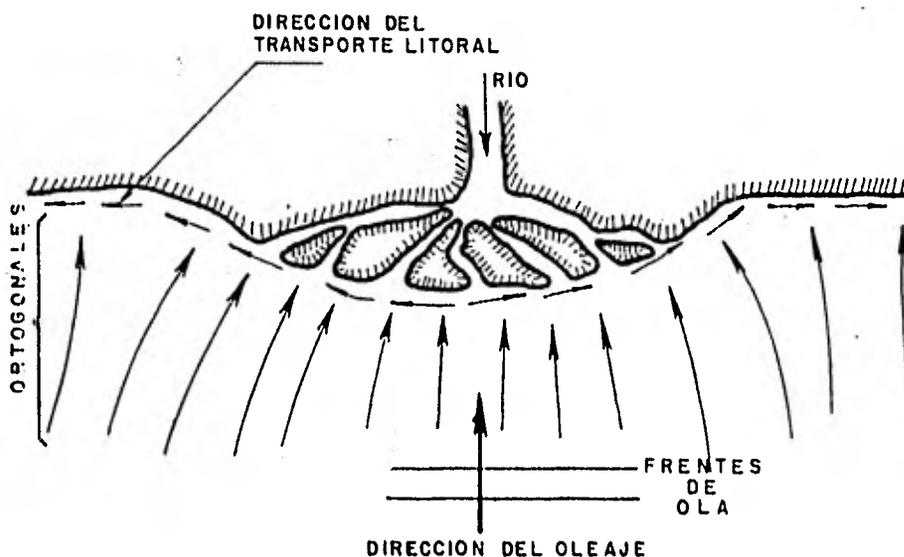


FIG. IV.3 Delta tipo Pata de Pájaro.

la acción del oleaje y corrientes, tratan de cerrar las comunicaciones hidráulicas en la costa.

El tipo de comunicación con el mar del río o estuario se establecerá, finalmente, dependiendo de muchos factores. Los más importantes son:

- a. Corrientes en la comunicación (por marea y escurremientos).
- b. Corrientes y oleaje en la zona costera.
- c. Transporte litoral.
- d. El sedimento transportado por el río.

Las variaciones de cada uno de estos factores condu

cen a un gran número de posibles combinaciones, cada cual produce un tipo único de comunicación. Las más características resultan al relacionar el aporte de sedimentos y las fuerzas distributivas del oleaje que actúan sobre éstos.- Esta concepción debe separarse en dos grupos: el aporte sólido del río con el agua del mar y el sedimento de la zona costera con el agua del río.

Primero, variaciones en el aporte de sedimento por el río.

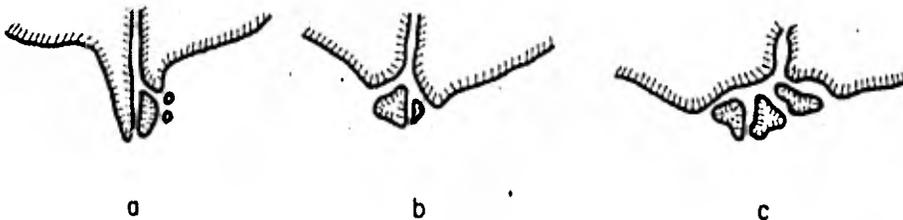


FIG. IV.4 Influencia del aporte de sedimento.

La figura IV.4.a muestra el caso de un enorme aporte, mientras que el efecto de los restantes factores es relativamente despreciable; existe una oportunidad muy pequeña de dispersar el sedimento. Si el sedimento consiste de partículas finas, se formará un delta tipo pata de pájaro.

En la figura IV.4.b se muestra el caso de un aporte-

considerable, y relativamente menos importante, el efecto de los otros factores. La figura IV.4.c representa el caso donde un aporte bajo se balancea con buenas fuerzas de distribución. En los ejemplos anteriores, debe señalarse que las variaciones en el aporte del sedimento de los ríos, en relación con la magnitud de los restantes factores afectan no sólo el tipo de comunicación, sino también el tipo de delta en su totalidad.

Segundo, variaciones de las corrientes por marea.

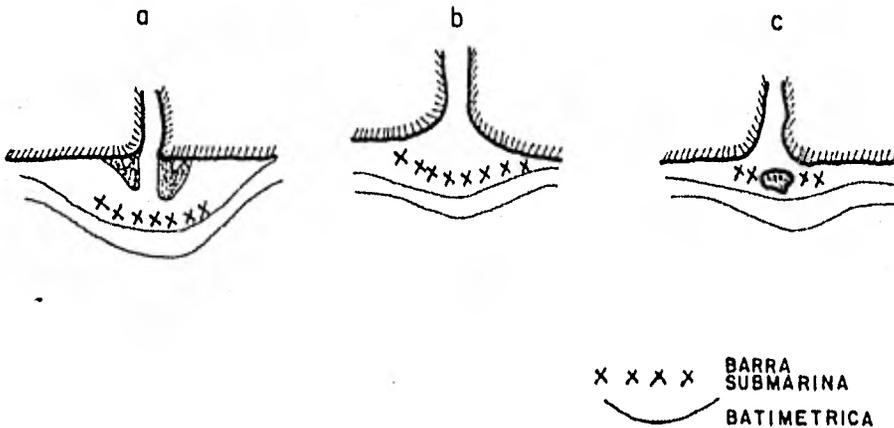


FIG. IV.5 Influencia de las Corrientes por Marea

La figura IV.5.a muestra el caso de un reflujo de marea muy fuerte con un bajo aporte de sedimento del río. En ambos lados de la comunicación se forman flechas y una barra submarina se forma alejada de la costa. La figura IV.5.b representa el caso medio de una corriente menos fuerte balanceada por las fuerzas de distribución en la zona costera, mientras que en la figura IV.5.c, se presenta la acción de fuerzas de distribución relativamente importantes que dispersan el sedimento del río an-

tes de que éste se interne en el mar.

Tercero, influencia de las fuerzas de distribución.

En la figura IV.6 se muestran los casos donde las - fuerzas de distribución provocadas por oleaje y corrientes son muy fuertes, regulares y moderadas respectivamente en relación a la magnitud de los factores restantes.

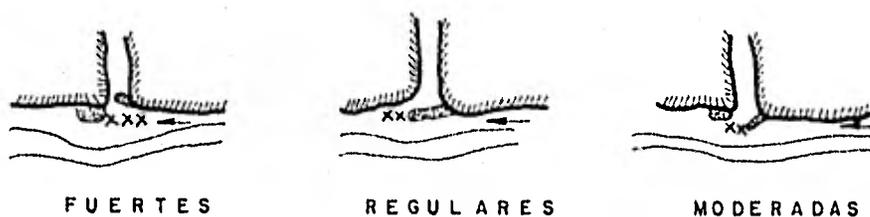


Fig. IV.6 Influencia de las fuerzas de distribución

Finalmente, al variar el transporte litoral, la figura IV.7 muestra los casos donde el transporte es considerable, regular y pequeño, respectivamente, en relación a los otros factores.

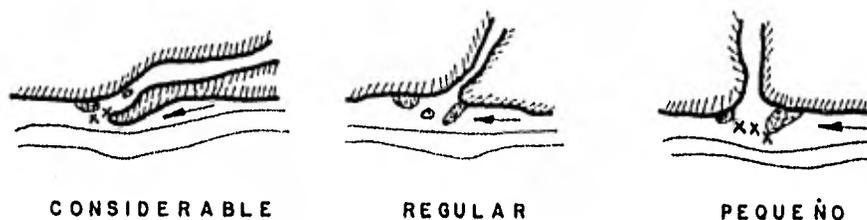


Fig. IV.7. Influencia del Transporte Litoral

En lo que se refiere a configuraciones más detalladas de las comunicaciones, el número de posibilidades es infinito. En general las corrientes por flujo de marea - (llenante) son más fuertes en las márgenes de las desembocaduras mientras que las corrientes por reflujo de marea (vaciante) predominan en el centro de las comunicaciones con el mar. Esto se debe a que el tirante promedio es menor durante la marea baja que durante la marea alta.

Comúnmente la configuración de las comunicaciones no es estable, pero sigue ciertos patrones de cambio. En algunas ocasiones se presentan movimientos cíclicos de largo período con una sucesión de erosión y depósito de material en cauces inestables.

Parece que la estabilidad de la boca depende en mucho de la relación entre el transporte litoral y el promedio del flujo máximo por marea. Las relaciones pequeñas acrecientan la estabilidad de las comunicaciones.

Costas Fangosas.

Los ríos muy largos, como el Amazonas, transportan grandes cantidades de materiales arcillosos en suspensión, por lo que la costa adyacente consiste de lodos. Este material en suspensión es generalmente más fino que 0.002 mm y la concentración es muy fuerte. Cuando la concentración excede las 200,000 ppm, entonces la mezcla no se comporta como un fluido.

Cuando este material en suspensión entra en contac-

to con el agua salada, ocurre un proceso de floculación - debido a que el agua salada contiene una concentración - relativamente alta de iones metálicos cargados positivamente (Na, K, etc.) y neutralizan los iones cargados negativamente de las partículas de limo provocando la floculación (ver figura IV.8).

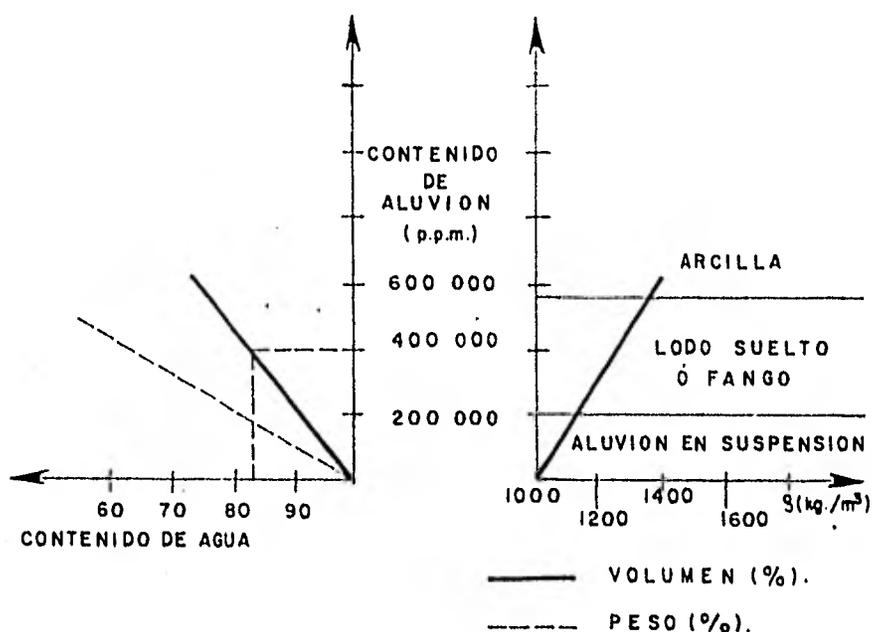


FIG. IV.8. Nomenclatura de acuerdo con la concentración de aluvi6n.

El sedimento arcilloso resultante es fango o lodo - que contiene 85% de agua en volumen, no es estable y - - tiende a moverse con las corrientes oceánicas a lo largo de la costa en ondas de 40 km de longitud y celeridad de 1.3 km por a6o (ver figura IV.9).

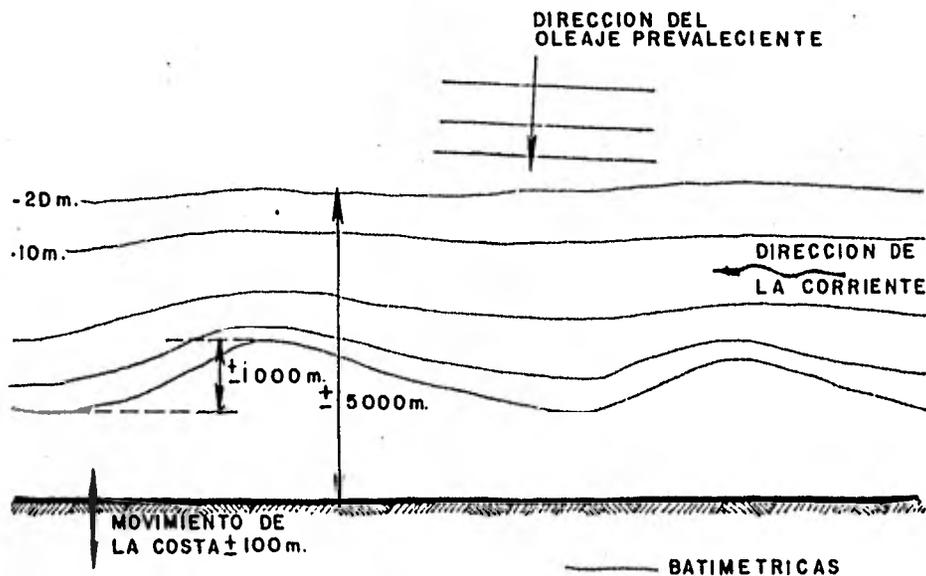


FIG. IV.9 Ondas de Fango

El mecanismo de transporte se muestra en la figura IV.10, en el que las líneas de corriente tienden a ser perpendiculares a las curvas batimétricas.

Cuando la dirección del viento prevalece como se muestra en la figura IV.10, en el punto A la refracción provoca que se incremente la energía por unidad de área, por lo que se incrementará la altura de la ola, H , resultando mayores disturbios en el material sólido. Este material es transportado por las corrientes hacia B donde la refracción produce divergencia en el oleaje por lo que H disminuye; con este proceso el material removido en A se deposita en B.

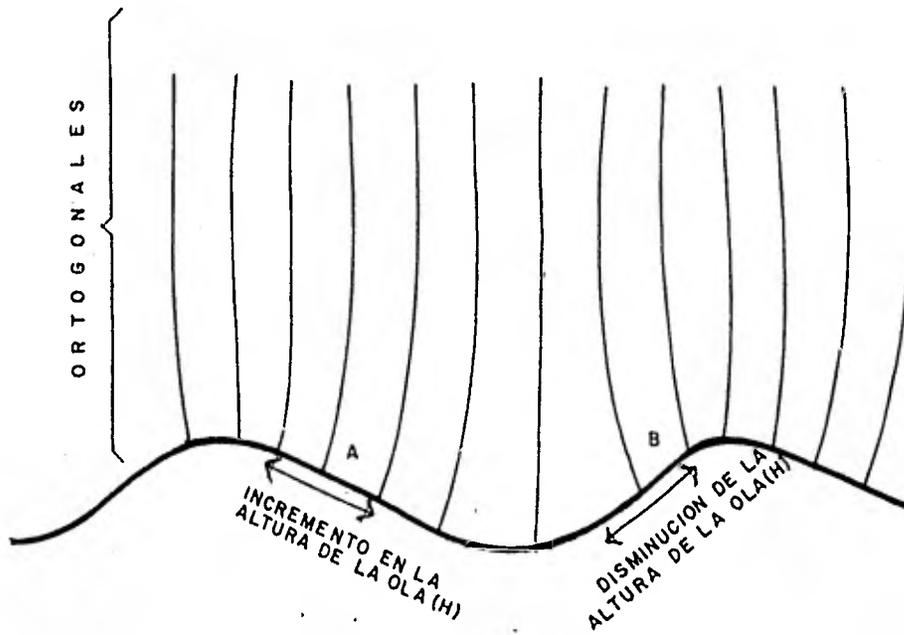


FIG. IV.10 Mecanismo de Transporte de las Ondas de Fango

La línea de la costa tiende a trasladarse con las ondas de fango. Como este movimiento puede ser del orden de cientos de metros, es aconsejable comprobarlo, lo cual resulta muy complicado porque el fango no resiste estructuras pesadas. En algunas ocasiones existen escollos de arena fina en los que se pueden construir sistemas de defensa, pero estos escollos no son continuos. Otras posibilidades son la fijación de vegetación o construcción de estructuras que flotan sobre el fango.

El incremento del tamaño de los buques dificulta los problemas para construir un puerto sobre este tipo de costas. Las pendientes sumamente tenues de estas cos-

tas (1:1000) requieren de enormes cantidades de dragado - lo cual resulta costoso porque el lodo se filtra entre - las tolvas de las dragas de succión. Unicamente es posible el dragado por agitación cuando se provoca una velocidad de la corriente suficiente para dispersar el material. Una ventaja es que el claro de la embarcación puede ser muy pequeño.

IV.2 HIDRAULICA DE LAS MAREAS.

IV.2.1 Desembocaduras de Ríos.

Las desembocaduras de los ríos en costas de pendiente suave no sólo se ven influenciadas por los escurrimientos desde las cuencas de los mismos, sino también por el - - prisma de marea. De acuerdo con O'brien en la publicación ASCE WW1, feb. 1969.

$$A = 2 \times 10^{-5} P \dots \dots \dots (4.1)$$

en donde:

A, es el área de la sección transversal del -- río en su desembocadura, en pies cuadrados.

P, es el prisma de marea en pies cúbicos, definiéndose como el volumen de agua que fluye - como flujo y reflujo debido a la marea.

Generalmente se desarrollan diferentes canales naturales para el flujo durante la alta y la baja marea.

Como se sabe, el Talweg en la curva de un río se forma en la parte de afuera de la curva y la sección tiene un tirante más continuo aguas abajo o arriba de la curva.

En el caso de una corriente de dirección alternante sobre un canal ancho, se desarrolla un sistema de canal de doble curso como se muestra en la figura IV.11.

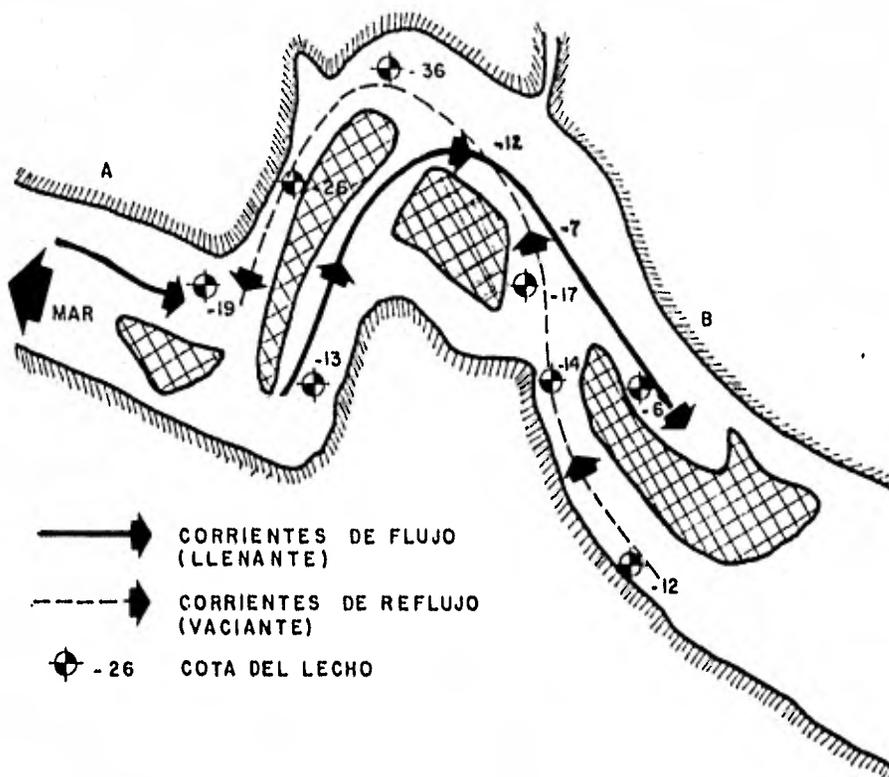


FIG. IV.11 Sistema de doble curso de Canales,

Puesto que el nivel del agua en el mar, durante el flujo de la marea se eleva, los canales de flujo tienen la tendencia a terminar en bajos. En cierto momento el nivel de agua es tan alto que el extremo de estos canales de flujo (después de la curva) se rebasa y el nivel del agua no se mantiene confinado en el canal y se inundan los bajos hasta la siguiente curva del meandro.

Justamente ocurre lo contrario durante la marea baja en el reflujó. En este caso el nivel del agua disminuye y la corriente de reflujó se confina a un canal angosto. También resulta que $Q_{\text{flujo}} < Q_{\text{reflujo}}$ puesto que el gasto en reflujó contiene además del prisma de mareas, el escurrimiento del río. Por estas razones, los canales de reflujó son generalmente más profundos y tienen una pequeña tendencia a estrangularse hacia aguas abajo (dirección del mar).

En ríos sujetos a la acción de la marea, el gasto normal del río es detenido o frenado por el movimiento provocado por la marea y en algunos casos se presenta un flujo inverso al del cauce natural. En todos los sitios del cauce de un río donde se aprecia un movimiento vertical del nivel del agua, la magnitud de la corriente varía con la marea. (Ver figura IV.12).

De la teoría de ondas largas (de mareas) la relación entre la marea vertical y marea horizontal (corriente) se puede estimar. Esta relación se indica en la figura IV.13 (despreciando el escurrimiento del río).

Debido al cambio en velocidad y dirección de la corriente, el sedimento normal que es transportado hacia -

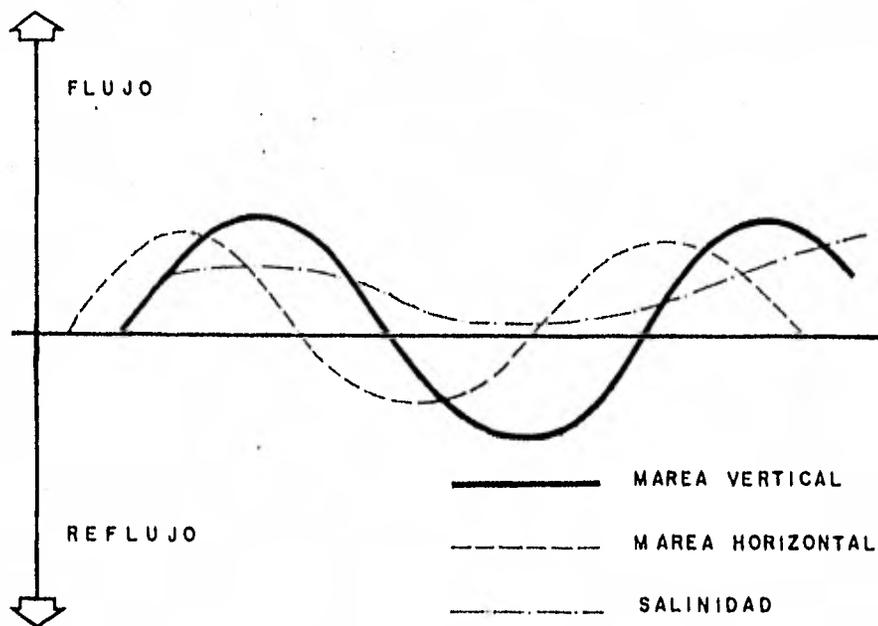
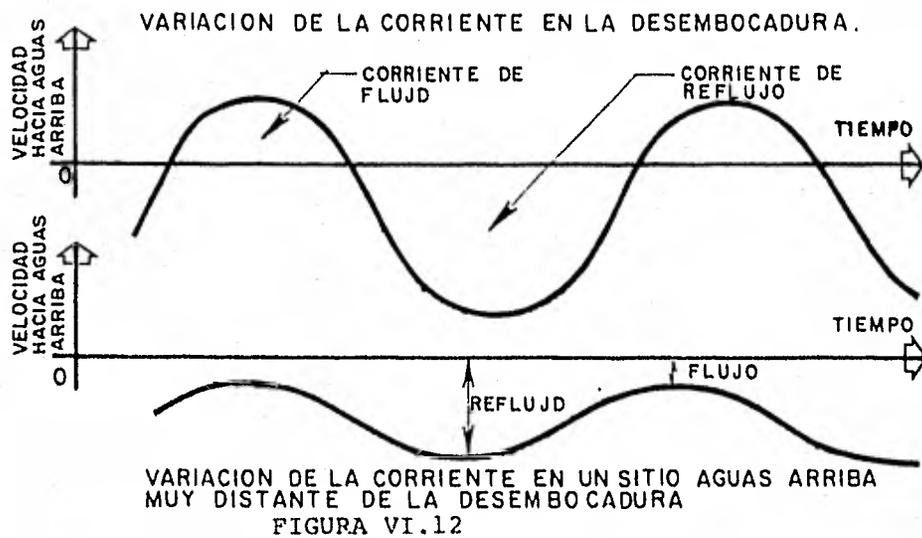


FIG. IV.13 Relación entre la marea vertical y la marea horizontal (corriente).

el mar es detenido. Esto depende de la magnitud de la marea y la influencia de las diferencias en salinidad (densidad) del agua. Normalmente el ancho del río es mayor - y más profundo en la desembocadura que aguas arriba, debido a que la capacidad total se obliga a incrementarse por el movimiento de las mareas.

Un análisis de la ecuación de movimiento de las ondas de marea muestra que en aguas reducidas el término - de resistencia es relativamente mayor en comparación con el término de inercia. Por lo tanto, en aguas bajas el - cambio de dirección de la corriente ocurre antes que se presente en aguas profundas.

Mediciones del nivel del agua en ríos sujetos a la acción de la marea.

En un río sujeto a la acción de la marea, la marea-vertical en su desembocadura se puede conocer totalmente; no sólo la forma de la función en el tiempo, sino tam--- bién el nivel mismo. Este nivel puede correlacionarse -- con el nivel medio del mar (determinado a partir de una serie de mediciones durante un mes) o a un banco de ni-- vel determinado.

Al instalar, aguas arriba, una estación de medición de niveles de la superficie libre del agua, en ocasiones resulta difícil relacionar las mediciones con un banco - de nivel, bien porque sean escasos o porque estén suma-- mente distantes entre sí.

Entonces, como no se han calibrado esas estaciones,

Únicamente se puede contar con la curva de la marea pero se desconoce el nivel absoluto; sólo con la ayuda de las observaciones realizadas durante el punto muerto o de inflexión de la marea es posible calibrar dicha estación de medición.

El procedimiento consiste en lo siguiente:

Si no existe inercia, la velocidad del agua debe ser cero, si no existe diferencia de nivel (Δh) entre las dos estaciones. Entonces, antes de que ocurra el punto de inflexión de la curva de marea, el agua tiene que contar con un gradiente para vencer las fuerzas de inercia. El gradiente necesario depende de la velocidad del agua en el momento en que Δh es igual a cero. El desfase en tiempo entre el instante en que $\Delta h = 0$ y cuando ocurre el punto de inflexión de la marea depende de la forma de la curva de marea.

La ecuación de movimiento de la onda de marea es:

$$-\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{g v |v|}{c^3 h} = 0 \quad (4.2)$$

Cerca del punto de inflexión de la curva de marea - el término $v \frac{\partial v}{\partial x}$ puede despreciarse con respecto al término $\frac{\partial v}{\partial t}$ ya que v es muy pequeño.

Cuando Δh entre los puntos a y b es igual a cero, entonces $\frac{\partial h}{\partial x} = 0$. (Ver figura IV.14).

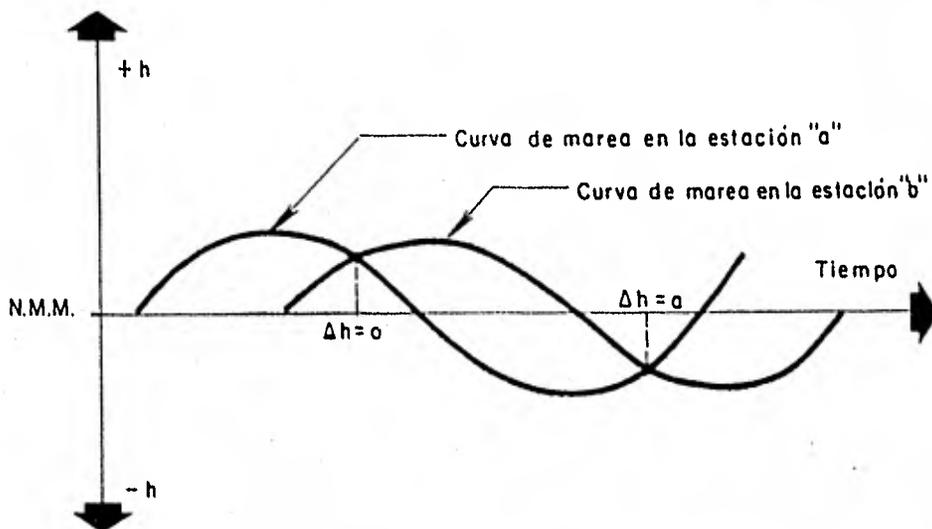


FIG. IV.14. Curvas de marea en puntos diferentes.

Entonces:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{g v |v|}{c^2 h} = 0 \quad \dots (4.3)$$

por lo tanto:

$$\frac{\partial v}{\partial t} = - \frac{g v |v|}{c^2 h}$$

como $v = f(x, t)$ y $\frac{\partial v}{\partial x} = 0$ entonces podemos escribir:

$$\frac{dv}{dt} = - \frac{g v |v|}{c^2 h} \quad ; \quad \frac{dv}{v |v|} = - \frac{g dt}{c^2 h}$$

$$\therefore \frac{1}{v} = \pm \frac{g t}{c^2 h} + (\text{Constante})$$

$$\pm vt = \frac{c^2 h}{g} \quad \dots \dots \dots (4.4)$$

Esta ecuación proporciona la relación entre la velocidad y el tiempo como una función de $\frac{C^2 h}{g}$ cuando $\frac{h}{x} = 0$, es decir, cuando el nivel del agua en a es el mismo que el nivel en b. Cuando t se expresa en horas la ecuación anterior se transforma a:

$$\pm vt = \frac{C^2 h}{3600 g} \dots \dots \dots (4.5)$$

En un diagrama de v - t se pueden dibujar, para varios tirantes, las funciones de $\pm vt = \frac{C^2 h}{3600 g}$. El punto donde una de esas curvas es tangencial a la curva original de v - t es el momento en que Δh , entre las estaciones a y b, es igual a cero.

Supongamos que deseamos calibrar la estación en b y la estación en a se encuentra calibrada. Marcamos el instante en que en la curva (v - t) Δh sea igual a cero. En otras palabras, este es el punto donde las curvas de marea de a y b se intersectan. Se conoce la forma de la curva en el punto b. (Ver figura IV.15).

Moviendo la curva de marea de b en el sentido vertical se intersecta a la otra curva en el punto dado. Con ello se tiene el plano de referencia para la estación en b y entonces estará calibrada.

Como una primera aproximación se puede señalar que el intervalo entre el instante en que $\Delta h = 0$ y cuando $v = 0$ (punto de intersección de la curva de marea) es el mismo para alta o baja marea. Esto es cierto exactamente cuando la forma de la curva cerca de la cresta (marea baja) es de la misma forma cerca del valle (marea baja). -

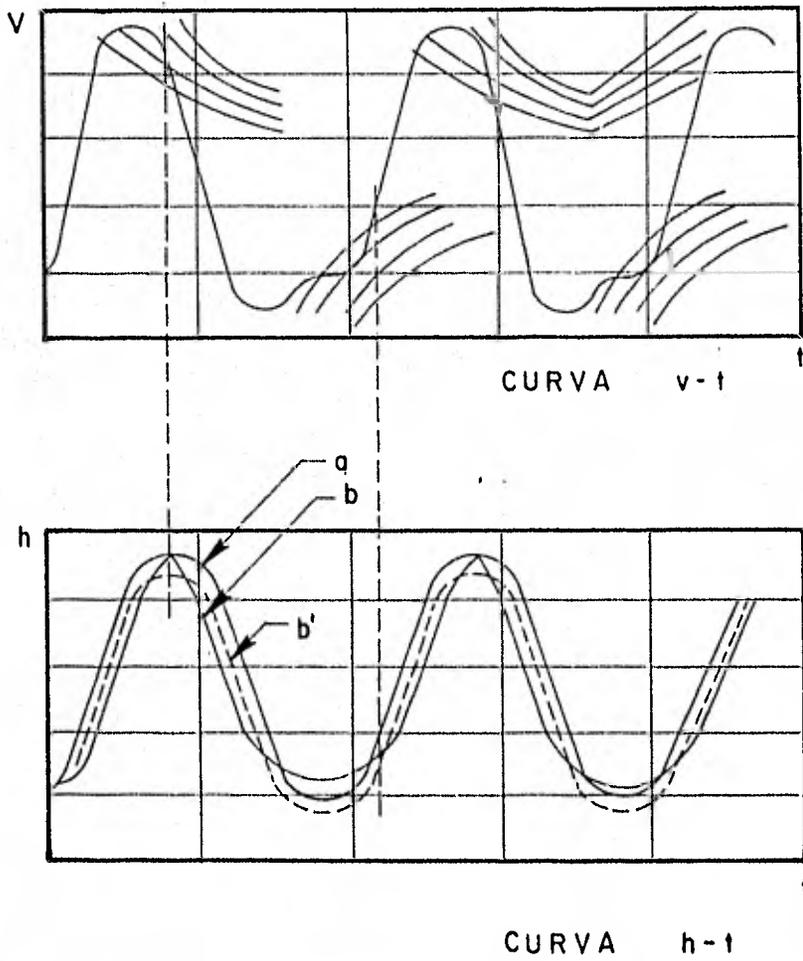


FIG. IV.15. Curvas de Marea.

Esta condición se puede encontrar deslizando también la curva b verticalmente. Este método de aproximación no requiere del diagrama v - t.

En principio, la curva v - t necesaria para el primer método, se requiere determinar en un punto a la mitad de la distancia entre las dos estaciones. Si este no es posible realizarlo, la curva de velocidad puede tentativamente moverse hasta que el intervalo sea nuevamente igual. Si este paso no tiene éxito, entonces se puede deslizar la curva b con respecto al eje del tiempo para que los intervalos sean iguales.

IV.3 CORRIENTES DE DENSIDAD Y CUÑA SALINA.

Las corrientes de densidad se presentan por las diferencias en salinidad (o densidad) entre dos cuerpos de agua que se interconectan periódicamente.

Supongamos que se tienen dos cuerpos de agua, uno con agua dulce y el otro con agua salada, como se muestra en la figura IV.16.

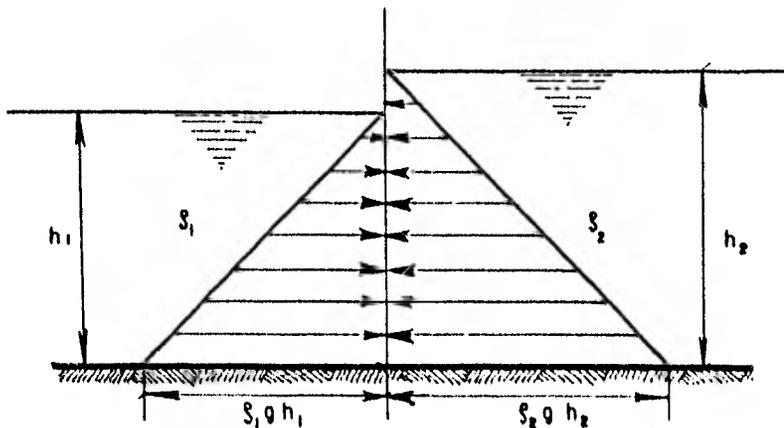


FIG. IV.16 Distribución de la presión.

Las fuerzas de presión que actúan sobre el plano -- que separa los dos cuerpos de agua se encuentran en equilibrio cuando:

$$\frac{1}{2} \rho_1 g h_1^2 = \frac{1}{2} \rho_2 g h_2^2$$

$$\rho_1 > \rho_2 \qquad h_1 < h_2$$

La distribución de la presión neta en el plano de separación es como se muestra en la figura IV.17.

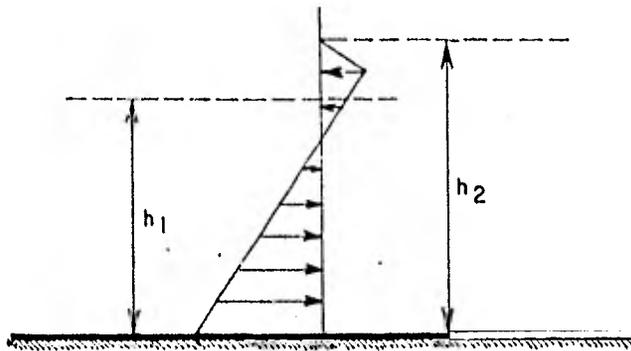


FIG. IV.17. Distribución de la presión neta.

Cuando la separación se remueve, esas diferencias de presión provocarán un flujo de agua salada cerca del fondo hacia la sección con agua dulce. Después de un cierto tiempo la interfase entre los dos fluidos de diferente densidad tendrá la siguiente forma (Ver figura IV.18).

La velocidad v de esa cuña, es igual a:

$$v = 0.45 \sqrt{\frac{\Delta \rho}{\rho} gh} \dots \dots \dots (4.6)$$

La forma de esta curva es parecida a la que presen-



FIG. VI.18 Cuña Salina

ta la superficie libre del agua en el caso de colapso de la cortina de una presa.

Cuando el frente de la cuña llega al final del depósito ésta se comporta como una ola que se traslada, removiendo el agua dulce de esta zona. (Ver figura IV.19).

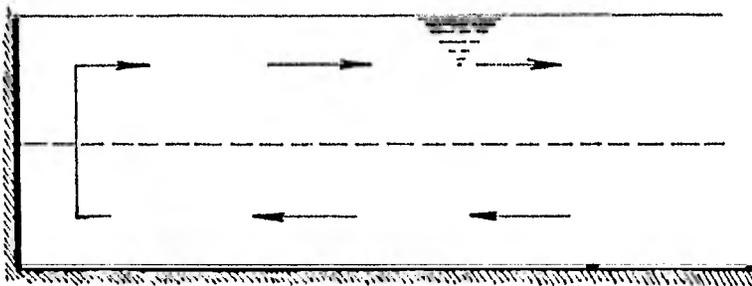


FIG. IV. 19 Intercambio vertical de una onda que se traslada

Cuando se inyecta lentamente el agua salada cerca del fondo de un depósito cerrado lleno parcialmente con agua dulce, después de un cierto tiempo existirán dos capas de agua, la superior de agua dulce y la inferior de agua salada (Ver figura IV.20). Cuando se genera una onda de traslación en el agua salada, la onda viajará con una velocidad igual a:

$$c = \sqrt{\frac{h_1 h_2 \Delta \rho g}{\rho_2 h_1 + \rho_1 h_2}} = \sqrt{\frac{h_1 h_2 \Delta \rho g}{\rho_h}} \dots (4.7)$$

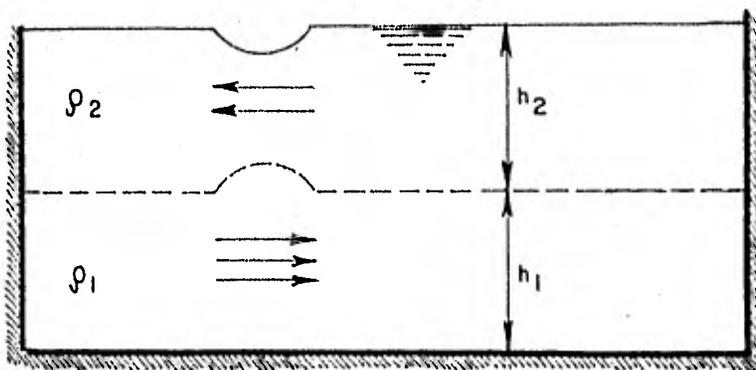


FIG. IV.20. Efecto de una onda de translación sobre la capa inferior.

De las ecuaciones básicas de movimiento del agua para la capa superior se entiende que una curva positiva en la interfase corresponde a una curva negativa en la superficie.

Problemas relacionados con las corrientes de densidad.

Estos problemas pueden separarse en tres grupos:

- a. Navegación.
- b. Sedimentación.
- c. Intrusión salina.

Los problemas de navegación se presentan cuando la-

corriente que actúa sobre una embarcación cambia rápidamente de dirección. La figura IV.21 muestra el caso cuando una dársena se conecta con un río fluvial o estuario.

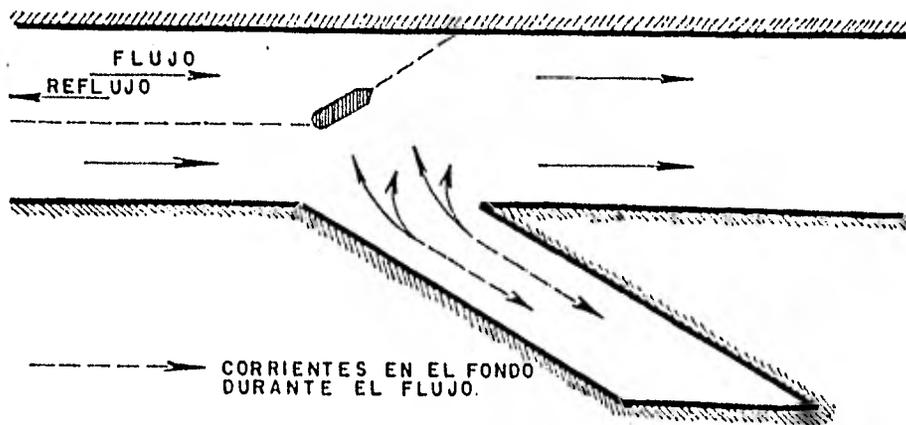


FIG. IV.21 Problemas de Navegación

Cuando una embarcación con calado relativamente pequeño navega aguas arriba durante la marea alta, experimenta repentinamente una corriente transversal formada por el agua dulce que es sacada de la dársena por la intrusión de agua salada. Los efectos de este fenómeno pueden ser desastrosos, ya que los marineros esperan que se presente una corriente hacia la dársena. Esto puede evitarse atendiendo a las indicaciones de los prácticos de los puertos.

La sedimentación ocurre en las dársenas cercanas a los ríos. Hacia aguas arriba la cuña salina se traslada como se muestra en la figura IV.22.

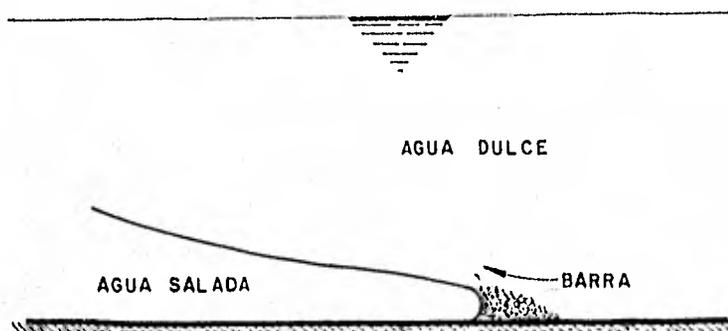


FIG. IV.22 Formación de una barra debido a las corrientes de densidad.

En el lecho la velocidad del agua disminuye de tal suerte que el transporte de sedimentos por el fondo se nulifica formando una barra en el río, de acuerdo con la figura IV.23.

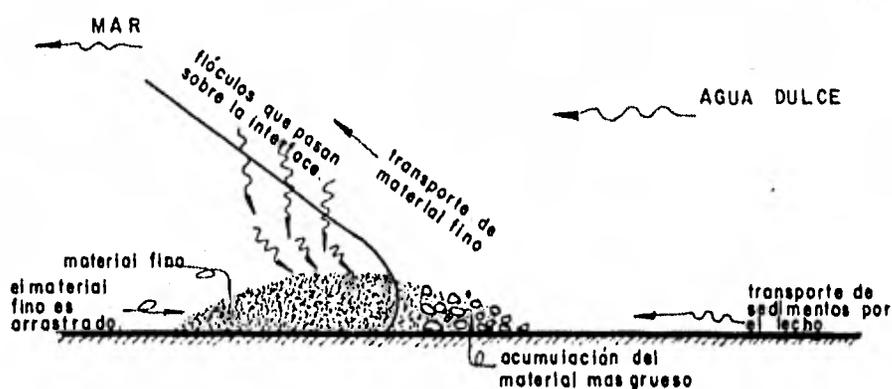


FIG. IV.23. Contribución de material sólido para formar la barra.

En las dársenas las partículas en suspensión que -- transporta el agua salada durante el flujo se depositan en el fondo. En el reflujó las velocidades no son suficientemente altas para regresar este material a su estado de suspensión nuevamente. Debido a que el agua dulce (que ha llenado la dársena durante el reflujó) es empujada fuera de la dársena por el agua salada, la cantidad de material y agua que entran es mucho mayor que la requerida para llenar el prisma de marea. Cuando la dársena es muy larga, la cuña salina no alcanza a viajar en toda la longitud de la dársena y regresar, por lo que no se presenta un completo intercambio de agua. En dársenas de corta longitud se pueden presentar varios intercambios completos, dependiendo de las variaciones de la salinidad en un ciclo de marea; en cada intercambio se presenta un depósito de material adicional.

Schif y Schonfeld derivaron una expresión para encontrar la longitud de la cuña salina en un canal rectangular y horizontal, descargando al mar con poca influencia de la marea.

$$L = \frac{2h}{f_I} \left[\frac{1}{5F^2} - 2 + 3 F^{2/3} - 6/5 F^{4/3} \right] \dots (4.8)$$

en donde:

$$f_I = \frac{8 \zeta_c}{\rho (V_1 - V_2) V_1 - V_2}$$

$$F = \frac{V_r}{\sqrt{g h}}$$

L = Longitud de la cuña.

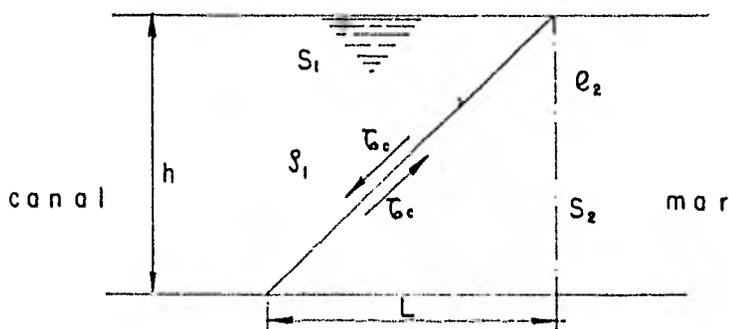
V_r = Velocidad del agua en el canal aguas arriba -

de la cuña.

V_1 = Velocidad del agua dulce sobre la cuña.

V_2 = Velocidad de la cuña salina.

τ_c = Esfuerzo cortante en la interfase.



El volumen de partículas de material que penetran en una dársena, depende de su concentración.

Si se tiene una dársena de 300 m de ancho, 3000 de longitud y tirante máximo de 10 m, con una concentración de sedimentos de 0.4 kg/m^3 en el flujo y 0.1 kg/m^3 en reflujo y un intercambio total de agua por ciclo de marea entonces la cantidad de material que se deposita por día es:

$$\frac{2 \times 300 \times 3000 \times 10 \times (0.4 - 0.1)}{1000} = 0.6 \times 10^3 \text{ ton/día}$$

Esta sedimentación, también denominada intercambio vertical del agua, es la que prácticamente contribuye toda la sedimentación en una dársena.

Adicionalmente, también ocurre sedimentación en los

vórtices, como los que se conforman en la entrada de las dársenas (ver figura IV.24), arrojando agua dentro de la dársena con agua en reposo y sedimenta el material antes que se presente el reflujó.

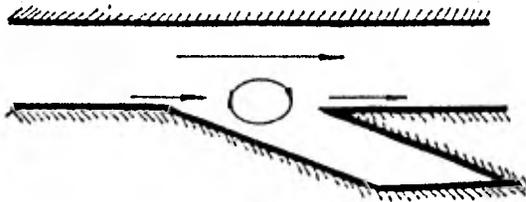


FIG. IV.24 Formación de un vórtice a la entrada de una dársena.

Asimismo, se presenta una floculación del material en suspensión existente en el agua dulce cuando ésta es empujada hacia afuera de la dársena. Las partículas de arcilla en el agua dulce tienden a desprender iones positivos y entonces las moléculas de agua muestran su carácter dipolar y se forma una capa de agua alrededor de cada partícula de arcilla. En el resto de la masa de agua el potencial es aún negativo, lo que impide que las partículas de arcilla se junten y se decanten.

El agua salada que entra a la dársena contiene una concentración relativamente alta de iones cargados positivamente (Na^+ , etc.), los que se neutralizan con la carga negativa del material en suspensión, para posteriormente ocurrir la floculación de las partículas de arcilla.

Con respecto al mezclado de agua salada y agua dulce

ce, su grado depende de la relación del escurrimiento de un cauce (agua dulce) con el prisma de marea. El mezclado completo se presenta cuando:

$$\frac{QT}{\Omega} < \frac{1}{10} \quad (\text{ver figura IV.25})$$

en donde:

QT = El volumen escurrido en un ciclo de marea.

Ω = Prisma de marea en m^3 .

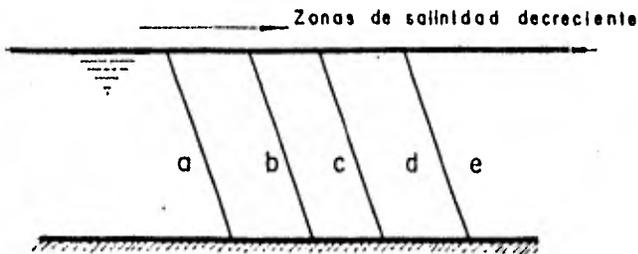


FIG. VI.25 Mezclado Completo

El mezclado parcial ocurre cuando:

$$0.1 < \frac{QT}{\Omega} < 1 \quad (\text{ver figura IV.26})$$

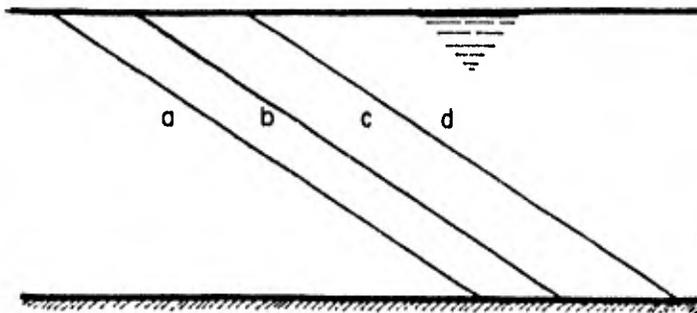


FIG. IV.26. Mezclado Parcial

El mezclado insignificante existe cuando:

$$\frac{Q_T}{P} > 1 \quad (\text{ver figura IV.27})$$

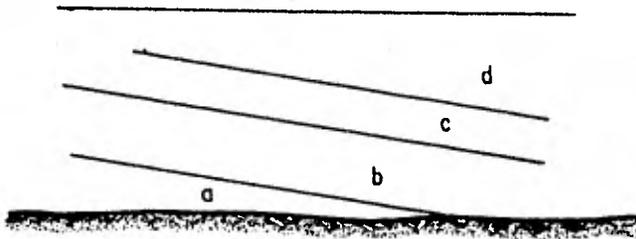


FIG. IV.27 Mezclado Insignificante

En este caso se tienen capas casi horizontales de diferente salinidad.

Remedios contra la sedimentación.

1. Las dársenas pequeñas experimentan una sedimentación considerable provocada por la formación de un vórtice en la entrada. En algunas ocasiones se acostumbra orientar la entrada como se muestra en la figura IV.28, con el fin de reducir el vórtice y la sedimentación consecuente.

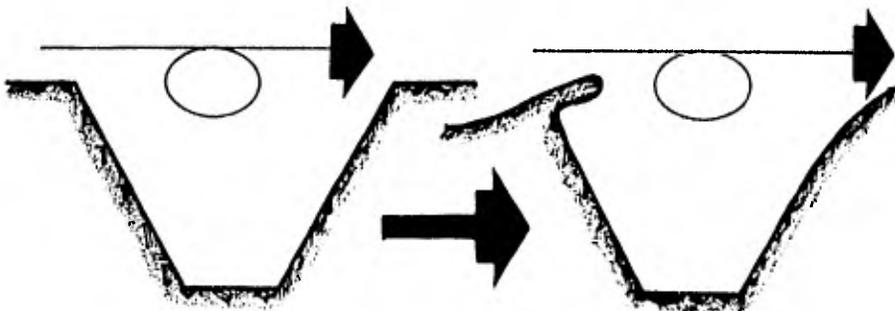


FIG. IV.28 Reducción de la formación de vórtice.

2. Las dársenas muy largas pueden angostar la entrada para disminuir la sedimentación. La velocidad de la corriente de densidad únicamente depende de la diferencia de presión provocada por las diferencias en salinidad, por lo que se disminuye la cantidad de sal, sedimento en suspensión y agua que entra a la dársena en la unidad de tiempo. Cuando la dársena es tan larga que en la situación original no existe un intercambio total de agua, la relación de la sedimentación en la nueva situación (entrada angosta) comparada con la original, será la misma que resulta con la relación b_1/b_0 . (Ver figura IV.29).

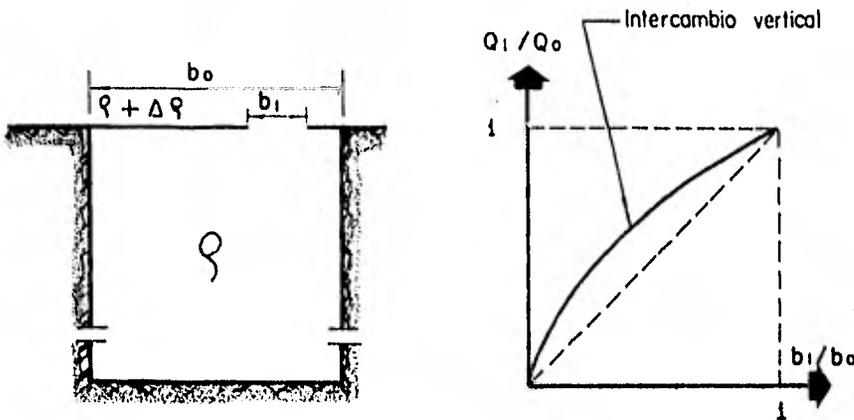


FIG. IV.29 Disminución del intercambio vertical provocada por una entrada angosta.

Una segunda posibilidad para disminuir la sedimentación en una dársena larga es con una cortina de aire. El aire induce una corriente del mismo, como se muestra en la figura IV.30. Cuando esta nueva corriente tenga una velocidad al menos igual a la velocidad de la cuña salina

na, la única cantidad de agua salada que entra será la necesaria para elevar el nivel del agua el cual se incrementa aún más por el efecto de mezclado en la corriente que se levanta.

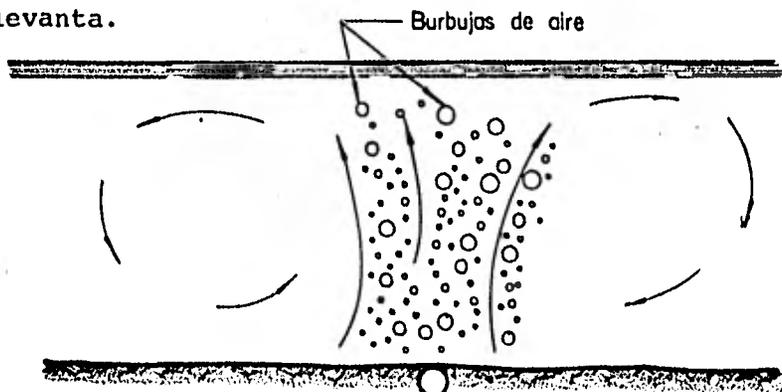


FIG. IV.30 Cortina de aire.

La intrusión salina es un problema que se presenta en el caso de esclusas que comunican cuerpos de agua dulce y salada. Por ejemplo, en el caso de una esclusa de dimensiones $400 \times 50 \times 10$ m y con diferencia en salinidad entre ambos cuerpos de agua de 20 p.p.m. = 0.02 kg/m^3 , en cada operación de apertura la cantidad de sal que entrará será de $50 \times 400 \times 10 \times 0.02 = 4 \times 10^3$ kg ó 4 ton.

Esta intrusión se puede evitar de diferentes maneras:

1. Dragando una zanja adyacente a la esclusa sobre el canal de agua dulce, con el fin de atrapar el volumen de agua salada que se almacena en cada operación dentro de la esclusa. Después de cada apertura se bombea el agua salada desde la zanja y se regresa hacia el mar (ver figura IV.31).

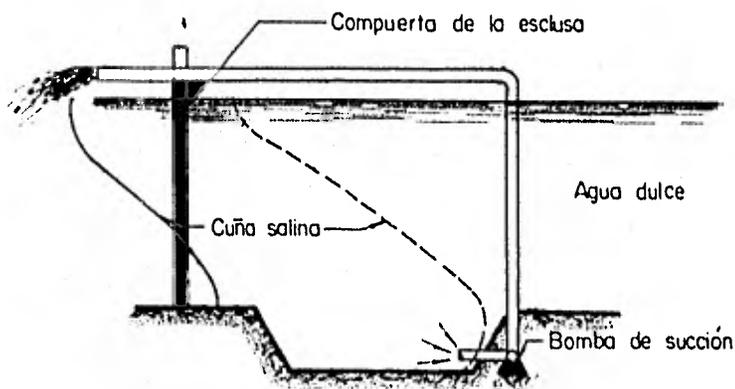


FIG. IV.31 Zanja para extraer el agua salada.

2. Abriendo y cerrando las compuertas con la mayor rapidez posible.

Por ejemplo, si la velocidad de traslación de la cuña salina es de ± 0.50 m/seg, serán necesarios $\frac{2 \times 400}{0.5} = 1600$ segs para lograr un intercambio completo.

3. Colocar una cortina de aire.

4. En cada operación extraer el agua salada fuera de la esclusa y reemplazarla con agua dulce.

IV.4 REGIMEN DE VASOS A MAREA LIBRE.

El análisis de los cuerpos de agua que se comunican con el mar, como es el caso de las lagunas litorales, -- bahías y estuarios, requiere en muchos casos definir la influencia del fenómeno de las mareas en lo correspondiente a fluctuaciones del nivel del agua, el retraso en el que se presenta la altura de marea máxima en el vaso-

con respecto al mar y la velocidad máxima promedio que se presenta en el canal.

Como es de suponerse, los cambios de nivel de la superficie libre del agua, dependen de un sin número de parámetros, mencionando entre otros, la forma del vaso, -- los taludes de las paredes, los aportes de agua dulce, -- la rugosidad de los canales de comunicación con el mar, -- el número y características de estas bocas, y tipo de marea. Por lo que se refiere al flujo de agua en la comunicación, destaca la influencia de la forma y dimensiones del vaso, el sentido del flujo, el rango de mareas, etc.

Los parámetros anteriores pueden simplificarse con el fin de facilitar la solución de las ecuaciones del comportamiento del sistema. Así, Keulegan simplifica el planteamiento al considerar que las paredes del vaso son verticales, en el canal de comunicación la profundidad es varias veces mayor a la amplitud de las mareas, no existen aportaciones provenientes de ríos y arroyos, no se presentan corrientes de densidad y las fluctuaciones del nivel del agua por efecto de la marea esta representada por una curva senoidal. Asimismo, se supone que el agua en el canal toma una forma prismática, la profundidad del canal es mucho mayor en relación al rango de variación de las mareas y el flujo en el canal está regido por la fórmula de Manning.

El análisis se enfoca inicialmente a evaluar el máximo desplazamiento de la superficie del agua en el vaso y posteriormente a determinar la máxima velocidad media en el canal durante el ciclo de marea.

IV.4.1 Deducción de la ecuación de cambios de nivel.

Consideremos una sección longitudinal del canal de comunicación entre el vaso y el mar, como se muestra en la figura IV.32.

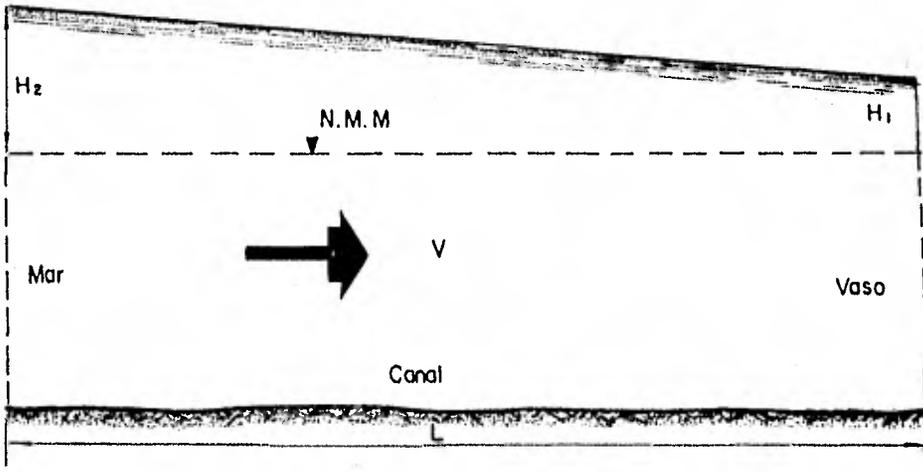


FIG. IV.32. Gradiente Hidráulico, sobre el canal de comunicación

La diferencia de nivel de la superficie del agua en el vaso y en el mar puede representarse como $H_2 - H_1$.

Esta distancia puede ser descompuesta en dos partes, como sigue:

$$H_2 - H_1 = \Delta H_1 + \Delta H_2$$

en donde:

$$\Delta H_1 = m \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (4.9)$$

siendo:

m = Coeficiente resultado de la distribución de velocidades. Si la distribución es uniforme, entonces $m = 1$.

ΔH_2 , representa la pérdida de energía por fricción, por lo que utilizando la fórmula de Weisbach:

$$\Delta H_2 = \lambda \frac{L}{R_H} \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (4.10)$$

donde:

λ = Coeficiente de fricción.

R_H = Radio hidráulico del canal.

v = Velocidad media del flujo en el canal.

Sumando las ecuaciones (4.9) y (4.10):

$$\Delta H_1 + \Delta H_2 = \left(\lambda \frac{L}{R_H} + m \right) \frac{v^2}{2g}$$

Despejando v^2 se tiene:

$$v^2 = \frac{2g R_H}{\lambda L + m R_H} (H_2 - H_1)$$

Es deseable expresar la elevación con respecto al nivel medio del mar (n.m.m.) en términos de la semiamplitud de la marea que ocurre en el mar. Si el rango de la marea se representa por $2H$, la semiamplitud será H . Entonces:

$$v^2 = \frac{2g R_H}{\lambda L + m R_H} \left(\frac{H_2}{H} - \frac{H_1}{H} \right)$$

o bien:

$$V = \sqrt{\frac{2g R_H H}{\lambda L + m R_H}} \sqrt{\frac{H_2}{H} - \frac{H_1}{H}} \dots \dots (4.11)$$

Si se expresa $h_2 = H_2/H$ y $h_1 = H_1/H$, entonces:

$$V = \sqrt{\frac{2g R_H H}{\lambda L + m R_H}} \sqrt{h_2 - h_1} \dots \dots (4.12)$$

Como no se consideran aportaciones de agua provenientes de ríos y las paredes se estiman verticales, al suponer que las variaciones del nivel del agua producidas por la marea influyen en toda el área del vaso, la ecuación de almacenamiento de agua en el vaso resulta:

$$A \frac{d H_1}{dt} = a V \dots \dots \dots (4.13)$$

donde:

$A =$ Área del vaso.

$a =$ Área desde sección transversal del canal-prismático.

$V =$ Velocidad media del agua en el canal.

$\frac{d H_1}{dt} =$ Variación del nivel del agua en el vaso - con respecto al tiempo.

De la ecuación (4.13).

$$\frac{d H_1}{dt} = \frac{a}{A} V \dots \dots \dots (4.14)$$

Al considerar el período T de un ciclo de marea, se puede escribir:

$$\frac{t}{T} = \frac{\Theta}{2}$$

donde:

Θ = Tiempo específico de la marea, en radianes.

Entonces:

$$\frac{d h_1}{d \Theta} = \frac{T}{2} \frac{a}{H} \frac{a}{A} v \dots \dots \dots (4.15)$$

Sustituyendo la ecuación (4.14) en la ecuación --- (4.15) y al considerar:

$$K = \frac{T}{2\pi H} \frac{a}{A} \sqrt{\frac{2g R_H H}{\lambda L + m R_H}}, \text{ entonces:}$$

$$\frac{d h_1}{d \Theta} = K \sqrt{h_2 - h_1} ; (h_2 > h_1) \dots (4.16)$$

que es la ecuación diferencial para las fluctuaciones de la superficie en el vaso cuando el nivel del mar es mayor que el nivel en el vaso. Cuando se presenta la condición contraria, o sea, cuando el nivel del mar es inferior al nivel en el vaso, la ecuación correspondiente es:

$$\frac{d h_1}{d \Theta} = -K \sqrt{h_1 - h_2} ; (h_1 > h_2) \dots \dots (4.17)$$

Al coeficiente K se le denomina Coeficiente de Sensibilidad de Llenado.

IV.4.2 Variación senoidal de la superficie del mar.

Suponiendo que las fluctuaciones en la superficie del agua del mar puede ser representados por una curva senoidal, la solución más general que describe las fluctuaciones de nivel de la superficie del agua en el vaso necesita estar afectada con referencia a la altura de la superficie del agua en el vaso en el instante en el que es conectado con el mar.

Sin embargo, si el vaso ha estado comunicado con el mar durante largo tiempo, las fluctuaciones de la superficie del agua en el vaso llegan a ser estables y las fluctuaciones entre límites ya no varían con el tiempo. Los mismos límites pueden ser establecidos no tomando en cuenta las condiciones iniciales en que hubo estado el nivel en el vaso. Sin embargo, las fluctuaciones de la superficie del agua en el vaso son periódicas, y no se puede decir que la variación corresponda a una curva senoidal pura, debido a que la resistencia a la fricción del canal de unión varía con el cuadrado de la velocidad media.

Considerando que los desplazamientos de la superficie del agua en el mar y en el vaso están dados sobre un eje común en el tiempo t , o por el parámetro adimensional Θ (ver figura IV.33), el origen del tiempo debe ser tomado en el instante en que h_2 y h_1 son iguales y h_2 comienza a crecer más rápidamente que h_1 . Entonces, como se muestra en la figura IV.33, $h_2 = 0$ cuando $\Theta = \tau$. Teniendo en cuenta que la ascilación de la superficie del mar viene dada por:

$$h_2 = \text{sen } (\theta - \zeta), \quad 0 < \theta < 2\pi \quad \dots\dots (4.17.a)$$

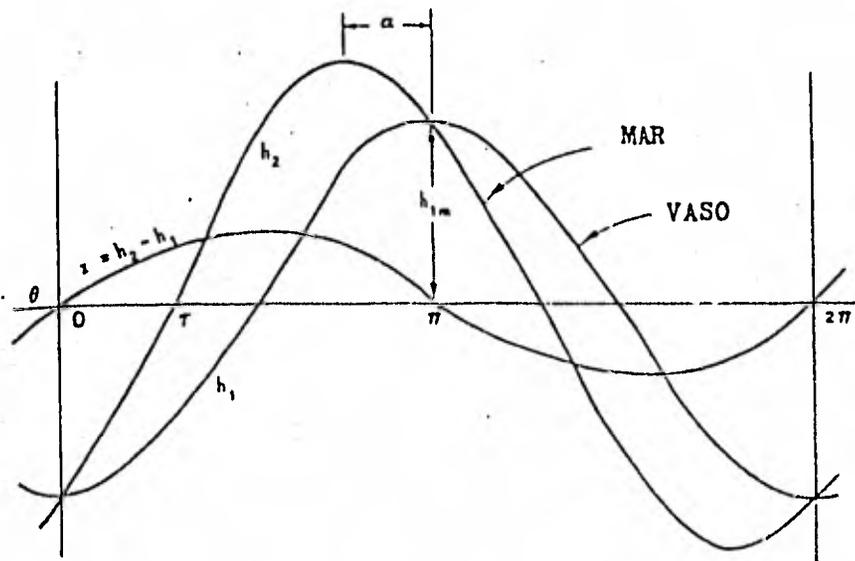


FIG. IV.33 Variaciones de la superficie del mar y el vaso

debe considerarse que se sostendrá el método de solución a seguir durante la porción de tiempo en el cual el nivel del agua en el mar sea mayor al nivel del agua en el vaso. Se podrá considerar que durante un tiempo $T/2$ la superficie del mar es mayor que la superficie en el vaso. La suposición se verificará después. Acordando que la determinación de h_1 debe estar separada en rangos de valores comprendidos en $0 < \theta < T\pi$ y $T\pi < \theta < 2T\pi$, donde el primer rango $T/2$ es cuando $h_2 > h_1$ y el segundo lapso $T/2$ es cuando $h_1 > h_2$, se tiene:

Para el primer lapso $T/2$, $h_2 > h_1$, tenemos:

$$h_2 > h_1, \quad 0 < \theta < \pi$$

$$h_2 = \text{sen}(\theta - z) \dots \dots \dots (4.18)$$

$$\frac{dh_1}{d\theta} = K \sqrt{(h_2 - h_1)} \dots \dots \dots (4.19)$$

$$h_2 = h_1, \quad \theta = 0$$

$$\text{y } h_2 = h_1, \quad \theta = \pi$$

Para el segundo lapso $T/2$, $h_1 > h_2$, tenemos:

$$h_1 > h_2, \quad \pi < \theta < 2\pi$$

$$h_2 = \text{sen}(\theta - z) \dots \dots \dots (4.20)$$

$$\frac{dh_1}{d\theta} = -K \sqrt{h_1 - h_2} \dots \dots \dots (4.21)$$

$$h_2 = h_1, \quad \theta = \pi$$

$$\text{y } h_2 = h_1, \quad \theta = 2\pi$$

En vez de determinar h_1 directamente, es más conveniente obtener la diferencia, $h_1 - h_2$, de esta manera -- poniendo:

$$z = h_2 - h_1, \quad 0 < \theta < \pi \dots \dots \dots (4.22)$$

la ecuación (4.19) se reduce a:

$$\frac{dz}{d\theta} = -K \sqrt{z} + \frac{dh_2}{d\theta}$$

introduciendo después el valor de h_2 de la ecuación (4.20), el problema matemático para el primer rango se desarrolla como sigue, para la determinación de z :

$$z > 0, \quad 0 < \theta < \pi$$

$$\frac{dz}{d\theta} = -K \sqrt{z} + \cos \theta \cos z + \operatorname{sen} \theta \operatorname{sen} z \dots (4.23)$$

$$z = 0, \quad \theta = 0$$

$$z = 0, \quad \theta = \pi$$

Para el segundo rango, poniendo:

$$z = h_1 - h_2, \quad \pi < \theta < 2\pi \dots (4.24)$$

con la ecuación (4.21) llegamos a:

$$\frac{dz}{d\theta} = -K \sqrt{z} - \frac{dh_2}{d\theta}$$

introduciendo la transformación:

$$\theta = \pi + \beta \dots (4.25)$$

y por lo tanto la relación:

$$h_2 = -\operatorname{sen}(\beta - z)$$

el problema matemático para el segundo rango involucra para su solución, las relaciones:

$$z < 0, \quad 0 < \beta < \pi$$

$$\frac{dz}{d\beta} = -K \sqrt{z} + \cos \beta \cos \zeta + \sin \beta \sin \zeta \dots (4.26)$$

$$\begin{aligned} z &= 0, \beta = 0 \\ z &= 0, \beta = \pi \end{aligned}$$

Comparando las ecuaciones (4.23) y (4.26) nos indican que será suficiente obtener la solución de z sólo para el primer rango. El comportamiento de z para el segundo rango puede ser deducido. La misma comparación nos muestra también que la porción del tiempo durante el cual la superficie del mar es superior a la superficie del vaso corresponde a un tiempo $T/2$. Por lo tanto, la suposición original queda comprobada.

Entonces la solución a la ecuación (4.23) queda de la forma:

$$z = f(\Theta) \dots \dots \dots (4.27)$$

y ya que:

$$h_1 = h_2 - z, \quad 0 < \Theta < \pi$$

el valor de h_1 para este rango es:

$$h_1 = \sin(\Theta - \zeta) - f(\Theta) \dots \dots \dots (4.28)$$

Nuevamente, debido a que la solución de la ecuación (4.26) es de la forma:

$$z = f(\beta) \dots \dots \dots (4.29)$$

y como:

$$h_1 = z + h_2, \quad 0 < \beta < \pi$$

el valor de h_1 para el segundo rango es:

$$h_1 = \text{sen } (\beta - z) + f(\beta), \theta = \pi + \beta \dots (4.30)$$

La interpretación geométrica acerca de esta discusión es fácilmente inferida. La curva de h_1 para el primer rango es ascendente, es decir, su pendiente es mayor o igual que cero. La curva de h_1 , para el segundo rango es invertida y movida a lo largo del eje θ una distancia π .

Método aproximado de solución.

La determinación de la forma de z queda satisfecha por una ecuación diferencial (ecuación 4.23), que puede ser resuelta en varias formas. Como están involucrados cambios periódicos, es preferible la solución tomando en cuenta la función circular de θ . De esta forma y utilizando las series de Fourier para la solución de $\sqrt{\text{sen } \theta}$ se llega a:

$$z = a_1 \text{ sen } \theta + a_1 b_3 (\text{cos } \theta - \text{cos } 3\theta) + a_1 a_3 \text{ sen } 3\theta (4.31)$$

$$z^{1/2} = a_1^{1/2} (N_1 \text{ sen } \theta + N_3 \text{ sen } 3\theta) + \frac{b_3 N_1}{2} (\text{cos } \theta - \text{cos } 3\theta) + \frac{a_3 N_1}{2} \text{ sen } 3\theta \dots (4.32)$$

y :

$$\frac{dz}{d\theta} = a_1 \text{ cos } \theta + a_1 b_3 (-\text{sen } \theta + 3\text{sen } 3\theta) + 3 a_1 a_3 \text{ cos } 3\theta \dots (4.33)$$

donde N_1 toma el valor de 1.1107, N_3 el valor de 0.1580 y a_1 , a_3 , b_1 y b_3 son constantes a determinar.

Tomando en cuenta que las fluctuaciones de la superficie del agua en el vaso están dadas por $h_1 = z + h_2$ y que z está dada por la ecuación (4.31), las cantidades a_1 , a_3 , b_3 y ζ son los parámetros que determinan la forma de las fluctuaciones en el vaso como función del tiempo. Estas constantes dependen individualmente del coeficiente de llenado K . Sus valores, determinados de acuerdo a lo proyectado en el planteamiento de las relaciones al respecto, están dados en la tabla 4.1.

En el método usado, los resultados están obtenidos dentro de la solución con una segunda aproximación de la ecuación diferencial, ecuación 4.23. El método del análisis es semejante a uno que pueda tener grandes aproximaciones. Esta posibilidad, sin embargo, tiene únicamente un significado teórico, tomando en cuenta que los cálculos que hay que hacer son muy largos y pueden ser evitados.

IV.4.3 Amplitud de mareas en el vaso y desfaseamiento.

El rango de mareas en el vaso es el doble del desplazamiento máximo de la superficie del agua en el vaso medida a partir del nivel medio del mar. Los máximos y mínimos desplazamientos corresponden a la diferencia nula de z ($h_2 = h_1$), ya que para estos puntos $dh_1/d\theta$ es nula (ver ecuación 4.19). Como z es nula en los puntos $\theta = 0$ y $\theta = \pi$, es suficiente el considerar el valor de-

h_1 en $\Theta = \pi$, donde h_1 es máxima, llamando a este valor h_{1m} . Tomando en cuenta las características adimensionales de esta cantidad, nos muestra que h_{1m} nos da la proporción del semirango de mareas en el vaso al semirango de mareas en el mar. Ya que en $\Theta = \pi$, h_{1m} es igual a h_2 y como el valor de h_2 en $\Theta = \pi$ es $\text{sen } \zeta$ (ver ecuación 4.18), la proporción de la semiamplitud de mareas en el vaso a la semiamplitud de mareas en el mar es:

$$h_{1m} = \text{sen } \zeta \dots \dots \dots (4.34)$$

La relación de la amplitud de mareas en el vaso a la amplitud de mareas en el mar es también $\text{sen } \zeta$. Los valores de $\text{sen } \zeta$ como una función de K se muestran en la tabla 4.2. Entonces la amplitud de mareas en el vaso se puede leer directamente de la tabla y por lo tanto el coeficiente de llenado K es conocido para un vaso en particular (ver figura IV.34).

La siguiente pregunta a considerar es el retardo entre el máximo desplazamiento de la superficie del agua en el mar y el máximo desplazamiento del agua en el vaso. Expresando el retardo en radianes y denotándolo por α , el máximo desplazamiento de la superficie del agua ocurre en Θ_m y tiene el valor, de la ecuación (4.18);

$$\Theta_m - \zeta = \frac{\pi}{2}, \quad \Theta_m = \frac{\pi}{2} + \zeta$$

El máximo desplazamiento de la superficie del agua en el vaso ocurre cuando $\Theta = \pi$. Entonces el desfase es:

$$\alpha = \pi - \Theta_m \quad \delta$$

$$\alpha = \frac{\pi}{2} - \zeta \dots \dots \dots (4.35)$$

TABLA 4.1

PARAMETROS DE LA VARIACION DE LA SUPERFICIE
DEL AGUA EN EL VASO, COMO FUNCION DE K.

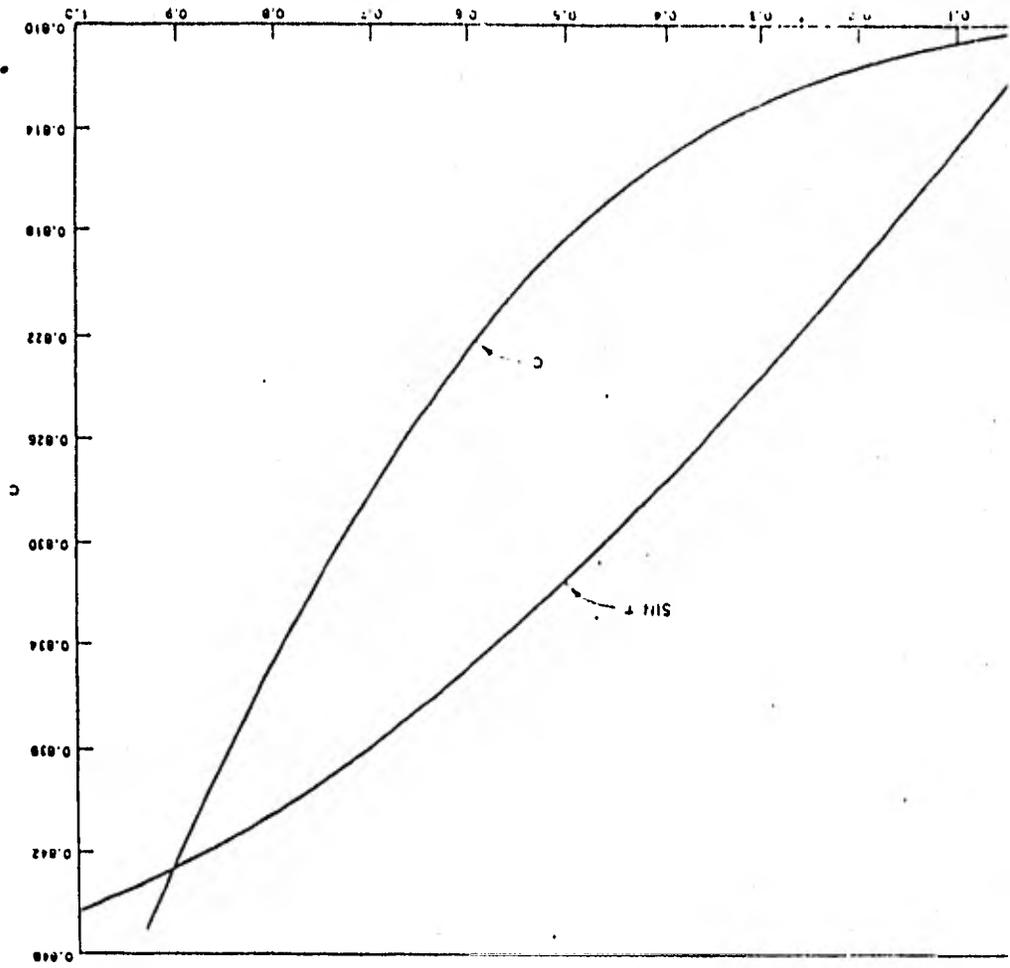
K	a_1	a_3	b_3	$\cos \zeta$	$\text{sen } \zeta$
0.1	0.9936	-0.0001	-0.0052	0.99327	0.115804
0.2	0.9745	-0.0004	-0.0106	0.97334	0.22934
0.3	0.9435	-0.0009	-0.0164	0.94086	0.33874
0.4	0.9020	-0.0017	-0.0220	0.89735	0.44137
0.5	0.8515	-0.0028	-0.0282	0.84425	0.53593
0.6	0.7942	-0.0043	-0.0347	0.78386	0.62091
0.7	0.7325	-0.0063	-0.0418	0.71856	0.69549
0.8	0.6689	-0.0089	-0.0495	0.65091	0.75917
0.9	0.5997	-0.0123	-0.0579	0.57732	0.81649
1.0	0.5451	-0.0165	-0.0664	0.51783	0.85551
1.2	0.4369	-0.0281	-0.0849	0.39949	0.91676
1.4	0.3489	-0.0448	-0.1038	0.30119	0.95357
1.6	0.2811	-0.0661	-0.1201	0.22449	0.97446
1.8	0.2294	-0.0910	-0.1327	0.16588	0.98614
2.0	0.1893	-0.1177	-0.1401	0.12160	0.99258
3.0	0.8830 X 10^{-1}	-0.2207	-0.1187	0.02953	0.99956
4.0	0.5032 X 10^{-1}	-0.2606	-0.0802	0.01037	0.99995
5.0	0.3232 X 10^{-1}	-0.2740	-0.0532	0.00575	0.99898
6.0	0.2249 X 10^{-1}	-0.2794	-0.0377	0.00363	0.99999
7.0	0.1653 X 10^{-1}	-0.2817	-0.0280	0.00256	1.0000
8.0	0.1266 X 10^{-1}	-0.2828	-0.0215	0.00192	1.0000
9.0	0.1001 X 10^{-1}	-0.2835	-0.0170	0.00150	1.0000
10	0.8105 X 10^{-2}	-0.2845	-0.0138	0.00119	1.0000
20	0.2026 X 10^{-2}	-0.2845	-0.0035	0.00030	1.0000
30	0.9007 X 10^{-3}	-0.2845	-0.0015	0.00013	1.0000
40	0.5066 X 10^{-3}	-0.2845	-0.0009	0.00008	1.0000
50	0.3242 X 10^{-3}	-0.2845	-0.0006	0.00005	1.0000
60	0.2252 X 10^{-3}	-0.2845	-0.0004	0.00004	1.0000
70	0.1654 X 10^{-3}	-0.2845	-0.0003	0.00003	1.0000
80	0.1267 X 10^{-3}	-0.2845	-0.0002	0.00002	1.0000
90	0.1001 X 10^{-3}	-0.2845	-0.0002	0.00001	1.0000
100	0.8105 X 10^{-4}	-0.2845	-0.0001	0.00001	1.0000

TABLA 4.2

COEFICIENTE C EN LA FORMULA DEL PRISMA DE MAREAS
Y LA AMPLITUD DE LA MAREA EN EL VASO

<u>K</u>	<u>sen α</u>	<u>C</u>	<u>K</u>	<u>sen</u>	<u>C</u>
0.1	0.1158	0.8106	4.0	0.9999	0.9993
0.2	0.2293	0.8116	5.0	0.9999	0.9994
0.3	0.3387	0.8128	6.0	1.0000	0.9997
0.4	0.4414	0.8153	7.0	1.0000	0.9997
0.5	0.5359	0.8184	8.0	1.0000	0.9998
0.6	0.6209	0.8225	9.0	1.0000	0.9998
0.7	0.6955	0.8288	10.0	1.0000	0.9998
0.8	0.7592	0.8344	20	1.0000	0.9998
0.9	0.8165	0.8427	30	1.0000	0.9999
1.0	0.8555	0.8522	40	1.0000	0.9999
1.2	0.9168	0.8751	50	1.0000	0.9999
1.4	0.9536	0.9016	60	1.0000	1.0000
1.6	0.9745	0.9267	70	1.0000	1.0000
1.8	0.9861	0.9484	80	1.0000	1.0000
2.0	0.9926	0.9650	90	1.0000	1.0000
3.0	0.9996	0.9950	100	1.0000	1.0000

FIGURA IV.34 RELACION DEL COEFICIENTE DE LLANADO K CON C Y SEN



IV.4.4 Prisma de mareas y máxima velocidad media en el canal.

El volumen de agua en el vaso incluido entre los dos planos horizontales, uno dado por la elevación máxima de la superficie durante un ciclo de marea y el otro dado por la elevación menor de la superficie, es conocido como el prisma de mareas. Designando el volumen del prisma por Ω , si Q_m es el máximo gasto a través del canal durante medio ciclo de mareas, el volumen del prisma, el máximo valor de descarga y el período de mareas pueden ser relacionados por la expresión:

$$\frac{T Q_m}{\pi \Omega} = C \dots \dots \dots (4.36)$$

donde C es un número adimensional.

El valor de C es cercano a la unidad, y su valor exacto depende del coeficiente de llenado K. Esta dependencia será determinada después.

Con la máxima velocidad media denotada por V_m ,

$$Q_m = a V_m$$

También por la condición de continuidad,

$$\Omega = a \int_0^{T/2} v dt$$

ya que $z = h_2 - h_1$:

$$v \doteq \sqrt{z}$$

y

$$v_m \doteq (\sqrt{z'})_m$$

el subíndice m indica que se toman los máximos valores. Entonces:

$$\frac{Q_m}{\Omega} = \frac{(\sqrt{z'})_m}{\int_0^{T/2} \sqrt{z'} dt}$$

o, ya que $2\pi dt = T d\theta$:

$$\frac{T Q_m}{2\pi\Omega} = \frac{(\sqrt{z'})_m}{\int_0^\pi \sqrt{z'} d\theta} \dots \dots (4.37)$$

Siendo θ_1 el valor de θ que corresponde a z máxima en este punto $\sqrt{z'}$ es también máximo. Acordando, $dz/d\theta = 0$, y de la ecuación (4.33):

$$\cos \theta_1 + b_3 (-\operatorname{sen} \theta_1 + 3\operatorname{sen} 3\theta_1) + 3a_3 \cos 3\theta_1 = 0$$

Ello puede mostrar que la más pequeña raíz de esta ecuación es:

$$\theta_1 = \frac{\pi}{2} + \xi \dots \dots (4.38)$$

donde:

$$\xi = - \frac{4}{1 - 9a_3} b_3$$

$$\cos \Theta_1 = -\xi$$

$$\cos 3\Theta_1 = 3\xi$$

$$\text{sen } \Theta_1 = 1, \text{ sen } 3\Theta_1 = -1$$

De la ecuación (4.32) el máximo valor de \sqrt{z} es:

$$\begin{aligned} (\sqrt{z'})_m &= a_1^{1/2} (N_1 \text{ sen } \Theta_1 + N_3 \text{ sen } 3\Theta_1 \\ &\quad + \frac{b_3 N_1}{2} (\cos \Theta_1 - \cos 3\Theta_1) \\ &\quad + \frac{N_1 a_3}{2} \text{ sen } 3\Theta_1) \end{aligned}$$

Introduciendo el valor de Θ_1 de la ecuación (4.38), esto se reduce a:

$$(\sqrt{z'})_m = a_1^{1/2} (N_1 - N_3 - 2N_1 b_3 \xi - \frac{N_1 a_3}{2} \dots) \quad (4.39)$$

Nuevamente, de la ecuación (4.32) e integrando:

$$\int_0^\pi z^{1/2} d\Theta = 2a_1^{1/2} (N_1 + \frac{1}{3}N_3 + \frac{1}{6}N_1 a_3) \dots \quad (4.40)$$

Sustituyendo estas expresiones, ecuaciones (4.39) y (4.40), en la ecuación (4.37) y tomando en cuenta el hecho de que N_3 , a_3 y b_3 , z son todas cantidades pequeñas, tenemos:

$$\frac{T Q_m}{\pi \Omega} = 1 - \frac{4}{3} \frac{N_3}{N_1} - 2b_3 \xi - \frac{2}{3} a_3$$

El miembro de la derecha de la ecuación es expresa--

do por C en la ecuación (4.36), esto es:

$$C = 1 - \frac{4}{3} \frac{N_3}{N_1} - 2b_3 \xi - \frac{2}{3} a_3 \dots \dots \dots (4.41)$$

Es obvio que C depende de K, ya que a_3 , b_3 y ξ dependen de K. Valores de C calculados usando la última expresión están dados en la tabla 4.2. En ella se muestra que para valores de K comprendidos entre 0.1 y 100 el valor de C varía de 0.8106 a 1.0000 (ver figura IV.34).

La fórmula para el prisma de mareas es importante para poder evaluar la máxima velocidad media en el canal. - Por la definición del prisma de mareas:

$$\Omega = 2 h_{1m} A H$$

donde h_{1m} es la relación del máximo desplazamiento de la superficie del agua en el vaso, al máximo desplazamiento de la superficie en el mar. Entonces, usando la ecuación (4.34):

$$\Omega = 2 A H \operatorname{sen} \zeta$$

como antes,

$$Q_m = V_m a$$

Introduciendo esto en la fórmula de prisma de mareas, ecuación (4.36), nos da:

$$V_m = 2 \pi C \frac{A}{a} \frac{H}{T} \operatorname{sen} \zeta \dots \dots (4.42)$$

Esta es la ecuación que nos relaciona la máxima ve--

locidad media en el canal con la amplitud de marea en el mar, $2H$. En la expresión, H está dada en pies y T en segundos.

IV.5 ESTABILIDAD DE ACCESOS COSTEROS.

El equilibrio o estabilidad de los canales a marea-libre puede analizarse en dos forma: la primera, considerando la posición de la entrada con respecto a su localización en planta -estabilidad horizontal-, y la segunda, tomando en cuenta las características de la sección transversal -estabilidad vertical-.

IV.5.1 Estabilidad horizontal.

Los canales podrán ser estables o migratorios. La -estabilidad o la migración es función de su edad. En el caso de albuferas, puede abrirse un canal durante una --tormenta, cerrándose de inmediato; pero si las condiciones interiores de la laguna son favorables, es posible -que permanezca abierto, iniciando un proceso migratorio, que de no existir interferencias, puede adoptar una situación estable. En este proceso, tiene una gran influencia el acarreo litoral M , el área de entrada a y la longitud L del canal.

Consideremos una entrada cuyas características estén cerca del ideal (figura IV.35). En este caso la barra tiene una disposición tal, que su centro de curvatura está muy próximo a la sección principal de salida. El oleaje, por efectos de refracción, generará un sistema -

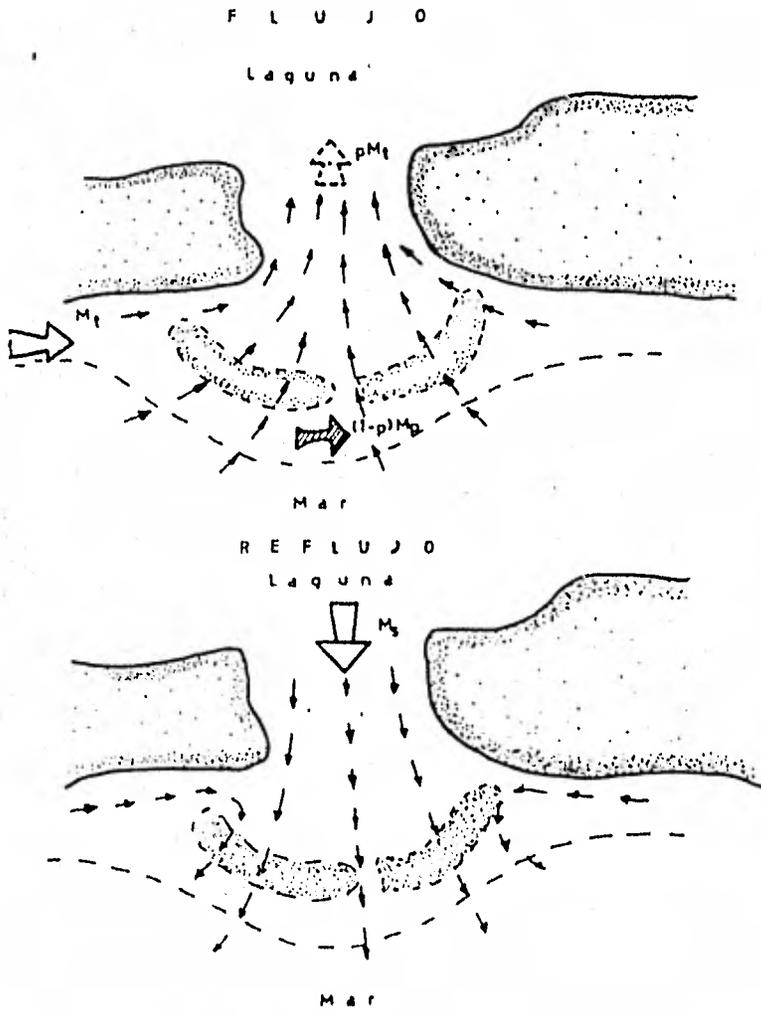


FIGURA IV.35 FORMAS DEL PASO DEL MATERIAL.

de transporte tanto normal como paralelo a la costa y -- orientado hacia la boca. Dicho material es susceptible -- de ser arrastrado hacia el interior de la laguna, donde -- existe un predominio de las corrientes de flujo sobre -- las de reflujo. Si llamamos M_t al acarreo litoral total -- y p al porcentaje del mismo, que es llévado por el flujo -- hacia el canal, $(1 - p) M_t$ será el material que pase por -- barra.

Por otro lado, llamemos M_s a la capacidad de trans-- porte que tiene el canal debido al flujo y reflujo. Se -- puede examinar la estabilidad horizontal a la luz de las -- relaciones de longitud del canal, material que entra al-- canal y capacidad de transporte del mismo. Mientras que -- estas relaciones se mantengan dentro de un valor tal que -- $M_s > p M_t$ y el canal no sea demasiado largo, la estabili-- dad está asegurada en un cierto grado.

Hay que considerar también el efecto que pueda te-- ner sobre la boca la presencia de escolleras. En térmi-- nos generales, según O'Brien, las escolleras no sólo es-- tabilizan la posición de una entrada, sino que la prote-- gen contra el cierre de ella por acción del oleaje; aún-- más, la dimensión del área puede ser muy reducida siem-- pre y cuando esté debidamente protegida.

También es necesario considerar el efecto que ten-- drán las escolleras en el régimen costero. Si se consti-- tuyen en una barrera completa, las playas adyacentes su-- frirán la reorientación típica que se presenta por la -- presencia de un obstáculo normal a la playa. En términos -- generales se estima que las escolleras pueden reducir en -- un 33% el material que entró a las bocas. Cuando un cier--

to porcentaje pasa de un lado a otro de las escolleras, - se presentará una situación similar a la anterior dando también lugar a la formación de bajos.

En todos los casos hay que prever que el cordón litoral sea lo suficientemente robusto para no debilitarse por las erosiones y dar lugar a la apertura de nuevas bocas que restarían eficiencia a la original.

IV.5.2 Estabilidad vertical.

La estabilidad de la sección transversal está ligada con la estabilidad horizontal en el aspecto relativo a la forma de paso del acarreo litoral de un lado a otro de la entrada, independientemente de la estabilidad de la sección transversal propiamente dicha. Examinemos con cierta amplitud cada uno de los factores que es necesario considerar para el análisis completo de estabilidad.

Los agrupamos en dos tipos fundamentalmente:

- a) Los que generan estabilidad.
- b) Los que la contrarrestan.

El primero lo representa el intercambio de agua, debido a la marea, en tanto que el segundo el acarreo litoral.

IV.5.3 Factores de estabilidad.

Entre ellos, el básico para los análisis, es el - -

prisma de marea que es el volumen en la laguna, comprendido entre el nivel de mareas bajas y el de mareas altas. Sin embargo, esta definición pierde generalidad a medida que aumenta el área de la laguna debido a: desfases, pérdidas y modificaciones por la configuración del fondo. Es decir, en general se tiene que la pleamar y la bajamar tienen, en el interior de la laguna, un retardo con respecto a la entrada. Además, el tiempo de flujo es menor a medida que el punto considerado se aleja de la entrada, variando este tiempo de acuerdo con el tipo de marea y también la amplitud de la misma no es necesariamente menor en el interior de la laguna que en la entrada.

Es conveniente agregar las observaciones de O'Brien, quien señala que cuando la diferencia en áreas entre los niveles de marea baja y alta no es mayor del 25% es posible valuar el prisma con una aproximación de $\pm 10\%$; pero cuando esta diferencia aumenta o se tienen características de mareas muy variables dentro de la laguna, el cálculo del prisma tendrá que hacerse por áreas parciales, tomando en cuenta variaciones de amplitud y fase, o más simplemente, efectuando mediciones directas de velocidad en la entrada.

Una vez establecido un cierto valor del prisma de marea Ω , el área mínima de equilibrio de la entrada del canal, con o sin escolleras, está controlada por dicho prisma de marea y por tanto, una reducción en él traerá como consecuencia una reducción en esa área.

Asimismo, cuando existen dos o más bocas en la misma laguna, el cierre de una de ellas traerá como consecuen-

cia, según O'Brien, un aumento en las dimensiones de las otras.

Este argumento es un tanto cuanto discutible, sobretudo si se piensa en un vaso de gran extensión y con una geometría irregular. Por otra parte, es necesario de --- acuerdo con las recomendaciones de Krus Abecasis, mantener la entrada lo más cerca posible del centro de masas - activas del agua dentro de la laguna. Conservando en mente lo anterior, es conveniente analizar los efectos del - gasto máximo Q_m , la velocidad media máxima y el esfuerzo cortante.

Inicialmente los valores de la velocidad y el gasto pueden obtenerse del prisma o si se quiere, en primera -- aproximación pueden emplearse las expresiones:

$$\begin{aligned} V_{\text{med máx}} &= R^{1/8} - 0.2 \quad \text{Si } R \geq 5 \text{ mt} \\ V_{\text{med máx}} &= R^{1/8} - 0.1 \quad \text{Si } R < 5 \text{ mt} \end{aligned} \quad \dots (4.42)$$

(V en m/seg., si R en m)

Su relación con Z puede hacerse a través de la fórmula de Chezy:

$$\begin{aligned} Z &= \rho g R s \\ V &= C R s \quad \dots (4.43) \\ Q &= V a \end{aligned}$$

El factor Z merece atención particular, no obstante la discrepancia de opiniones sobre la importancia de él - en el análisis de estabilidad. Se piensa que los elementos de juicio de Bruun y Gerritsen son más sólidos y por-

tanto se utilizará el criterio de estos autores.

El esfuerzo cortante τ debe analizarse considerando ciertos valores específicos, ellos son el esfuerzo -- cortante crítico τ_c y el esfuerzo cortante de estabilidad τ_s .

El valor del esfuerzo cortante se ve directamente - afectado por el contenido de material en suspensión en - el agua, así como también por el porcentaje "p" de acarreo litoral. Cerca de la entrada el movimiento de arena en el fondo y en suspensión, es complicado debido al doble efecto de corrientes de marea y efecto oscilatorio - producido por el oleaje; además que por la refracción -- producida por la barra el transporte litoral está siem-- pre orientado hacia la boca y en general, de acuerdo con lo indicado en la figura IV.35, el acarreo litoral tenderá a cerrar la boca, aumentando esta tendencia con una - acción severa y prolongada del oleaje, salvo en el caso - de algunas tormentas en que la barra puede ser fuertemente erosionada y la boca, ampliada. Es decir, para cada - tamaño de entrada, habrá un cierto tipo de oleaje, de altura y duración determinados, que puedan cerrar la boca - no obstante el efecto de las corrientes de marea. Hechas las observaciones anteriores Bruun propone los siguientes valores del esfuerzo cortante de estabilidad:

CONDICION	τ_s (kg/m ²)
- Transporte litoral de fondo y en sus- pensión considerables.	0.50
- Transporte litoral de fondo y en sus- pensión medios.	0.45

CONDICION ζ_s (kg/m²)

- Transporte litoral y en suspensión bajos 0.35

A partir de lo anterior la expresión correspondiente para el área de estabilidad es:

$$a_s = \frac{Q_m}{C \sqrt{\frac{\zeta_s}{\rho g}}} \dots \dots \dots (4.44)$$

donde:

C = Coeficiente de Chezy = 30 + 5 log a
 a en m², C en m^{1/2}/seg.

C, el coeficiente de Chezy, es una medida de la rugosidad hidráulica y ρg es el peso específico del agua.- Basados en el conocimiento del tamaño aproximado de la sección transversal y la velocidad de flujo, se obtuvo la expresión que relaciona los valores de C con el área de la sección transversal de bocas de marea, desarrollada en Holanda (C = 30 + 5 log a).

En cuanto al canal propiamente dicho, tendrá una cierta capacidad de transporte M_s que será función del esfuerzo cortante y consecuentemente de la velocidad media máxima, según Bagnold:

$$q_s = \frac{\zeta_0 V}{(\gamma_s - \gamma)} \left[\frac{e_b}{\tan \alpha} + \frac{e_s V}{W} \right] \dots (4.45)$$

IV.5.4 Variables para el análisis de estabilidad.

Estas relaciones tienen por objeto conocer la situación existente o que puede presentarse en una boca; las preguntas básicas son:

¿Cómo pasará el material de un lado a otro de la boca?

¿Qué grado de estabilidad puede esperarse?

¿Las corrientes de marea, son capaces de mantener libre de azolves al canal?

Haciendo un resumen, los elementos que nos permitirán establecer las relaciones para responder a cada una de las preguntas anteriores son:

Ω - prisma de marea para mareas vivas (m^3/ciclo)

Q_m - gasto máximo para mareas vivas (m^3/seg)

V_m - velocidad máxima media (m/seg)

M_t - acarreo litoral total ($m^3/\text{año}$)

M_n - acarreo litoral neto ($m^3/\text{año}$)

M_s - capacidad de transporte de la sección ($m^3/\text{año}$)

p - porcentaje del acarreo litoral que entra al canal

τ - esfuerzo cortante en el canal (kg/m^2)

τ_s - esfuerzo cortante de estabilidad (kg/m^2)

a - área de la sección (m^2)

a_s - área de la sección estable (m^2)

IV.5.5 Forma de paso del material.

En la naturaleza se observan dos formas de paso del material de un lado a otro de la boca. La primera es por barrera, o sea frente al canal se forma una barra convexa hacia el mar que sirve de "puente" por donde circula el arrastre de fondo. Esta condición no es muy favorable cuando se pretende utilizar el acceso para entrada de embarcaciones. La segunda es utilizando las corrientes de marea como medio de transporte; el material es arrastrado hacia el canal por las corrientes de flujo y regresado hacia al mar, del otro lado de la boca, con las de reflujó. Esta condición es en extremo favorable, siempre y cuando las características del canal sean tales que no se produzcan depósitos en su extremo interior. La forma de paso está determinada según Bruun, por la relación entre el gasto máximo y el acarreo litoral neto.

$$r = \frac{M_n}{Q_m} \dots \dots \dots (4.4c)$$

Si $r > 200 - 300$ paso por barra

$r < 10 - 20$ paso por corriente de marea

Normalmente pueden presentarse formas de paso combinadas, ya que el intervalo entre 20 y 200 es demasiado grande. En general mientras más regular sea el transporte por una acción moderada o fuerte del oleaje en las playas inmediatas a la boca, existirán mejores condiciones para el paso del material. También hay que considerar el efecto de escolleras en la desembocadura. Normalmente el escollero da lugar a un paso de tipo mixto, dependiendo el predominio de uno sobre otro, si el aca-

rreo se mueve por lo alto de la playa o por corrientes - litorales.

IV.5.6 Grado de estabilidad.

La relación que da el mejor índice es la establecida entre el prisma de marea y el acarreo litoral neto. - Si;

$$\Omega/M_n < 100 \dots\dots\dots (4.47),$$

existirá una gran tendencia a la formación de bajos y la capacidad de autodragado de las corrientes de marea será muy bajo; de hecho esta situación creará una tendencia - a la divagación e inclusive bifurcación del canal disminuyendo, en consecuencia, la eficiencia hidráulica de la sección. Cuando la relación

$$\Omega/M_n > 150 \text{ a } 200 \dots\dots\dots (4.48), -$$

el grado de estabilidad es aceptable, siendo óptimo cuando el valor es superior a 300. El cociente Ω/M_n proporciona también un criterio para la selección del esfuerzo cortante de estabilidad τ_s ; el criterio es el siguiente:

$\Omega/M_n \leq 600$	$150 < \Omega/M_n < 600$	$\Omega/M_n \leq 150$
$\tau_s \text{ (kg/m}^2\text{)} = 0.46$	0.50	0.51

Este criterio hace ver que para valores muy cercanos o inferiores a una estabilidad aceptable, puede tratarse de subsanar esta deficiencia con un incremento en la velocidad y por tanto, en el esfuerzo cortante de es-

tabilidad, buscando en esta forma mejorar la eficiencia-hidráulica de la sección, hecho que podrá llevar a un incremento en el valor del prisma de marea y en consecuencia en el grado de estabilidad de la sección.

IV.5.7 Capacidad de autoconservación del canal.

El análisis de esta capacidad puede hacerse tomando en cuenta diversas relaciones. Un primer criterio es comparando el valor de la velocidad de las corrientes de marea con la velocidad crítica del material del canal. A este respecto, la experiencia demuestra que es conve---niente que, en general, las velocidades en el canal se conserven superiores a la crítica durante el 60 a 80% del tiempo, es decir, se ha encontrado que la relación V_m/V_c arroja los siguientes valores en cuanto al porcentaje de tiempo de marea en que la corriente es capaz de mantener un autodragado adecuado.

$\frac{V_m}{V_c}$	%
1.05	20
1.30	40
2.00	60
5.75	80

debe tratarse de que $V_m = 2$ a $5 V_c$ (4.49)

Por lo que toca a la comparación entre el gasto máximo Q_m y el acarreo neto M_n , se tiene que si:

$$Q_m/M_n > 0.01 \text{ (4.50),}$$

las condiciones de estabilidad son mejores que si es menor de ese valor. El análisis más completo es quizás el que se hace tomando en cuenta las relaciones entre la capacidad de transporte M_s con el porcentaje de acarreo litoral p M_t que entra al canal; el esfuerzo cortante de la sección τ y el de estabilidad τ_s ; el esfuerzo cortante τ con las características del material, peso volumétrico y D_{50} ; y finalmente entre el porcentaje p , el área de la sección a y el área de estabilidad a_s .

Inicialmente tendríamos los siguientes valores como los más ventajosos:

$$0.5 < \frac{M_s}{p M_t} < 1.5 \quad \dots \quad (4.51)$$

$$0.8 < \frac{\tau}{\tau_s} < 1.2 \quad \dots \quad (4.52)$$

$$1.0 \leq \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma) D_{50}} < 1.5 \quad \dots \quad (4.53)$$

Los valores límites, sobre todo los inferiores están fuertemente afectados por el valor M_t . En función de él la entrada podrá tender hacia un canal no estable, pero con valores del esfuerzo cortante inferiores al crítico para el caso de que el acarreo total sea pequeño; pero si M_t es grande y el prisma de marea reducido, el acceso tenderá a cerrarse. Ahora bien, si el prisma de marea es grande, será más probable el desarrollo de una condición de estabilidad.

Los demás elementos pueden relacionarse en la siguiente forma como los valores más adecuados a la estabi

lidad:

$$0.7 < p \leq 1.6 \quad \dots\dots\dots (4.54)$$

$$0.8 \leq \frac{a}{a_s} \leq 1.2 \quad \dots\dots\dots (4.55)$$

$$\delta \quad \frac{a}{a_s} > 1.5 \quad \dots\dots\dots (4.56)$$

La condición ideal es que tanto "p" como la relación a/a_s se mantengan muy cerca de la unidad. Si a/a_s aumenta considerablemente, el canal tenderá hacia un estado de no erosión que puede representar una situación estable. En cambio, si tiende hacia el límite inferior, existirá una tendencia a la formación de barra tanto mejor desarrollada cuanto menor sea la relación, llegando a cerrarse la entrada, si $a/a_s = 0.4$. Finalmente, es conveniente señalar que para ambos casos mientras más cercano a la unidad esté el valor de "p", se tendrán mejores condiciones de estabilidad. El valor de "p" puede calcularse con la expresión:

$$p = \frac{M_s}{M_t} \quad \dots\dots\dots (4.57)$$

CAPITULO V

OBRAS DE DEFENSA Y ABRIGO

V.1 Clasificación de las Obras de Protección.

Se puede decir que el agua es un elemento susceptible de controlarse y regularse, que nos puede servir para nuestros propósitos, por medio de conjuntos de estructuras que integran las llamadas obras hidráulicas.

Por tanto, las obras hidráulicas se clasificarán según la función que van a desempeñar, siendo dos grandes grupos: obras de aprovechamiento y obras de defensa; estas obras que integran ambos grupos pueden ser urbanas, marítimas, fluviales y lacustres, dependiendo de su lugar de localización.

Dentro de las obras marítimas de aprovechamiento, podemos mencionar las referentes a la desalación del agua de mar para agua potable e irrigación; generación de energía, recreación, transporte, explotación de recursos, etc.; y como obras de defensa, tendremos aquellas encaminadas al control de inundaciones, azolves y erosiones, el control de la contaminación, obras auxiliares para la navegación, etc.

Entonces, para el desarrollo de este tema hablaremos lo relativo a protección de costas, en donde estas obras están encaminadas a defender una playa contra la erosión, azolvamiento o ataque excesivo del oleaje, abastecer o formar una playa, diseñar un puerto en zona costera o el

mantenimiento de un canal de navegación.

Existen numerosas y variadas técnicas de protección de costas; la elección del tipo a emplearse dependerá de la protección que se desee, pero al seleccionar, la forma, el tamaño y la localización de obras de este tipo, no sólo deberá tenerse como objetivo diseñar una obra económica, que satisfaga los resultados deseados, sino que también considera sus efectos sobre las costas adyacentes. Siempre deben evaluarse, el costo de mantenimiento así como el interés y la amortización sobre el capital invertido. Es conveniente hacer un análisis económico de las diferentes soluciones propuestas para un problema, determinando en cada una de ellas el costo anual por metro de costa protegida.

Por tanto, en términos generales las obras de protección se pueden dividir en dos grandes grupos:

- a) OBRAS PARALELAS A LA COSTA.
- b) OBRAS PERPENDICULARES A LA COSTA.

- a) OBRAS PARALELAS A LA COSTA.

Como su nombre lo indica, estas estructuras son paralelas a la orientación general de las curvas batimétricas y pueden estar junto a la playa que protegen, como son el caso de muros de contención, malecones y revestimientos, o separadas de ella, como son los rompeolas paralelos a la costa.

Los malecones, muros de contención y revestimientos, son estructuras dispuestas paralelamente o casi paralelamente a la línea de la costa, para separar una zona terrestre de una de agua. Se emplean generalmente en lugares donde es necesario mantener la costa en una posición determinada en relación con las playas adyacentes, donde hay un escaso abastecimiento de material litoral a la zona y casi no existe playa de protección, como a lo largo de un risco erosionado, o donde se desea mantener una profundidad a lo largo de la línea de la costa, como en el caso de un embarcadero.

La planeación de malecones, muros de contención y revestimientos es relativamente simple, ya que sus funciones se restringen a mantener fijos sus límites. Los factores necesarios para obtener una planeación adecuada de tales estructuras son: uso y forma total de la estructura, localización con respecto a la línea de la costa, longitud, altura y en muchos casos el nivel del suelo respecto al muro en su paramento hacia el mar.

a.1) Muros de contención:

El propósito principal de un muro de contención es detener o prever el deslizamiento de la tierra y como propósito secundario detener o prevenir la erosión causada por la acción del oleaje en un punto o zona determinada.

Tienen la ventaja de que pueden detener la erosión en un punto dado y pueden proteger la playa bajo condiciones de marea alta. No pueden acumular material y tie-

nen la desventaja de incrementar la erosión al pie del muro.

Los muros pueden ser de diversos tipos, según su función principal: tenemos los verticales o casi verticales, de talud, de curva convexa, de curva cóncava, de reentrada o escalonada, como se muestra en la figura V.1

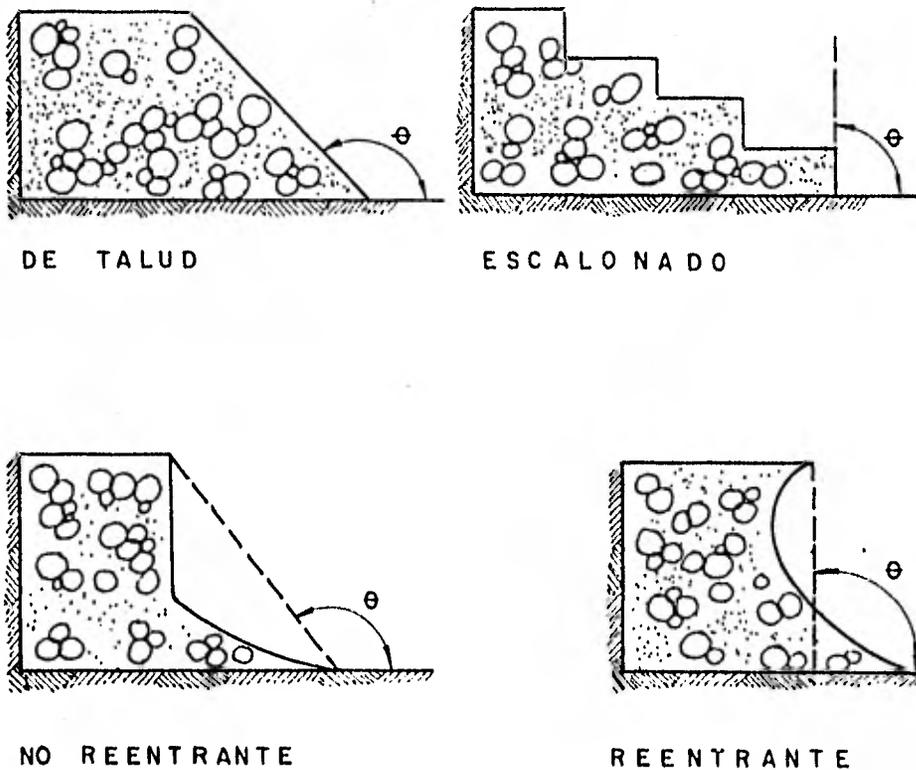


Fig. V.1 Tipos de Muros.

Una estructura vertical o casi vertical permite ser usada como muelle, o lugar de atraque, mientras que --- otras formas necesitan adaptarse con obras adicionales.- En lugares donde se requiere construir una estructura relativamente ligera, una sección vertical (de tablestaca, por ejemplo), con frecuencia pueden construirse más rápida y económicamente que cualquier otro tipo de estructura.

Una estructura vertical es menos efectiva contra la acción del oleaje, ya que puede ocasionar serios problemas de erosión cuando la base del muro se encuentra en - aguas relativamente bajas. El rompimiento de las olas -- contra un muro desvía energía hacia arriba y hacia abajo. La componente hacia abajo causa erosión sobre el mate--- rial que se encuentra en la base del muro. Entonces, pa- ra prever esta acción erosiva, se debe proporcionar una- protección a la base por medio de una coraza de piedras- de un tamaño adecuado para evitar su desplazamiento y de tal graduación que evite pérdidas de material en la ci-- mentación a través de los vacíos entre las piedras y, como consecuencia, el asentamiento de las mismas.

Las estructuras de sección convexa y las de taludes lisos son las menos efectivas para reducir la sobreelevación del oleaje y su uso debe limitarse a aquellas áreas en las cuales la sobreelevación no sea un problema; en - general las estructuras con talud tienden a reducir la - acción erosiva siendo esto una ventaja sobre las estruc- turas verticales.

Las estructuras cóncavas o las reentrantes son las-

de tipo más efectivos en la reducción de la sobreelevación del oleaje al mínimo; en aquellos lugares donde se diseñe la corona del muro para usarse como parte de un camino, andador, etc., esta clase de muros serán los tipos más adecuados para protegerlos.

Por último, el muro de sección escalonada proporciona el acceso más funcional a las zonas de playa desde las áreas protegidas y además reduce la acción erosiva de la resaca.

La construcción de este tipo de estructuras, como son de un malecón, muro de contención o revestimiento generalmente se hace a lo largo de aquella línea a partir de la cual se desea impedir el avance de la línea de costa. Cuando una zona de agua se desea ganar, se puede construir un muro a lo largo de los límites de dicha zona.

a.2) Malecón o Revestimiento:

El propósito principal de un malecón o de un revestimiento es la de proteger la costa y las propiedades cercanas a ésta, evitar la erosión en una zona y mantener fijos sus límites y ocasionalmente pueden funcionar como muro de contención, pero por lo general se diseñan para proteger un terraplén contra la erosión debida a corrientes o a la acción moderada del oleaje y por tal motivo son mucho más ligeros que los muros.

Pueden ser permeables o impermeables; las estructuras permeables tienen la ventaja de que cuando están su-

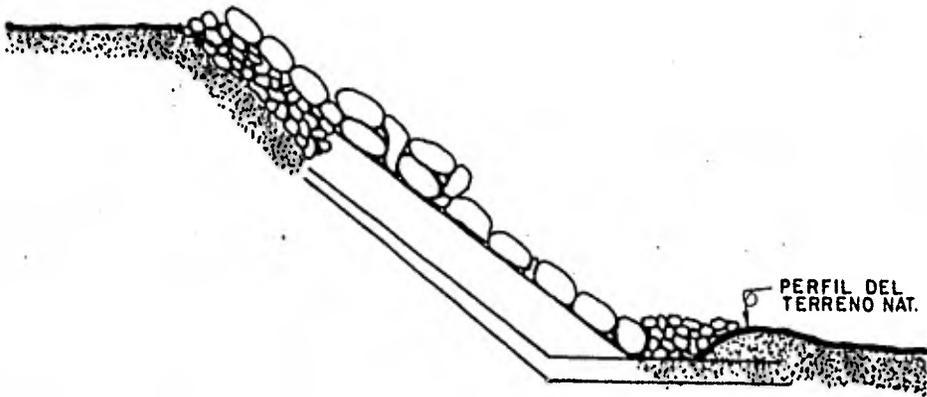
jetas a la acción severa del oleaje no están propensas a fallar completamente, ya que se llevará a cabo un proceso de disgregación de los elementos que las constituyen más bien que un colapso total, y la estructura dañada será más fácil de reparar que la impermeable, ya que sólo será necesario reemplazar material.

Existen dos tipos generales de revestimientos, el tipo rígido, de concreto colado en el lugar, y el flexible, que puede ser de enrocamiento, de bloques de concreto interconectados o de bolsas de concreto (bolsacreto). En la fig. V.2 se muestran estos tipos de revestimientos.

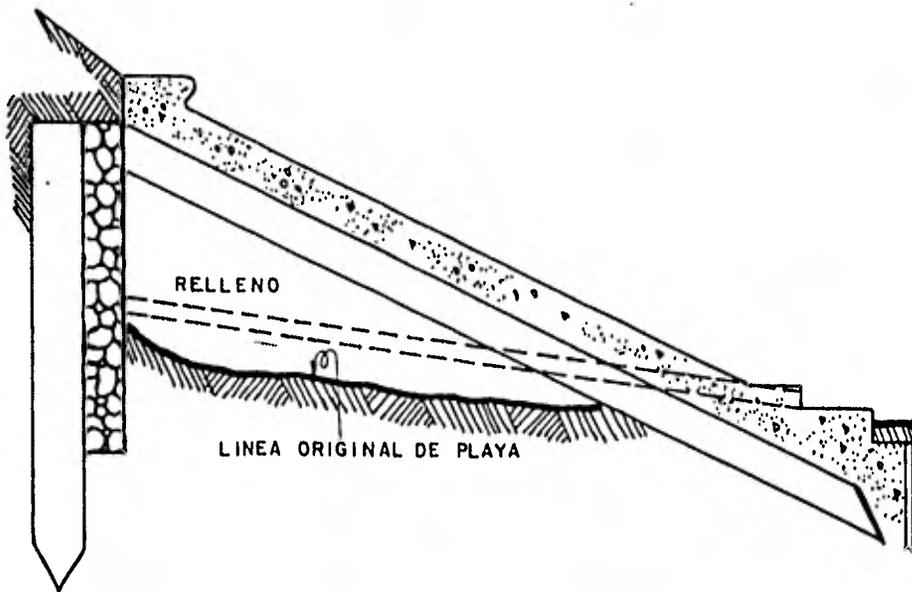
El revestimiento de tipo rígido proporciona una excelente protección marginal, aunque tiene la desventaja de no aceptar asentamientos, por lo que las condiciones de cimentación deben ser las apropiadas.

Las estructuras flexibles proporcionan una excelente protección marginal con la ventaja de que puede presentarse reacomodamientos causados por asentamientos, sin originar grandes fallas estructurales. Otra de las ventajas de las estructuras flexibles es que alivian la subpresión cuando el revestimiento está sujeto a la acción severa del oleaje.

Los revestimientos del tipo de enrocamiento son muy efectivos en cuanto a la disipación y absorción de la energía del oleaje y reducen al mínimo la sobreelevación o roción del mismo.



REVESTIMIENTO FLEXIBLE



REVESTIMIENTO RIGIDO

FIG. V.2 Tipos de Revestimiento

a.3) Rompeolas Paralelo a la Costa.

Un rompeolas es una estructura construida paralela a la costa o a cierta distancia de ella, diseñada para absorber y disipar la energía del oleaje, creando así -- una zona de calma entre el rompeolas y la costa, con el objeto de proporcionar abrigo a un acceso portuario con fines recreativos o bien para originar un depósito litoral, ya que disminuyen el poder del agente erosivo -- las olas -- causando el crecimiento de la playa protegida. -- Cuando se construyen frente a una costa con acarreo litoral, ocasionan un detenimiento local de este transporte, con el consiguiente aumento de material, tendiendo así a causar un incipiente tómbolo, el cual puede proseguir su crecimiento y llegar a conectar el rompeolas con la playa que protege.

El tipo más eficiente de rompeolas será aquél cuya corona no permita que lo sobrepase una cantidad significativa de agua productora del oleaje. La elevación de la corona en un rompeolas depende considerablemente de la altura de la ola, del período del oleaje, la longitud de ola, del talud y de la permeabilidad de la estructura.

b) OBRAS PERPENDICULARES A LA COSTA.

Las estructuras que corresponden a este renglón están conectadas con la playa que protegen y se localizan en la dirección general de las curvas batimétricas.

A continuación se hace mención de los diferentes tipos de obras que se construyen:

b.1) Tómbolos Artificiales:

En la formación de tómbolos lo que se busca es cambiar la configuración morfológica de una zona con el objeto de formar una barrera natural y lograr la estabilidad de una playa.

Un tómbolo es una formación costera ocasionada por la presencia de un obstáculo ya sea natural o artificial en las proximidades de una playa.

Su desarrollo se debe a las tendencias convergentes al transporte que se originan en la playa frente al --- obstáculo; su eficiencia en la defensa de una playa es - creciente y la rapidez con la que crece un tómbolo depen- de del régimen de la playa donde se ubique y la forma de incidir del oleaje.

b.2) Espigones:

Un espigón es una estructura generalmente construida perpendicular a la línea de costa, cuyo fin es el de atrapar material y evitar la erosión de la costa, ya que interpone una barrera al paso del material sólido que - se encuentra en movimiento, actuando como una presa parcial que intercepta una parte del acarreo litoral nor--- mal. Conforme el material se acumula en el paramento que intercepta el acarreo litoral (paramento de depósito), - el abastecimiento de material al lado contrario (paramen- to de erosión) se reduce, produciendo una regresión de - la playa.

Los espigones se pueden usar para estabilizar una -

playa sujeta a períodos intermitentes de avance y retroceso, para prevenir el movimiento de una playa protectora, para formar o ampliar una playa, para estabilizar -- una zona específica reduciendo la cantidad de pérdidas -- de la misma, etc.

Sus proporciones dependerán entre otros factores -- de: tamaño del grano del material costero, el tipo de -- perfil de la playa, el tipo de oleaje y la intensidad -- del transporte litoral.

Los espigones pueden ser permeables o impermeables, fijos o ajustables, dependiendo de la función que van a desempeñar.

Los impermeables tienen una estructura cerrada o casi cerrada, que evita que el acarreo litoral pase a través de ellos, no así los permeables que tienen huecos en su estructura que permiten el paso de cantidades apreciables del acarreo litoral, evitando con ello un cambio -- brusco de la línea de playa. El efecto primario de la -- permeabilidad es reducir la capacidad de depósito. Una -- desventaja de los espigones permeables es su relativa -- ineffectividad para retener una playa bajo condiciones de tormenta.

En lugares donde la acción del oleaje es la causa -- principal del transporte, es improbable que los espigo-- nes permeables sean totalmente satisfactorios como medida de protección de costas.

La mayoría de los espigones construidos son estruc-

turas fijas; sin embargo, en algunos lugares se han con-
truido espigones ajustables con buenos resultados. Con--
sisten esencialmente en tablonces horizontales que cie---
rran los claros entre pilotes, que pueden desplantarse -
verticalmente y fijarse a determinada altura sobre el ni-
vel de la arena, permitiendo el paso del material y apor-
tándolo a la zona correspondiente al paramento de ero---
sión. Son efectivos únicamente donde existe un abasteci-
miento adecuado de material litoral.

También, según los materiales empleados en su cons-
trucción, los espigones pueden ser de pedra, concreto,
madera, acero u otros materiales, o combinación de - - -
ellos.

En la selección del tipo de espigón a emplearse se-
deben tomar en consideración entre otros factores los si-
guientes: disponibilidad y costo de materiales de cons--
trucción, los costos de mantenimiento, la vida económica
y el posible uso de las zonas terrestres, así como las -
características físicas de la playa, como son: la ampli-
tud de marea, el gasto y dirección del transporte lito--
ral, las características del oleaje, las corrientes de -
marea y las variaciones estacionales del perfil playero.

También es importante considerar las característi--
cas del suelo, ya que se puede dar el caso de que el lu-
gar donde sea necesaria la construcción de un espigón --
presente baja capacidad de carga, teniendo entonces que-
considerarse una estructura tipo gravedad, como puede --
ser un espigón de enrocamiento o una estructura celular-
a base de tablestacas; asimismo, cuando se tienen bue--

nas características de cimentación, entonces se puede -- considerar una estructura tipo cantiliver a base de ta-- blestacas de concreto, madera o acero.

Para definir el comportamiento funcional de los es-- pigones, existen diferentes características como son: al tura, longitud, y cuando va a utilizarse más de un espigón en un sistema, el espaciamiento entre ellos.

El perfil del espigón determina la extensión a la - cual se interceptará el acarreo litoral. Un espigón ma-- yor a la elevación natural de la berma, actúa como una - barrera litoral completa, forzando al acarreo a pasar -- hasta el extremo, mientras que un espigón de poca altura interceptará sólo una parte del acarreo disponible, per-- mitiendo el paso de material sobre la corona de la es--- tructura. La longitud de un espigón influye en la exten-- sión a la cual el perfil de la playa se ajustará en la - vecindad de la estructura. De ahí que la longitud y la - altura del espigón determinen las dimensiones del aca--- rreo litoral interceptado.

b.3) Rompeolas Perpendiculares a la Costa:

Un rompeolas es una estructura que sirve para brin-- dar protección contra el oleaje a un área costera; su ob jetivo principal es crear una zona de calma absorbiendo-- y/o disipando la energía del oleaje para, de este modo, - proporcionar protección para lograr seguridad en el atra-- que, operación y manejo de los barcos en un puerto.

Existen básicamente cuatro tipos de rompeolas según

su aspecto funcional:

b.3.1) De talud.- Estos disipan la energía del oleaje al crear artificialmente una profundidad de rompiente por el talud de la estructura; asimismo, como generalmente presentan una irregularidad en su superficie su poder de disipación es mayor.

b.3.2) Verticales.- Con ellos se obstaculiza el avance de la ola, pero no disipa la energía, sino que debido a su disposición se refleja la ola.

b.3.3) Rompeolas dinámicos.- Se usan para amortiguar la acción del oleaje mediante chorros de aire comprimido (rompeolas neumáticos) o de agua (rompeolas hidráulicos).

b.3.4) Rompeolas flotantes.- Se trata de interponer un obstáculo a la transmisión del oleaje para de este modo amortiguarlo, utilizando con este fin elementos más ligeros que el agua, para que puedan flotar, existiendo para ello una gran variedad de elementos.

El uso de estos dos últimos rompeolas, tanto el dinámico como el flotante, se encuentra aún en un plan experimental.

Atendiendo a los materiales que los constituyen, los rompeolas de talud y los verticales pueden ser de enrocamiento, de elementos prefabricados de concreto, combinación de ambos, encofrados o celdas de tablestacas, etc.

El tipo de estructura a usarse dependerá de la disponibilidad de materiales, la profundidad, de las condiciones del fondo, etc.

b.4) Escolleras:

Una escollera es una estructura generalmente perpendicular a la costa que se prolonga dentro de un cuerpo de agua, para encauzar y continuar una corriente o flujo de marea hacia un canal escogido, y prevenir o reducir azolves en el canal debido a los materiales litorales. Las escolleras en la entrada a una bahía o un río, también sirven para proteger el canal de acceso de la acción de las olas de tormenta y corrientes, y cuando se localizan en accesos de marea a través de barras playe--ras, sirven también para estabilizarlos.

Generalmente las escolleras en costas con mar abierto se construyen de piedra, pero se han usado también celdas de tablestaca de acero. En los grandes lagos se han construido escolleras a base de cajones de madera, acero o concreto.

Para su localización se debe realizar un estudio cuidadoso de corrientes de marea, y la sección del canal necesaria para la navegación.

Las escolleras generalmente deben disponerse de tal forma que el canal sea controlado en la posición y dirección correspondiente con el flujo natural de la marea. Su separación deberá ser lo suficientemente grande como para que las escolleras no vayan a estar sujetas a soca-

vaciones y puedan admitir libremente el acceso de las mareas sin originar una reducción en el prismas de mareas. En cuanto a la localización y posición de la entrada, debe realizarse una investigación de las olas que llegan - al puerto para evitar aquellos lugares donde el oleaje - es más alto. La elaboración de diagramas de refracción - del oleaje es una forma para localizar tales áreas. En - el espaciamiento de escolleras, se debe tener la precau- ción de que las velocidades de las corrientes por marea- no sean demasiado grandes para la navegación. Además, -- las escolleras deberán estar lo suficientemente aparta-- das como para permitir un acceso seguro a las embarcaciones, aun durante condiciones adversas del tiempo.

V.2 ACCION DEL OLEAJE SOBRE LAS ESTRUCTURAS Y DISENO DE MUROS VERTICALES.

V.2.1 ACCION DEL OLEAJE SOBRE ESTRUCTURAS:

Las olas generadas por viento producen la fuerza -- más crítica a la cual se encuentran sujetas las estructuras costeras. Una estructura expuesta a la acción del -- oleaje debe diseñarse para soportar los efectos de la ola máxima esperada, si su diseño se justifica económicamente.

Un primer paso en la evaluación de las fuerzas del- oleaje es determinar si la estructura estará sujeta a la acción de las olas no rompientes, olas en rompiente u -- olas rotas, debido a que existirán diversas condiciones- según sea el caso.

Por tal motivo se hará una clasificación de estos tipos de olas:

<u>Tipo de ola</u>	<u>Fuerza actuante</u>
• No rompiente	Las fuerzas son esencialmente hidrostáticas.
• Rompientes y rotas	Fuerza adicional debida al efecto dinámico del agua turbulenta en movimiento, y a la compresión de masas de aire atrapado. Las fuerzas dinámicas pueden ser mayores que las hidrostáticas.

OLEAJE ROMPIENTE:

Para cualquier profundidad y período, existe un límite superior para la altura de la ola, la cual permanece estable para esas condiciones; esta altura a la cual la ola rompe es de especial valor para el establecimiento del criterio de diseño en un determinado lugar.

En base a consideraciones teóricas, Michell encontró que la relación de esbeltez límite para el rompimiento de las olas en aguas profundas estaba determinada por la siguiente expresión:

$$\frac{H_o}{L_o} = 0.142 \approx \frac{1}{7} \dots \dots \dots (5.1)$$

Esto ocurre cuando el ángulo en la cresta de la ola es de 120°, ver figura V.3

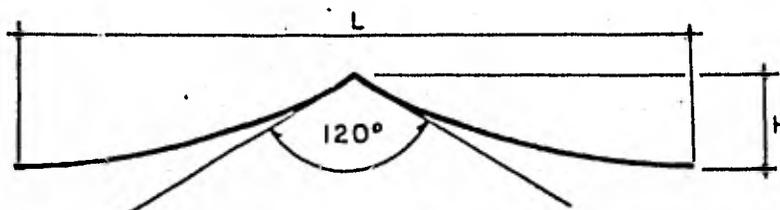


FIG. V.3 Relación de esbeltez límite para aguas -- profundas.

Cuando una ola se mueve en aguas bajas, la relación de esbeltez límite que puede alcanzar disminuye, siendo función tanto de la profundidad relativa d/L como de la pendiente m , perpendicular a la dirección de avance de la ola.

Una ola con características en aguas profundas conocidas, se moverá hacia la costa hasta que la profundidad del agua se hace lo suficientemente pequeña para que se produzca la ruptura; esta profundidad generalmente se denota por d_b y se denomina profundidad de rompiente. Se han derivado de la teoría de la ola solitaria diversas expresiones que relacionan la altura de la ola en la rompiente H_b , la profundidad de rompiente d_b , la altura de-

la ola en aguas profundas no refractada H_0' y la longitud de la ola en aguas profundas L_0 .

$$\frac{H_b}{H_0'} = \frac{1}{3.3 (H_0'/L_0)^{1/3}} \dots \dots \dots (5.2)$$

$$\frac{d_b}{H_b} = 1.28 \dots \dots \dots (5.3)$$

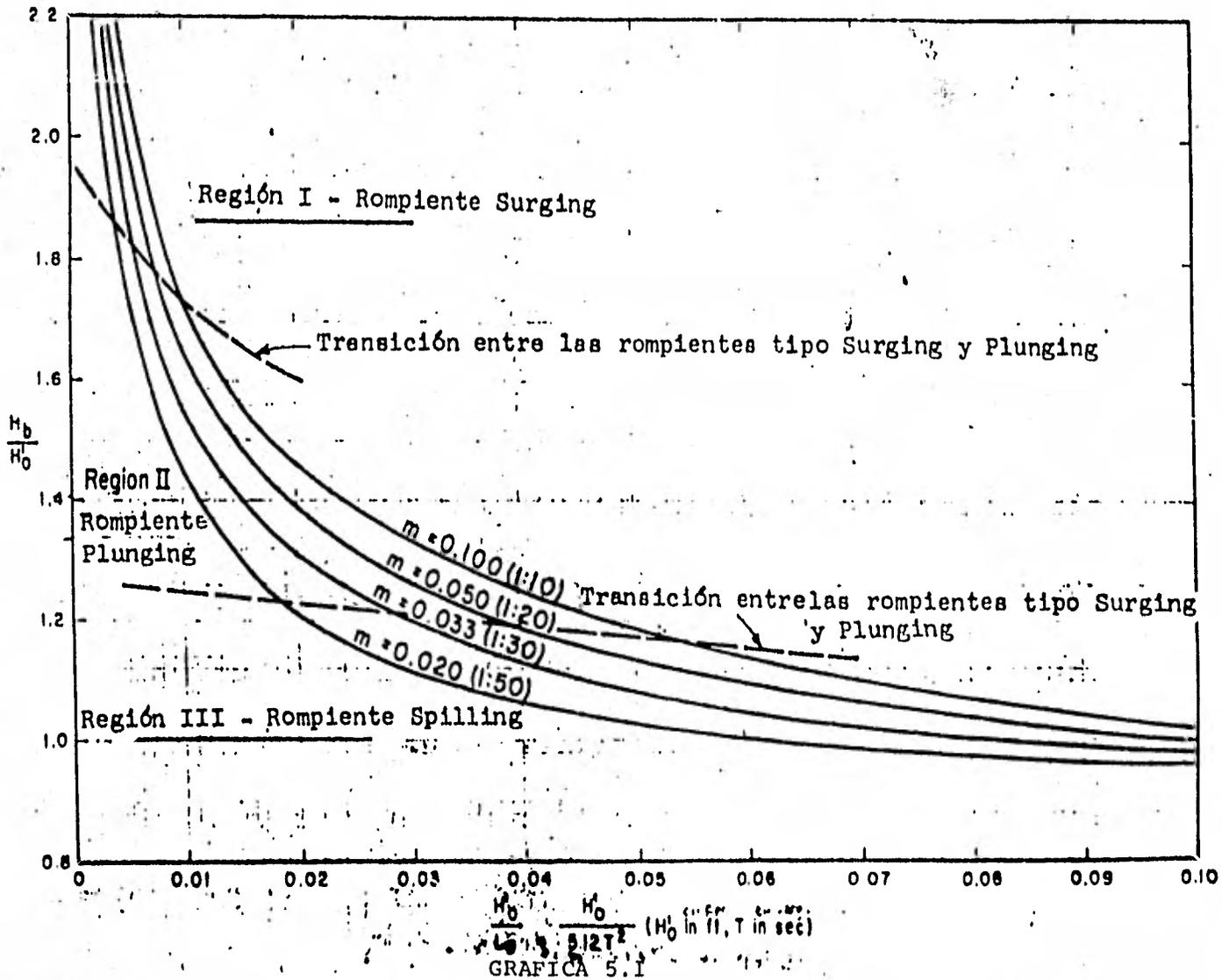
Diferentes observaciones y estudios de algunos investigadores, Goda entre otros, han establecido que H_b/H_0' y d_b/H_b dependen de la pendiente de la playa y de la esbeltez de la ola incidente.

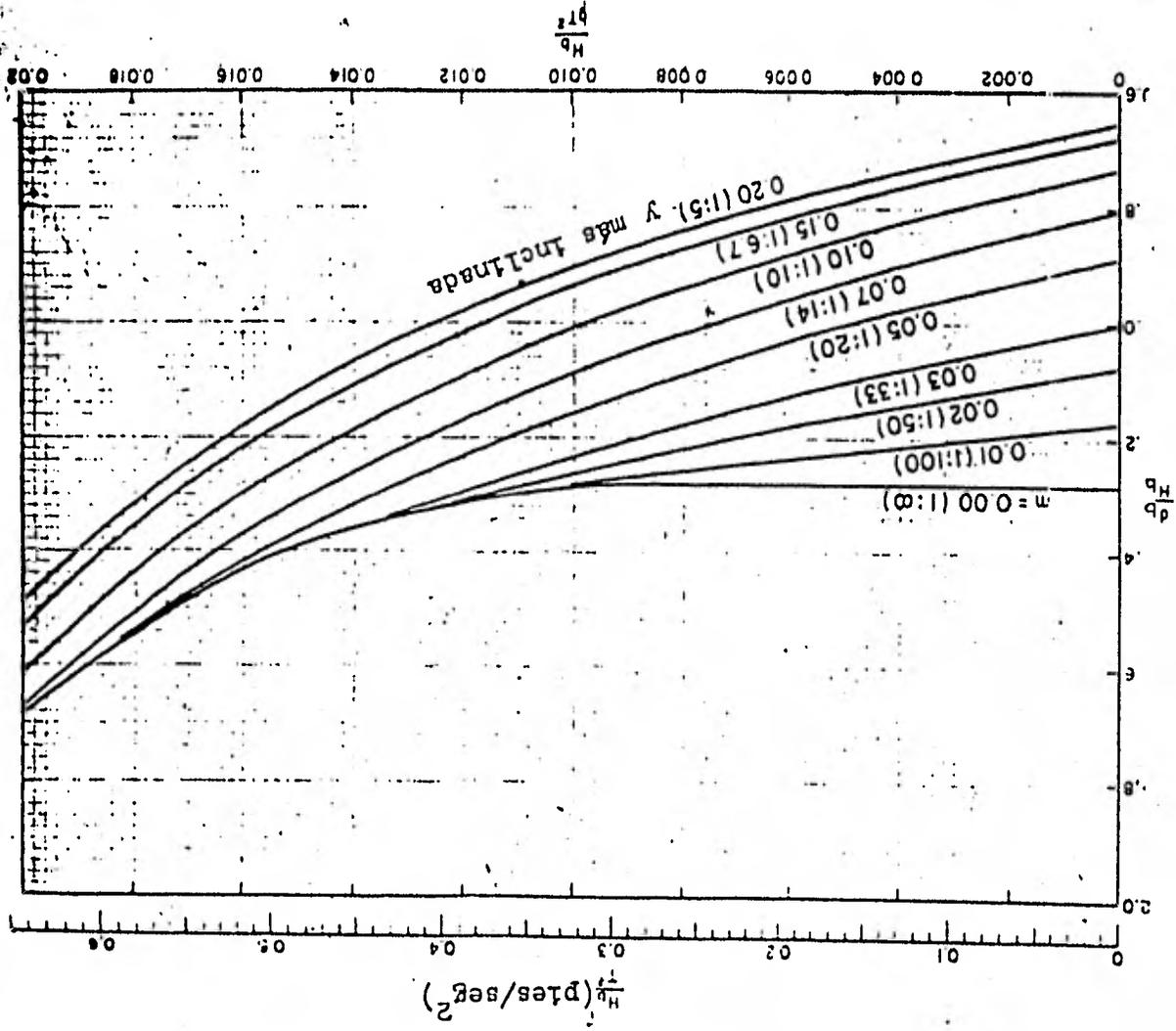
La gráfica 5.1 muestra las relaciones empíricas obtenidas por Goda entre H_b/H_0' y H_0'/L_0 para varias pendientes de playa.

La gráfica 5.2 muestra las relaciones empíricas entre d_b/H_b y H_b/gT^2 para varias pendientes de la playa. Es recomendable que las gráficas 5.1 y 5.2 se utilicen en lugar de las ecuaciones (5.2) y (5.3).

V.2.2 DISEÑO DE MUROS VERTICALES PARA OLAS NO ROMPIENTES.

Generalmente las estructuras costeras se localizan hasta profundidades donde tanto las olas normales como las de tormenta pueden romper sobre 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 en la estructura es mayor que - - -





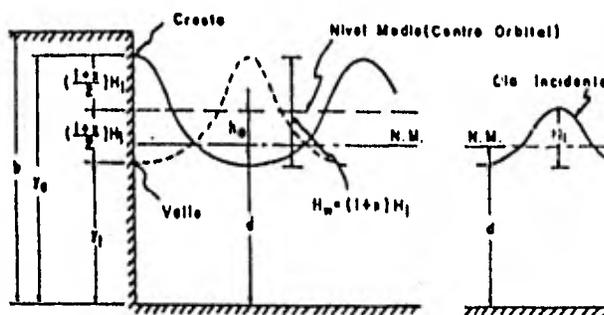
Gráfica 5.2.- Profundidad de rompente contra esbeltez de la rompente.

1.5 veces la altura de la ola máxima esperada.

El método más empleado para la determinación de la presión debida a olas rompientes se debe a SAINFLOU.

METODO DE SAINFLOU: Fuerzas debidas a olas no rompientes.

Haremos referencia a la figura V.4



d = Profundidad

H_1 = Altura de Ola incidente

s = Coeficiente de Reflexión

h_0 = Elevación del Centro Orbital del Clapoteo Sobre el N. M.

y_0 = Profundidad de la Cresta = $d + h_0 + (\frac{1+s}{2}) H_1$

y_1 = Profundidad del Vello = $d + h_0 - (\frac{1+s}{2}) H_1$

b = Altura del Muro

FIG. V.4 Oleaje Rompiente.

De la figura V.4a, si una ola de longitud L , y altura H , choca contra una pared vertical de un muro, AC, se forma una onda estacionaria o Clapotis (chapoteo). El punto A es la máxima elevación de la cresta y, el punto G es la mínima elevación del seno del Clapotis. El nivel medio ó centro órbital se encuentra a una distancia aproximada h_0 , sobre el nivel de aguas tranquilas ó de reposo, D

$$h_0 = \frac{H^2}{L} \cos h \frac{2\pi d}{L} \dots \dots \dots (5.4)$$

DA es igual a $H + h_0$, mientras que DG es igual a $H - h_0$. La presión hidrostática (Wd) en la base C del muro se traza a partir de C y se denomina como E. El triángulo CDE es la distribución de la presión hidrostática que actúa contra el muro relacionada con el nivel de aguas tranquilas.

Conforme la superficie del Clapotis se desplaza hacia arriba o hacia abajo del nivel de aguas tranquilas, se incrementará o reducirá la presión hidrostática en la base del muro una cantidad P_1 ; este cambio de presión es igual a:

$$P_1 = \frac{WH}{\cos h \left(\frac{2\pi d}{L} \right)} \dots \dots \dots (5.5)$$

Marcando el valor de P_1 en ambas direcciones a partir del punto E se obtienen los puntos B y F que representan las presiones máxima y mínima, respectivamente, en la base, causadas por el Clapotis contra el paramento. Las líneas curvas llenas, tituladas presión máxima y mínima del oleaje, indican las distribuciones de presión -

calculadas por medio de fórmulas teóricas exactas. Estas líneas curvas son tan cercanas a una línea recta que es aceptable y conservador, aproximar esta distribución por medio de líneas rectas punteadas uniendo A con B y G con F como se indica en la figura V.4

La gráfica 5.3 representa la ecuación (5.4), indicando valores de $L H_0$ para diferentes relaciones de d/L y alturas de ola desde 5 hasta 40 pies.

La gráfica 5.4 representa la ecuación (5.5), indicando valores de P_1 para diferentes relaciones de d/L para las mismas alturas de las olas.

Considerando el mismo nivel de aguas tranquilas en ambos lados del muro, existe una presión sobre el paramento hacia el mar la cual es igual a las presiones hidrostáticas indicadas por medio del triángulo CDE en la figura V.4a.

Como las dos presiones se compensan en el nivel de aguas tranquilas, la presión resultante sobre el muro -- cuando la cresta del Clapotis se encuentra contra el mismo es hacia tierra y está indicada por medio del área -- ABDE ó AD'B'C. Cuando el seno del Clapotis se encuentra en el muro la presión resultante es hacia el mar y se representa por medio del área DEFG ó DG'F'C. En la gráfica 5.3 , también se muestra el diagrama de presiones resultante sobre un muro vertical.

Si acaso no hay agua en el paramento del muro hacia tierra, entonces la presión resultante total estaría re-

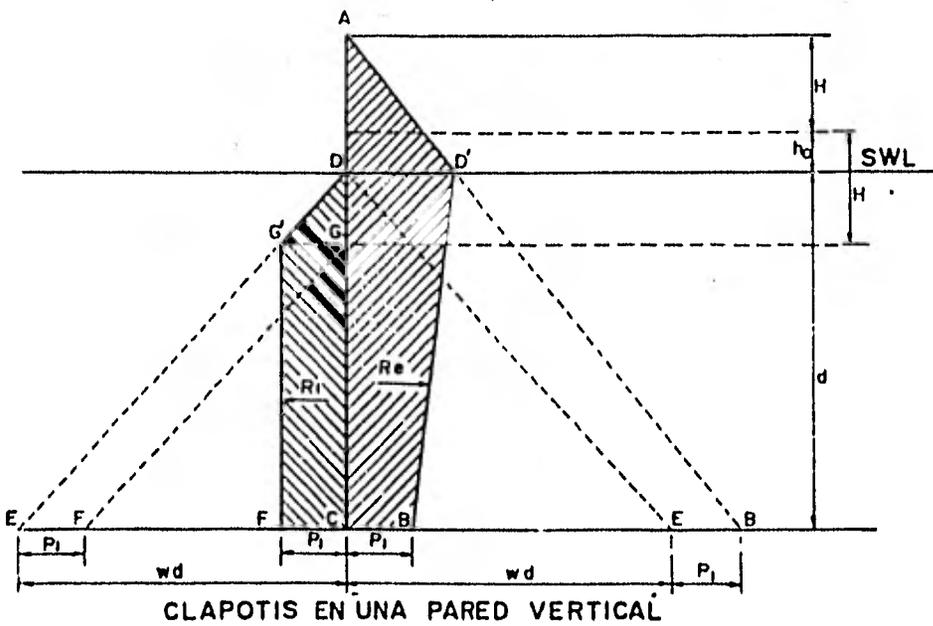
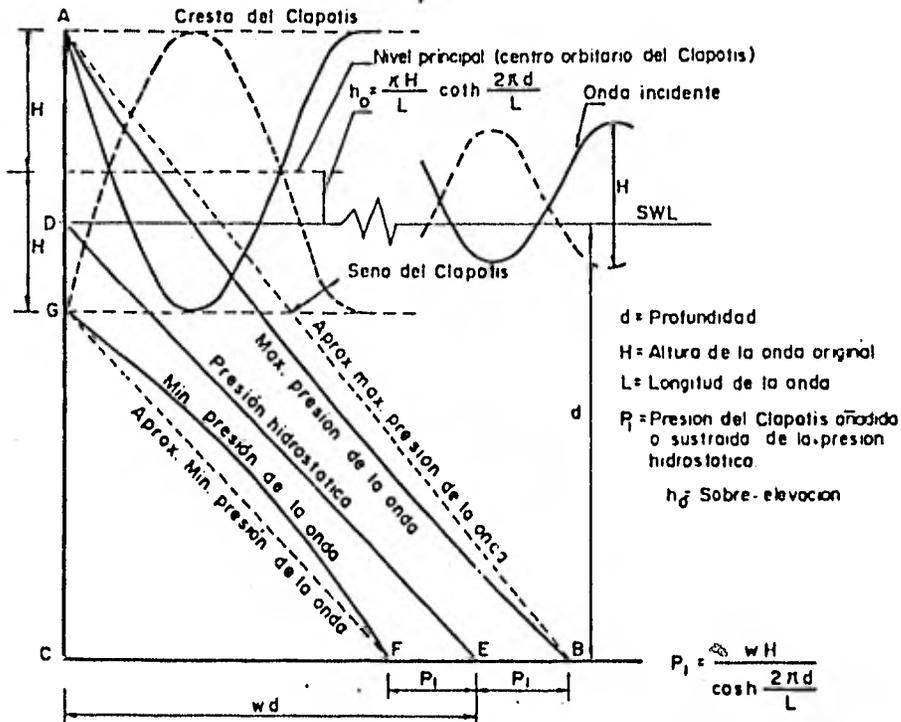
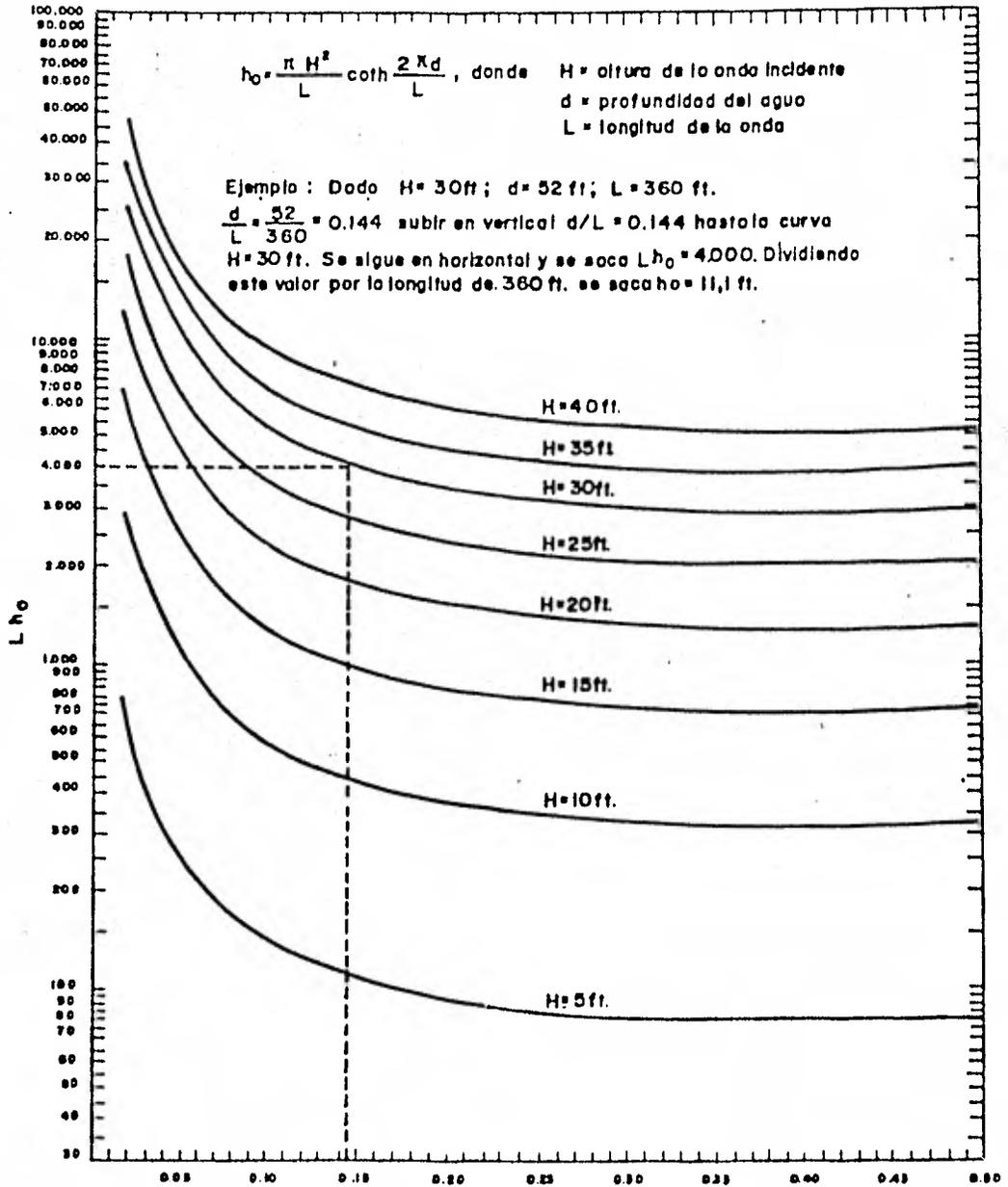


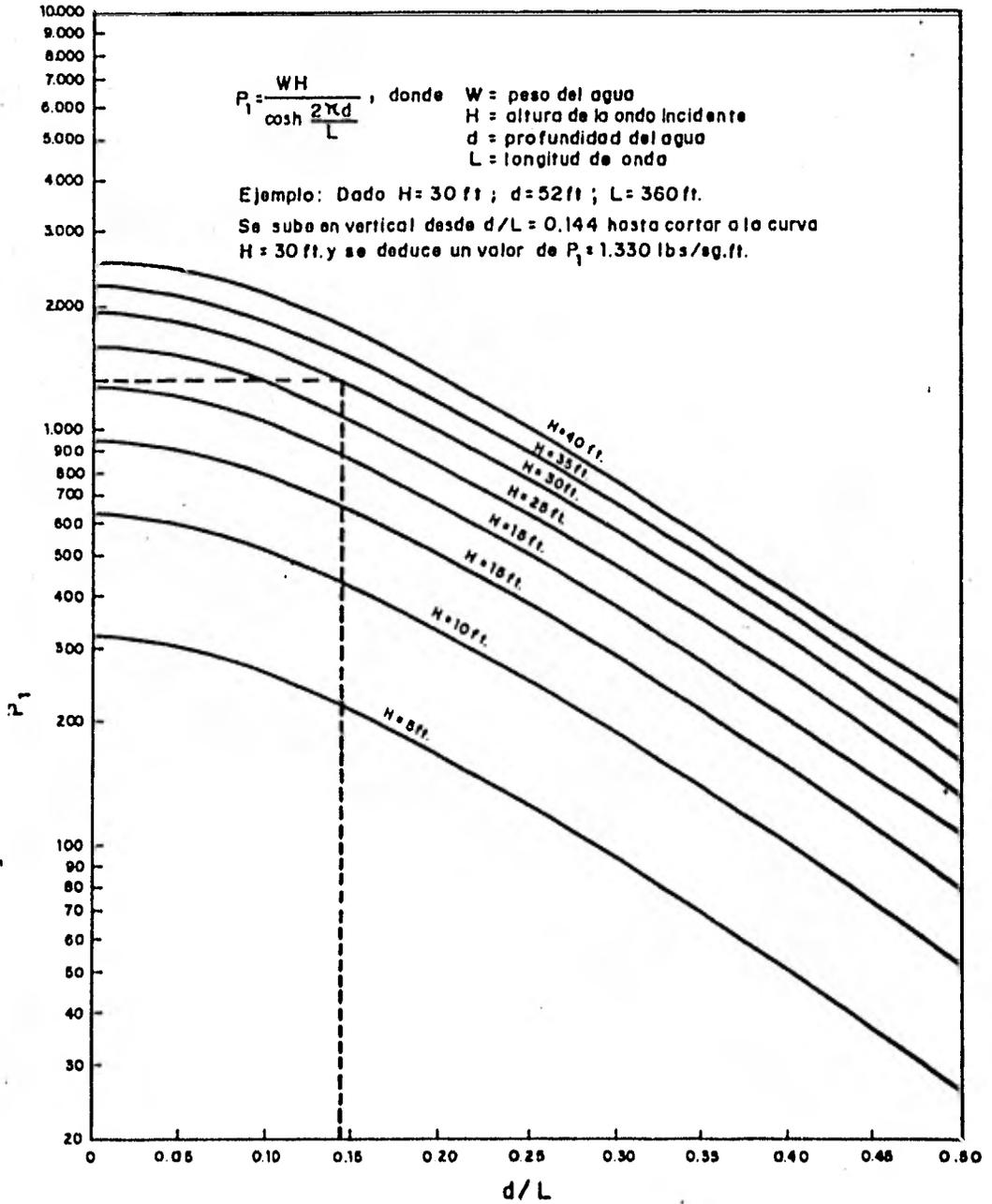
FIGURA V.4.a.

ABACOS DEL METODO DE SAINFLOU.



DETERMINACION DEL VALOR DE $\frac{d}{L}$ EN LA FORMULA DE SAINFLOU

GRAFICA 5.3



DETERMINACION DEL VALOR DE P_1 EN LA FORMULA DE SAINFLOU

GRAFICA V.4

presentada por el triángulo ACB cuando la cresta del Clapotis se encuentra en A. Si hubiera acción de oleaje sobre el lado hacia tierra, entonces la condición de cresta de Clapotis sobre el lado hacia el mar y seno de la ola sobre el lado hacia el puerto, produciría una presión máxima desde el lado del mar. La presión máxima desde el lado del puerto se produciría cuando el seno del Clapotis en el lado del mar y la cresta de la ola en el lado del puerto coinciden en la estructura.

Para una longitud de muro unitaria, con h_0 como el nivel medio del Clapotis sobre el nivel de aguas tranquilas y P_1 longitud común de los segmentos EB y EF, se obtienen respectivamente la resultante R y el momento M -- respecto a la base, para el nivel máximo de cresta (con índice "e") y para el nivel mínimo de seno (con índice -- i) como se muestra a continuación:

$$R_e = \frac{(d + H + h_0) (Wd + P_1)}{2} - \frac{Wd^2}{2} \dots (5.6)$$

$$M_e = \frac{(d + h_0 + H)^2 (Wd + P_1)}{6} - \frac{Wd^3}{6} \dots (5.7)$$

$$R_i = \frac{Wd^2}{2} - \frac{(d + h_0 - H) (Wd - P_1)}{2} \dots (5.8)$$

$$M_i = \frac{Wd^3}{6} - \frac{(d + h_0 - H) (Wd - P_1)}{6} \dots (5.9)$$

Estas fórmulas para presiones originadas por Clapotis se basan en la consideración de que el muro vertical se encuentra apoyado sobre el fondo natural. Si el muro vertical descansa sobre una cimentación de enrocamiento, la acción del oleaje dependerá de su perfil. En general,

SAINFLOU concluyó que cuando un muro vertical se localiza sobre una cimentación de enrocamiento con talud muy inclinado, elevando por lo tanto el muro sobre el terreno natural, se debe emplear la máxima profundidad de agua (hasta el terreno natural) para determinar las presiones por Clapotis y los momentos de volteo. Un talud muy inclinado de la cimentación de enrocamiento se considera que es una -- distancia demasiado corta para afectar el movimiento del oleaje. Por el contrario, si la cimentación de enrocamiento tiene un talud suave hacia el lado del mar, el movimiento del mar se afecta y por lo tanto, se debe de considerar sólo la profundidad hasta la base del muro vertical para determinar la altura de ola, así como las presiones resultantes y los momentos de volteo.

Muro de Baja ALTURA: Si la altura del muro es menor que la altura de ola que se supone actuará en el mismo, - las fuerzas pueden aproximarse dibujando su diagrama como si la estructura fuera más alta que la ola, para después analizar solamente la parte bajo la corona del muro. Por lo tanto, en la figura V.5 , la fuerza en el muro debido a la cresta de una ola se calcula del área AFBS.

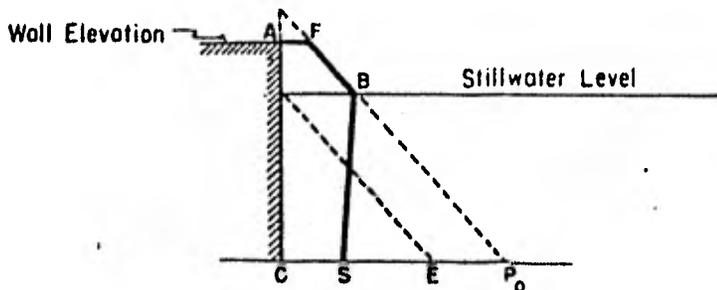


FIGURA V.5 Presión en muros de baja altura.

V.2.3 DISEÑO DE MUROS VERTICALES PARA OLAS EN ROMPIENTES.

Generalmente, los malecones y muros de protección marginal se localizan en profundidades de aguas donde -- tanto las olas normales como las de tormenta pueden romper directamente sobre ellos. Aun aquellas estructuras -- que se localizan en tierra respecto a la línea de playa en bajamar, pueden estar expuestas a la acción del rompimiento de las olas cuando se presenta la pleamar.

No obstante que el diseño de estructuras verticales para soportar las fuerzas producidas por olas no rompientes está muy adelantado, el procedimiento de diseño de estas estructuras cuando se encuentra bajo la acción de las olas rompientes aún se encuentra en sus primeras etapas. Se ha realizado un volumen considerable de trabajos de investigación acerca de las fuerzas inducidas por -- olas en rompiente, pero aún falta aclarar lo referente a las fuerzas de impacto instantáneas.

Mientras que las olas no rompientes causen un tipo de presión estática, las rompientes originan ambas presiones (estática y dinámica).

Carr, Leendertse, y otros, han observado que una -- ola que rompe sobre un muro vertical causa una presión de impacto muy intensa de corta duración seguida de una baja presión de larga duración. El empuje resultante de la presión de larga duración es de un valor muy semejante al de la presión causada por la ola no rompiente.

La presión de impacto ocurre en el instante en que-

el frente de la rompiente golpea el muro. La intensidad de esta presión de choque o impacto, puede ser varias veces mayor que las presiones de baja y alta duración. La duración de la presión de choque, varía de $1/100$ a $1/1000$ de segundo. También se ha encontrado que la presión máxima se localiza en un punto que se encuentra entre el nivel de aguas tranquilas y la cresta de la rompiente. La distribución de presiones sobre el muro varía aproximadamente en una forma parabólica desde un máximo hasta cero en el punto de máxima sobreelevación de la ola (run-up) y en la base del muro hasta una intensidad menor que la máxima.

Gaillard, Molitor y Bagnold han correlacionado las altas presiones que se sabe existen, con parámetros del oleaje.

En 1939, R. A. Bagnold reportó resultados sobre la medición de presiones de impacto causadas por olas rompientes, recopilados de investigaciones sobre modelos. - Las presiones así obtenidas fueron excesivamente mayores que cualquier predicción anterior.

Bagnold sugirió que para estas "presiones por impacto", se podría establecer una correlación entre la magnitud de la presión máxima y el espesor del colchón de - - aire atrapado por olas rompiendo sobre una estructura. - Desafortunadamente estos experimentos fueron interrumpidos y no se establecieron estas relaciones con respecto a varios parámetros del oleaje.

R.R. Minikin realizó una investigación posterior para determinar las presiones debidas al oleaje, empleando el trabajo de Bagnold. Aunque este método tiene algunas-

inconsistencias, representa probablemente la investigación más aproximada a las presiones reales causadas por una ola rompiente sobre una estructura compuesta. Con los métodos de Minikin se pueden explicar las fallas de estructuras que de otra forma serían impredecibles.

V.2.4 DISEÑO DE MUROS VERTICALES PARA OLAS ROMPIENTES.

METODO DE MINIKIN.

FUERZAS DEBIDAS A OLAS ROMPIENTES.

De acuerdo con Minikin, la presión total causada por olas rompientes sobre una estructura se debe a la combinación de presiones dinámica e hidrostática.

La presión dinámica se concentra en el nivel de aguas tranquilas y está dada por:

$$P_m = \frac{101 H_b W}{L_d} \frac{d (D + d)}{D} \dots \dots (5.10)$$

donde:

P_m = Presión dinámica (lbs/pie²)

H_b = Altura de rompiente de la ola sobre la estructura (pies).

W = Peso unitario del agua (lbs/pie³)

d = Profundidad de agua en la estructura (pies)

D = Profundidad de agua hasta el terreno natu

tural (pies).

L_D = Longitud de la ola (pies).

Debe hacerse notar que la fórmula de Minikin, fue pensada originalmente para un rompeolas compuesto, formado con la superestructura de concreto apoyada sobre una subestructura de enrocamiento. Estrictamente hablando, la D y la L en la fórmula (5.7), son respectivamente la profundidad en la base del muro vertical situado sobre la subestructura y la longitud que existe al pie de la subestructura. Para las estructuras en cajón que se encuentran en los grandes lagos (que no tienen subestructura), se ha adaptado la fórmula usando la profundidad en la estructura d , como la profundidad real del agua al pie del cajón y la mayor profundidad de agua y longitud de ola (D y L) con los valores que se obtengan a una distancia de una longitud de ola desde la estructura hacia mar adentro. Esta adaptación no es estrictamente aplicable, y para pendientes muy suaves proporciona resultados relativamente irreales. Esta consideración ha sido limitada a pendientes mayores de 1:20 y en el caso de que la pendiente sea menor, se usan las presiones que se obtengan empleando una pendiente 1:20. Recientemente un análisis muy completo ha indicado que esta limitación en la pendiente probablemente debería revisarse hasta 1:15 ó 1:10.

Dado un período de oleaje, se puede obtener la longitud de ola en aguas profundas de la ecuación:

$$L_0 = 5.12 T^2$$

Con la relación d/L_0 , la longitud de ola L_0 en la estructura a la profundidad d puede determinarse a partir del valor d/L_0 en el anexo del Capítulo II. Conociendo la pendiente S después de la estructura, D puede determinarse a partir de la ecuación:

$$D = d + Ld S \dots \dots \dots (5.11)$$

Nuevamente se puede determinar L_d por medio del anexo del Capítulo II, calculando la relación D/L_0 , tabulando el valor correspondiente de d/L (que en este caso es D/L_d , y dividiendo D por esta relación. Las presiones hidrostáticas sobre el paramento, hacia el mar en el nivel de aguas tranquilas (con índice s), y la profundidad d , (con índice d), están dadas por:

$$P_s = \frac{W H_b}{2} \dots \dots \dots (5.12)$$

$$P_d = W \left(d + \frac{H_b}{2} \right) \dots \dots \dots (5.13)$$

La curva de presión se puede trazar considerando -- que la presión dinámica se concentra en el nivel de --- aguas tranquilas y disminuye rápidamente en forma parabólica hasta cero en una distancia H_b/L_2 sobre y bajo del nivel de aguas tranquilas. A este diagrama de presiones dinámicas se les suma la presión hidrostática sobre el paramento hacia el mar trazando un área triangular desde $H_0/2$ sobre el N.A.T. hasta el fondo. Las presiones hidrostáticas sobre el paramento hacia tierra trazadas por medio de un área triangular a partir del N.A.T. hasta el fondo, deben sustraerse de las presiones anteriormente obtenidas. Este diagrama se muestra en la figura V.6

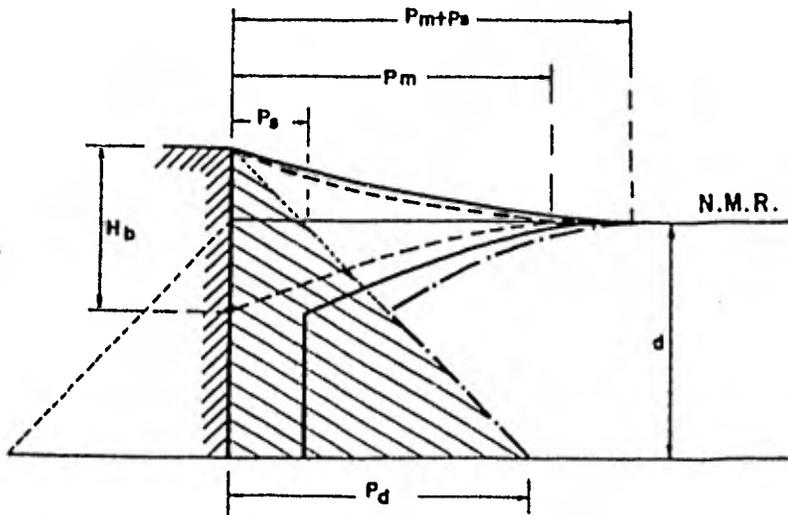


FIG. V.6 Diagrama de Minikin de presión de oleaje.

Las líneas con guiones y la punteada indican respectivamente los efectos de las presiones dinámicas e hidrostáticas, y la línea continua indica la combinación de presiones, en el caso de que existan presiones hidrostáticas en ambos lados del muro.

El empuje resultante del oleaje o fuerza por pie de estructura se determina calculando el área de este diagrama:

$$R = \frac{P_m H_b}{3} + P_s \left(d + \frac{H_b}{4} \right) \dots \dots (5.14)$$

El momento de volteo resultante con respecto a la -

línea del terreno natural antes del muro, es la suma de los momentos de las áreas parciales y está dado por:

$$M = \frac{P_m H_b}{3} d + \frac{P_s d^2}{2} + \frac{P_s H_b}{4} \left(d + \frac{H_b}{6} \right) \dots (5.15)$$

Si no existe agua en el lado hacia tierra se pueden efectuar cálculos similares y en tal caso el empuje por pie de muro es:

$$R = \frac{P_m H_b}{3} + \frac{P_d}{2} \left(d + \frac{H_b}{6} \right) \dots (5.16)$$

y el momento respecto a la línea del terreno natural es:

$$M = \frac{P_m H_b}{3} d + \frac{P_d}{6} \left(d + \frac{H_b}{2} \right)^2 \dots (5.17)$$

Las presiones combinadas para este caso se indican en la figura V.6 por medio de una línea de guiones y -- puntos.

V.2.5 DISEÑO DE MUROS VERTICALES PARA OLAS ROTAS.

OLAS ROTAS:

Algunas estructuras de protección pueden estar localizadas de tal forma que aún bajo condiciones severas de tormenta y marea, las olas rompen antes de chocar con la estructura. Hasta la fecha no se han realizado investigaciones para relacionar las fuerzas del oleaje causadas por olas después de su rompimiento, con respecto a varios parámetros del oleaje, y es necesario realizar algu

nas consideraciones que simplifiquen la determinación de fuerzas de diseño aproximadas.

Supongamos que inmediatamente después de la rompiente, la masa de agua de una ola se desplaza hacia adelante con la velocidad de propagación que obtuvo anteriormente a su rompimiento, es decir, que durante la rompiente el movimiento de las partículas de agua cambia de - - oscilatorio a un movimiento de translación. Después, esta masa de agua turbulenta se desplaza hasta la línea de playa y la sobrepasa. Para hacer una estimación conservadora de las fuerzas del oleaje, divídase en dos zonas la playa a partir de la línea de rompiente, una parte hacia tierra y otra hacia el mar, suponiendo que no disminuyen ni la altura de ola, ni la velocidad de propagación, desde el punto de rompiente hasta la línea de playa y que - a partir de ésta, la sobreelevación del oleaje será aproximadamente del orden del doble de la altura de ola en rompiente, decreciendo la velocidad linealmente hasta cero en este punto.

Investigaciones en modelos, han mostrado que aproximadamente el 70% de la altura de ola en rompiente H_b , se transforma en sobreelevación del oleaje sobre la playa - arriba del N.A.T.

En la gráfica 5.3 puede obtenerse una valoración -- más exacta de la altura de la cresta de la ola en rompiente a partir del N.A.T.

V.2.6 MURO EN EL MAR.

Los muros que se encuentran localizados entre la lí

nea de playa y el mar, están sujetas a presiones del oleaje, las cuales son parcialmente dinámicas y estáticas (ver figura V.6), siendo la velocidad de propagación del oleaje la expresión:

$$C = (g d_b)^{1/2} \dots \dots \dots (5.18)$$

donde: g = Aceleración de la gravedad.

d_b = Profundidad en la zona de rompiente.

La presiones sobre el muro pueden calcularse aproximadamente de la siguiente forma: la parte dinámica de la presión será:

$$P_m = \frac{W C^2}{2g} = \frac{W d_b}{2} \dots \dots \dots (5.19)$$

donde: W = Peso unitario del agua.

La parte estática variará desde cero, hasta h_c (altura de la ola en rompiente que se encuentra arriba del N.A.T.), donde:

$$h_c = 0.7 H_b \dots \dots \dots (5.20)$$

hasta un máximo en la base del muro.

Este máximo puede obtenerse de:

$$P_s = W (d+h_c) \dots \dots (5.21)$$

donde: d = Profundidad de agua en la estructura.

Considerando que la presión dinámica se distribuye-

uniformemente desde el nivel de aguas tranquilas, hasta una altura H_0 , arriba de dicho nivel, el empuje total -- del oleaje será: $R = R_m = R_s$

$$R = P_m h_c + P_s \left(\frac{d + h_c}{2} \right) \dots \dots \dots (5.22)$$

$$R = \frac{W D_b (h_c)}{2} + \frac{W}{2} (d + h_c)^2$$

El momento de volteo de la estructura con respecto a la línea del terreno natural en el paramento hacia el mar será:

$$M = M_m + M_s$$

$$M = R_m \left(d + \frac{h_c}{2} \right) + R_s \left(\frac{d + h_c}{3} \right) \dots \dots (5.23)$$

$$M = \frac{W d_b}{2} \left(d + \frac{h_c}{2} \right) + \frac{W}{6} (d + h_c)^3$$

El diagrama de presiones para esta condición se -- muestra en la figura V.7

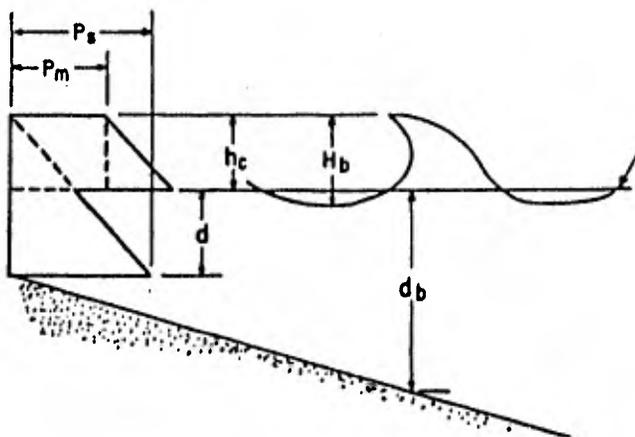


FIG. V.7 Presiones de oleaje debido a olas rotas

5.2.7 MURO ENTRE LA COSTA Y LA PLAYA.

Para muros localizados de la línea de playa hacia tierra, como se muestra en la figura V.8, puede calcularse a la velocidad V' , de la masa de agua en la estructura en cualquier punto entre la línea de playa y el punto considerado de máxima roci6n, por medio de la siguiente expresi6n:

$$V' = e \left(1 - \frac{X_1}{X_2}\right) \dots \dots \dots (5.24)$$

y la altura de la ola h' sobre la superficie del suelo, por:

$$h' = h_c \left(1 - \frac{X_1}{X_2}\right) \dots \dots \dots (5.25)$$

donde: X_1 = Distancia de la línea de playa a la estructura.

X_2 = Distancia desde la línea de playa, hasta el límite de roci6n del oleaje.

$$X_2 = 2 H_b \cot \alpha$$

α = Angulo que forma el perfil de la playa con la horizontal.

Un análisis similar al realizado para estructuras localizadas entre la línea de playa y el mar, proporciona las siguientes presiones para las presiones dinámicas y estáticas:

Presi6n Dinámica:

$$P_m = \frac{W V^1}{2g} = \frac{W d_b}{2} \left(1 - \frac{X_1}{X_2}\right)^2 \dots\dots (5.26)$$

Presión Estática:

$$P_s = W h' = W h_c \left(1 - \frac{X_1}{X_2}\right) \dots\dots\dots (5.27)$$

y para los empujes y momentos por oleaje:

$$\text{Empuje: } R = R_m + R_s$$

$$R = P_m h' + \frac{P_s h'}{2} \dots\dots\dots (5.28)$$

Sustituyendo:

$$R = \frac{W d_b h_c}{2} \left(1 - \frac{X_1}{X_2}\right)^3 + \frac{W h_c^2}{2} \left(1 - \frac{X_1}{X_2}\right)^2$$

$$\text{Momento: } M = M_s + M_m$$

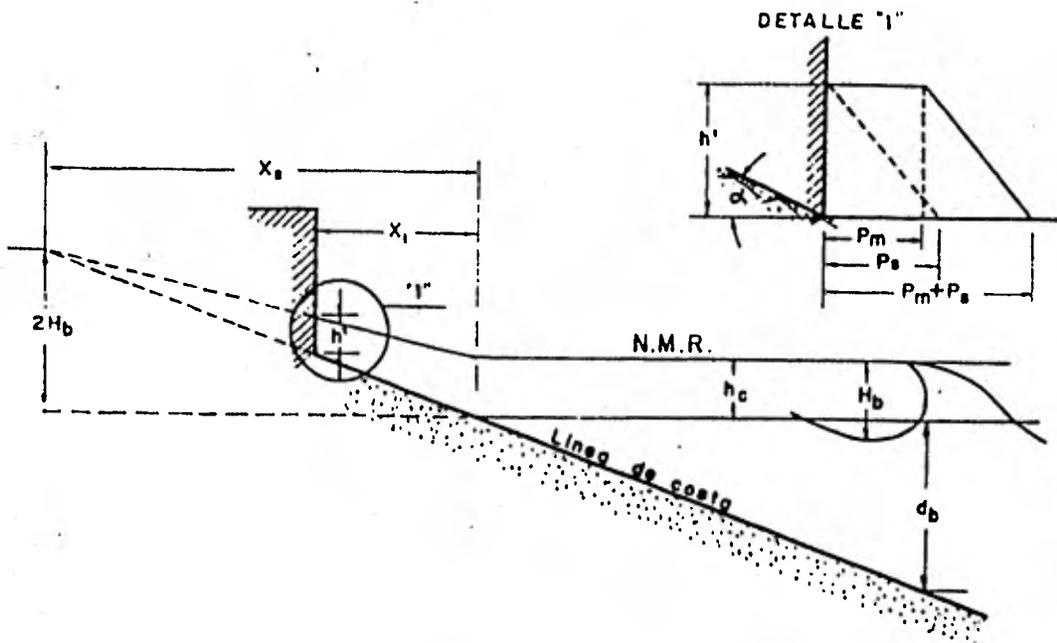
$$M = R_m \left(\frac{h'}{2}\right) + R_s \left(\frac{h_c'}{3}\right)$$

$$M = \frac{W d_b h_c^2}{4} \left(1 - \frac{X_1}{X_2}\right)^4 + \frac{W h_c^3}{6} \left(1 - \frac{X_1}{X_2}\right)^3 \dots\dots (5.29)$$

Debe recordarse que las presiones, fuerzas y momentos, calculados sobre las bases anteriormente descritas serán aproximaciones.

El comportamiento del oleaje supuesto es simplificado, especialmente en el caso de estructuras localizadas entre la línea de playa y la costa, donde el criterio de la sobre elevación del oleaje adoptado fue una función fija de la altura de la ola individual; por lo tanto las -

ecuaciones anteriores no son exactas. Sin embargo, las suposiciones empleadas deben proporcionar valores mayores y por lo tanto darán como resultado un diseño estructural conservador.



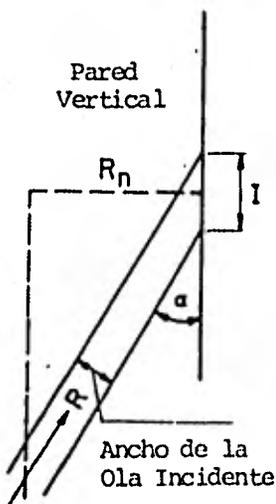
V.8 Presiones originadas por olas rotas,

Muro entre la costa y la línea de playa.

V.2.8 EFECTO DEL ANGULO DE INCIDENCIA DEL OLEAJE.

Cuando las olas chocan contra un paramento vertical de una estructura costera, como puede ser un espigón, malecón, muro marginal o un rompeolas, con un ángulo oblicuo, la presión o la fuerza producida se piensa debe ser menor que la ejercida por aquéllas que chocan normalmente al paramento. La figura V.9 muestra un análisis mate-

mático de la reducción de la componente normal de la fuerza del oleaje que actúa sobre el paramento vertical de una estructura. Este método no es verificable, por lo tanto debe emplearse con cuidado; aun así, parece garantizar las condiciones de estabilidad de estructuras con paramentos lisos, pero no es aplicable para estructuras de enrocamiento.



I = Incidencia en la pared de la ola de ancho R .

$$I = R / \sin \alpha$$

R_x = Componente de la fuerza dinámica de la ola (R) normal a la pared.

R_n = Componente de la fuerza de la ola normal a la pared por unidad de longitud.

$$R_x = R \sin \alpha$$

$$R_n = R_x / I.$$

$$R_n = R \sin \alpha \sin \alpha = R \sin^2 \alpha$$

NOTA: No es aplicable a estructuras de enrocamiento.

V.9 Angulo de incidencia del Oleaje

V.2.9 EMPUJE DE TIERRAS.

Las fuerzas que actúan en un muro debido a la contención de un relleno dependen de: las características físicas de las partículas del suelo, del grado de saturación, de los movimientos del muro originados por la acción del relleno y de las deformaciones en su cimentación. Debido a que las presiones y su distribución son difíciles de determinar por lo mencionado anteriormente, se debe efectuar aproximaciones de su influencia en el diseño del muro.

Las fuerzas activas. La componente horizontal del empuje de tierra activo se calcula por medio de la fórmula general de la teoría de la cuña:

$$P_h = \frac{Wh^2}{2} \tan^2 \frac{1}{2} (90 - \phi) \dots (5.30)$$

donde:

P_h = Componente horizontal de la fuerza lateral.

W = Peso específico del relleno.

ϕ = Angulo de fricción interna del material.

Esta ecuación se usa solamente para muros verticales con un relleno prácticamente horizontal.

Se supone que la estructura no es rígida, de tal manera que puede ocurrir un movimiento rotacional o de giro extremadamente pequeño, suficiente para producir la fricción interna en el material de relleno. (En la tabla 5.1 aparecen valores de $\tan^2 \left(\frac{90^\circ - \phi}{2} \right)$ para diferentes valores de ϕ .

Si el muro es vertical pero el relleno tiene pendiente con un ángulo ρ con respecto a la horizontal, la ecuación completa es:

$$P = \frac{Wh^2}{2} \cos \rho \sqrt{\frac{\cos \rho - \cos^2 \rho - \cos^2 \phi}{\cos \rho + \cos^2 \rho - \cos^2 \phi}} \dots (5.31)$$

Para estructuras que tienen una inclinación posterior uniforme y rellenos con pendiente, la fórmula gene-

ral de la teoría de la cuña, ecuación anterior, puede -- utilizarse para evaluar la magnitud y dirección del empuje de tierra. Esta fórmula toma en consideración la fricción a lo largo de la superficie del muro.

$$P = \frac{1}{2} \left(\frac{\text{sen}(\theta - \phi)}{(1+N) \text{sen} \alpha} \right)^2 \frac{w h^2}{\text{sen}(\phi_1 + \theta)} \dots 5.32$$

en la cual:

$$N = \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi_1 + \theta) \text{sen}(\phi - \rho)}{\text{sen}(\phi_1 + \theta) \text{sen}(\theta - \rho)}}$$

donde:

- P = Fuerza total (empuje), en (libras)
- h = Altura vertical del relleno en (pies)
- W = Peso específico del material de relleno en (lbs/pie³).
- ϕ = Angulo de fricción interna del material de relleno.
- ϕ_1 = Angulo de fricción entre el relleno y el paramento del muro.
- ρ = Angulo entre la superficie del relleno y la horizontal.
- θ = Angulo entre el paramento posterior del muro y la horizontal.

Pesos unitarios y ángulos de fricción interna.

En la Tabla 5.1 aparecen valores promedio del peso-unitario W , de algunos materiales y sus ángulos de fricción interna ϕ .

TABLA 5.2.1

COEFICIENTE Y ANGULO DE FRICCIÓN

<u>Tipo de Superficie</u>	<u>Coefficiente de Fricción</u>	<u>Angulo de Fricción ϕ</u>	
Granito, caliza, mármol:			
Capa suave sobre capa suave.	0.70	35°	00'
Capa dura sobre capa dura.	0.55	28°	50'
Capa dura sobre capa suave.	0.65	33°	00'
Piedra, ladrillo, o concreto:			
Mampostería sobre mampostería.	0.65	33°	00'
Mampostería sobre madera.	0.60	31°	00'
Mampostería sobre madera.	0.50	26°	40'
Mampostería sobre arcilla -- seca.	0.50	26°	40'
Mampostería sobre arcilla húmeda o mojada.	0.33	18°	20'
Mampostería sobre arena.	0.40	21°	50'
Mampostería sobre grava.	0.60	31°	00'
Piedra suave sobre acero o -- fierro.	0.40	21°	50'
Piedra dura sobre acero o -- fierro.	0.30	16°	40'

La presión resultante tiene una inclinación con -- respecto a la normal a la parte posterior del muro, - -

igual al ángulo de fricción sobre el muro, ϕ_1 . Se pueden obtener los valores de ϕ_1 de la Tabla 5.2

Pero nunca deberán exceder al ángulo de fricción interna del material de relleno. La componente vertical, del empuje de tierra P , no necesita considerarse en el análisis de estabilidad, al menos que tenga un efecto importante en el diseño estructural.

El empuje de tierras en estructuras de sección irregular, como las escalonadas o aquéllas que tengan una o más inclinaciones del paramento posterior, puede calcularse por medio de la ecuación:

$$\bar{P} = \frac{1}{2} \left(\frac{\text{sen}(\theta - \phi)}{(1+N) \text{sen} \phi} \right)^2 \cdot \frac{w h^2}{\text{sen}(\phi_1 + \theta)} \dots 5.33$$

Sustituyendo por una inclinación promedio para determinar el ángulo θ .

NOTA: Los ángulos de fricción deberán reducirse 5° si el relleno va a soportar tránsito de vehículos pesados.

El coeficiente de fricción f , será igual a la tangente del nuevo ángulo ϕ_1 .

Paso de la resultante.

Para todas las estructuras con presión hidrostática o relleno con pendiente negativa, deberá considerarse que la resultante actúa a $1/3$ de la altura. Para estruc-

PESOS UNITARIOS Y ANGULOS DE FRICCION INTERNA

	Peso Seco lbs/pies ³	Peso con Drenaje Natural lbs/pies ³	Peso Sumergido lbs/pies ³	Angulo de Fricción Interna Grados
	60 - 90	100 - 120	35 - 55	10
a	90 - 115	120 - 135	55 - 70	20 - 25
	105 - 120	115 - 135	65 - 75	40 - 50
	85 - 105	115 - 130	55 - 65	25 - 40
	65 - 85	105 - 115	40 - 50	20 - 30
	90 - 105	105 - 120	55 - 65	25 - 40
Compacta	115 - 130	135 - 140	70 - 80	40 - 50

TABLA 5.2

turas que tengan inclinación en su paramento posterior - igual o mayor que 2:1 el empuje deberá considerarse también a un tercio de la altura (.33 h). Para estructuras con el paramento posterior vertical (o inclinación menor que 2:1) y rellenos horizontales o con pendiente positiva, se debe considerar el empuje a 0.375 h. (Ver fig. V.10)

Fuerzas Pasivas: Aunque la resistencia pasiva de una masa de tierra al movimiento es mucho mayor que la presión activa, para que llegue a presentarse ese movimiento, el muro tendría que desplazarse o girar significativamente. Por lo tanto, excepto en las estructuras de tablestacas, no es necesario considerar la resistencia pasiva en un análisis de estabilidad. Para estructuras de tablestacas, la resistencia pasiva de la tierra puede calcularse de:

$$R_p = W h^2 \operatorname{tag}^2 \frac{(90 + \phi)}{2} \dots \dots (5.34)$$

SOBRECARGAS: Para una sobrecarga uniforme, se debe considerar que la densidad del material de relleno se ha incrementado en la siguiente forma:

$$W' = \frac{W (h + 2h')}{h} \dots \dots \dots (5.35)$$

donde: W' = Nuevo valor del peso específico del material del relleno.

h' = $\frac{W}{w}$, altura equivalente por sobrecarga.

W = Sobrecarga en lbs/pie².

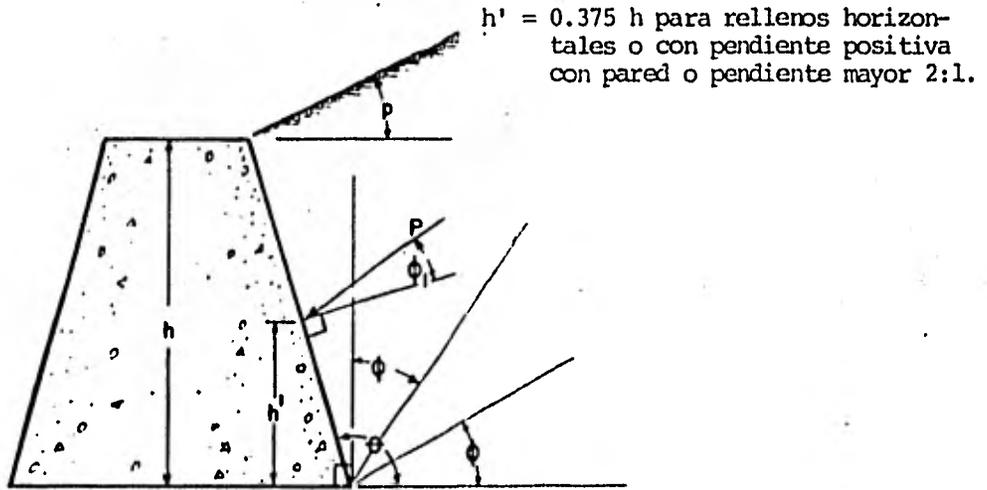


FIGURA V.10 Presión de tierras sobre un muro inclinado.



Fig. V.11 Punto de aplicación del empuje.

w = Peso específico del material de relleno -
(ya sea drenado o saturado, dependiendo de
las condiciones del relleno).

h = Altura vertical del relleno, en pies.

Cuando se emplea este procedimiento al trabajar con sobrecargas, al punto de aplicación del empuje activo en muros verticales con rellenos horizontales o de pendiente positiva, deberá elevarse de $0.375h$ hasta un límite - de $0.475h$, elevando $0.01h$ por cada 10% de incremento en la densidad artificial.

MATERIALES SUMERGIDOS: Las presiones debidas a rellenos sumergidos pueden calcularse sustituyendo por W - en las ecuaciones anteriores el peso unitario del material reducido por flotación, y sumando a las presiones - así calculadas, la carga hidrostática completa. Obsérvese que para sobrecargas, este peso unitario sumergido -- del material debe incrementarse como se indica en la sec ción anterior.

SUBPRESION: Para cálculos de diseño, las subpresio nes deberán considerarse como presión hidrostática com-- pleta para aquellos muros cuyas bases se encuentran bajo el nivel del mar o con rellenos saturados.

V.2.10 FUERZAS DE IMPACTO.

Las fuerzas de impacto han llegado a ser un factor- importante en el diseño de las estructuras costeras, co- mo consecuencia del empleo cada vez más frecuente de - -

pantallas relativamente delgadas contra inundaciones, y de las estructuras de compuerta que se utilizan en las barreras de protección contra huracanes. Los vientos intensos de un huracán, que actúan sobre pequeñas embarcaciones de recreo, barcasas y desechos flotantes, pueden originar una fuerza adicional considerable sobre una estructura. Si el lugar y las condiciones funcionales del mismo, limitan la consideración de esta fuerza adicional en el diseño, deben tomarse otras medidas, ya sea para limitar la profundidad del agua frente a la estructura, construyendo un enrocamiento disipador, o una estructura parcialmente sumergida a cierta distancia, en la cual -- atracarán las embarcaciones, eliminándose así la posibilidad de que se presente el impacto y sus posibles consecuencias en estructuras ligadas a tierra.

En muchos lugares este peligro puede no presentarse o la posibilidad es muy remota, pero donde las estructuras pueden localizarse dentro de un complejo portuario y el riesgo subsista, se deberán calcular cuidadosamente las fuerzas de impacto.

FUERZAS DEBIDAS A LA VELOCIDAD.- En el diseño de revestimiento de canales, la piedra que constituye la coraza a lo largo de un talud de un canal, debe ser capaz de soportar las velocidades de las corrientes. La velocidad máxima de las corrientes por marea en el centro o eje de un canal o acceso, se puede determinar en forma aproximada por medio de la siguiente fórmula:

$$V = \frac{4\pi A H}{3 T S} \dots \dots \dots (5.36)$$

donde: V = Velocidad máxima de la corriente por ma
rea, la cual se presenta en el centro -
de la abertura.

A = Area de la dársena o almacenamiento.

S = Area de la sección transversal de las -
aberturas.

H = Amplitud de la marea.

T = Período de la marea.

La velocidad de la corriente en el centro del canal
es aproximadamente un tercio mayor de la que se presenta
en los lados del mismo.

Si el peso estable de piedra $W = \frac{\pi}{6} dg^3 W_s.. (5.37)$

donde: dg = Es el diámetro de una piedra supuesta-
mente esférica de peso equivalente, y

$$V = y (2g)^{1/2} \left[\frac{W_s - W_w}{W_w} \right]^{1/2} (\cos \alpha - \text{sen } \alpha)^{1/2} dg^{1/2} \dots \dots \dots (5.38)$$

La combinación de las ecuaciones (5.36) y (5.37) pa
ra un valor de y = 1.20 (piedra enterrada o empacada) da:

$$W = \frac{V^6 W_s W_w^3}{15.23 \times 10^5 (W_s - W_w)^3 (\cos \alpha - \text{sen } \alpha)^3} .. (5.39)$$

donde:

W = Peso de la piedra estable, en lbs.

V = Velocidad del agua que actúa directamente sobre la piedra, en pies/seg.

W_s = Peso unitario de la piedra en lbs/pie³.

W_w = Peso unitario del agua en lbs/pie³.

g = Aceleración de la gravedad, 32.3 pies/seg²

α = Angulo de reposo.

d_g = Diámetro equivalente de piedra, en pies.

$$d_g = 1.24 \sqrt[3]{\frac{W}{W_s}}$$

y = Constante de Isbash, 1.20 y 0.86 para piedras enterradas (empacadas) o no enterradas (sobreexpuestas), respectivamente.

La gráfica 5.5 es un procedimiento gráfico para resolver las ecuaciones (5.37) y (5.38), para el diámetro de piedra equivalente y peso de la misma, considerando una piedra de peso unitario de 165 lbs/pie³ y el del agua de 62.4 lbs/pie³.

En el caso de aguas saladas, la curva se debe corregir proporcionalmente. Estas curvas se consideran útiles y aplicables bajo condiciones de turbulencia no excesiva y para piedras que estén ya sea enterradas o no enterradas.

V.3 DISEÑO DE ROMPEOLAS.

Introducción.

Las olas generadas por viento producen la fuerza -- más crítica a la cual se encuentran sujetas las estructuras costeras. Una estructura expuesta a la acción del -- oleaje se debe diseñarse para soportar los efectos de la ola máxima esperada, si su diseño se justifica económicamente.

v.3.1 Características del oleaje:

Las características del oleaje se determinan primeramente en aguas profundas y posteriormente se propagan hasta la estructura. La altura de ola significativa en -- aguas profundas, H_s , y el período significativo, T_s , pueden determinarse si son conocidas, la velocidad del viento, su duración, profundidad de agua (batimetría), y la longitud del Fetch.

El parámetro altura de ola, normalmente obtenida por medio de un análisis estadístico de las cartas sinópticas del tiempo, será la altura de ola significativa, H_s .

Expresado en términos del espectro del oleaje normal en la naturaleza, H_s , posteriormente puede relacionarse aproximadamente con otros parámetros dentro del espectro, como se muestra a continuación:

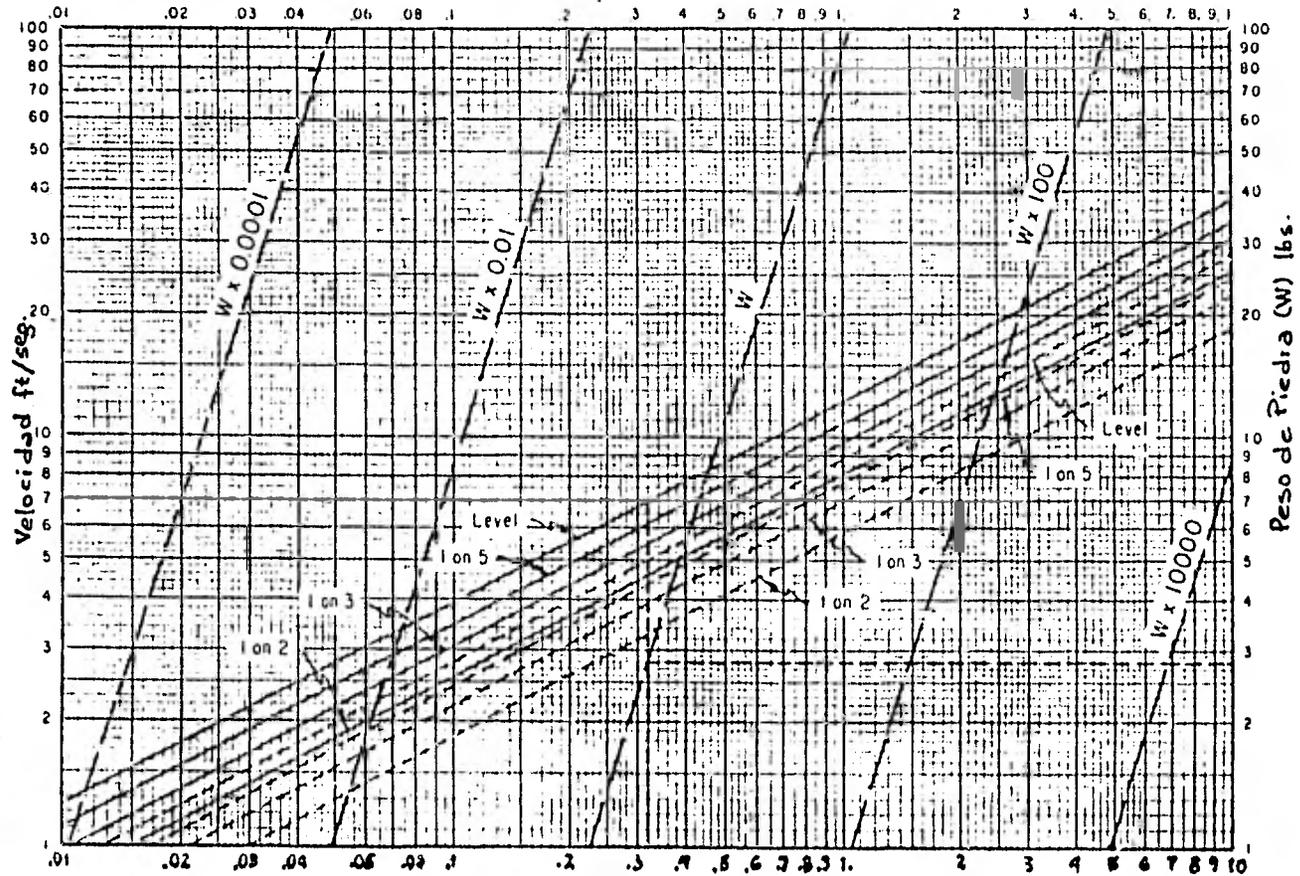
$$H^{1/3} \text{ o } H_s = \text{Altura promedio del tercio superior de todas las olas.}$$

$$W = \gamma (2q)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{w_s - w_w}{w_w} \right)^{\frac{1}{2}} (\cos \alpha - \sin \alpha)^{\frac{1}{2}} d_q^{\frac{1}{2}}$$

$$W = \frac{\pi}{6} d_q^3 w_s \quad w_s = 165 \text{ lbs per ft}^3$$

$$w_w = 62.4 \text{ lbs per ft}^3$$

— Embedded Stone ($\gamma = 1.20$)
 - - - Non Embedded Stone ($\gamma = 0.86$)



Gráfica 5.5 .- Velocidad Vs, Peso de Piedra y Diámetro Equivalente.

1.27 $H_s \approx H_{10}$ = Altura promedio del 10% superior de todas las olas.

1.67 $H_s \approx H_1$ = Altura promedio del 1% superior de todas las olas.

DESARROLLO DE PARAMETROS DEL OLEAJE: Todos los datos de oleaje recopilados y aplicables a un determinado proyecto, deberán evaluarse, pues posiblemente se empleen como criterio de diseño. Las observaciones visuales de olas ciclónicas, aunque son difíciles de confirmar, pueden proporcionar una indicación de la altura de ola, período, duración de la tormenta, frecuencia y especialmente la dirección. Se ha progresado en la fabricación de aparatos de medición de altura y período de las olas; sin embargo, estos aparatos no indican la dirección del oleaje, que generalmente es necesario para el diseño.

En aquellos lugares donde se han obtenido datos estadísticos confiables del oleaje en aguas profundas, éstos deben emplearse para determinar características del oleaje en aguas reducidas.

1.3.2 Selección de la ola de diseño.

La selección de la ola de diseño depende de que la estructura vaya a estar sujeta al ataque de olas antes de romper, en rompiente o después de haber roto (olas rotas).

Después de conocer y seleccionar las característi--

cas 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 de 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, seleccionando con el tipo de estructura, rígida, semirígida o flexible. En una forma práctica la ola de diseño se selecciona de la siguiente manera:

<u>OLA DE DISEÑO</u>	<u>TIPO DE ESTRUCTURA</u>
H_1 = Altura promedio del 1% de las olas más altas.	Estructuras Rígidas como: Muros en cantiliver de tablestaca de acero. Una ola alta dentro del tren de olas puede causar la falla de la estructura.
H_{10} a H_1	Estructuras Semirígidas, como estructuras a base de celdas de tablestaca de acero; éstas pueden absorber considerables cantidades de esfuerzo, y por lo tanto, se puede emplear una ola de diseño H_{10} .
H_s	Estructuras Flexibles, como son las de enrocamiento. Los efectos de olas mayores que H_s , sobre estructuras flexibles de este tipo se desconocen. Aun cuando una piedra o un elemento prefabricado decoraza sea mojado por una ola de mayor altura, la acción sucesiva de olas menores la reacomoda.

Los daños en una estructura de enrocamiento son progresivos, y normalmente se requiere de un período amplio de acción del oleaje destructivo para que la estructura cese de proporcionar una protección adecuada. Por lo tanto, es necesario, en cuanto a economía se refiere, considerar la frecuencia de oleaje que causa daños, al seleccionar la ola de diseño; por ejemplo, en las costas del ATLANTICO y del GOLFO, los huracanes no proporcionan la base de las condiciones de diseño, debido a que su fre--cuencia de incidencia en un lugar específico es de una vez por cada 20 a 100 años. En este caso muy probablemente sería antieconómico construir una estructura estable para todas las condiciones, por lo cual H_s sería una selección más práctica.

En la costa de EE.UU. del Pacífico norte el patrón del tiempo es más uniforme y las tormentas de intensidad severa ocurren varias veces cada año. El uso de H_s como altura de ola de diseño en estas costas, puede dar como resultado grandes daños anuales originados por olas mayores de H_s , y por lo tanto el mantenimiento será más frecuente. En tal caso, una ola de mayor altura, del orden de H_{10} sería más recomendable. La selección entre H_s y H_{10} se basa en los siguientes factores:

- 1) Efectos que producen daños en la estructura sobre áreas protegidas.
- 2) Frecuencia de mantenimiento.
- 3) Disponibilidad de materiales para coraza.
- 4) Comparación entre costo de mantenimiento y la -

amortización de un costo inicial mayor. La selección de la altura de la ola de diseño también debe tomar en consideración si la estructura va a estar sujeta al ataque de olas en rompiente. En el pasado se consideró que una estructura localizada en una profundidad de agua, d (respecto al nivel de diseño), donde: $d \leq 1.3 H$ y $H =$ altura de ola de diseño, se vería sujeta a olas rompientes.- Un estudio posterior del proceso de rompimiento de una ola nos indica que este criterio no es necesariamente -- válido.

Cuando se diseña para condiciones de ola en rompiente, es costumbre despreciar las olas más grandes que rompen antes de alcanzar a la estructura, basándose en la suposición de que la fuerza máxima destructiva se deberá a la acción de la ola que rompe completamente sobre dicha estructura. De ahí que, cuando la profundidad de diseño frente a la estructura (a una distancia igual a -- siete alturas de rompiente) es igual o menor que $1.3 H$, la profundidad predomina en la selección de la ola de -- diseño. Cuando la profundidad de diseño es tal que queda entre $1.3 H_5$ y $1.3 H_1$, algunas olas romperán en la es--- tructura, pero con una frecuencia decreciente conforme -- la profundidad, d , se aproxima a $1.3 H_1$.

Cuando la profundidad de diseño $d \leq 1.3 H_{10}$, es preferible emplear una ola rompiente con $H_b = 0.78 d$ como -- ola de diseño.

Debido a que a lo largo de las costas del ATLANTICO, del GOLFO y del PACIFICO, solamente se dispone de datos estadísticos del oleaje para condiciones de aguas profun

das ($d = L_0/2$), es necesario aplicar el análisis de refracción para determinar las características del oleaje en el sitio de la estructura.

En aquellos lugares donde la plataforma continental es relativamente amplia y poco profunda, como en el Golfo de México, es conveniente considerar relativamente -- una gran pérdida de energía debido a la fricción del fondo.

V.3.3 TIPOS DE ELEMENTOS UTILIZADOS EN UN ROMPEOLAS

Actualmente se usan varios tipos de rompeolas y escolleras a base de diferentes materiales de construcción; los principales materiales que se emplean son: piedra, - concreto, acero y madera; ocasionalmente se ha empleado el asfalto como material de liga.

La selección de un material o la combinación de materiales se basa en el costo y adaptabilidad de acuerdo con las condiciones que presente un sitio en especial.

A) ROMPEOLAS DE ENROCAMIENTO.- La estructura de enrocamiento se adapta a cualquier profundidad de agua y puede prácticamente construirse sobre cualquier clase de suelo.

Las ventajas principales de las estructuras de enrocamiento son:

- a) Daños fácilmente reparables.

b) Los asentamientos de la estructura ocasionan un reacomodo de las piedras que la componen, incrementando su estabilidad, en lugar de originar fracturas en toda la estructura y la acción del oleaje reflejado en mucho menor que el que se presenta en una estructura a base de muro sólido; las principales desventajas son:

1) La gran cantidad de material que se requiere, lo cual presenta un alto costo inicial sino se dispone de material satisfactorio dentro de una distancia económica de acarreo.

2) La cantidad de energía del oleaje que se propaga a través de la estructura, si el núcleo no lo es suficientemente alto e impermeable.

La estructura de enrocamiento es más o menos un conjunto de piedras naturales de diferentes tamaños y formas, colocadas ya sea a volteo (al azar) o en alguna forma especial. Los taludes y el peso de las piedras se diseñan de tal forma que la estructura pueda resistir la acción del oleaje esperada.

B) ROMPEOLAS DE ELEMENTOS DE CORAZA A BASE DE CONCRETO PRECOLADO.- En aquellos lugares donde no se dispone económicamente de rocas en cantidades o tamaños adecuados, se emplean formas geométricas construidas de concreto.

Se usan en diferentes formas, las más comunes e inicialmente usadas fueron el cubo y el tetraedro. Recientemente se han desarrollado más tipos o formas de elemen--

tos de concreto precolado, como son los tetrápodos, tribarras y cuadrípodos.

El tetrápodo fue desarrollado y patentado por la Incorporación Neyrpic, de Grenoble, Francia. Los tetrápo--dos son formas totalmente de concreto, que consisten en una coraza o núcleo central del cual salen radial y simé--tricamente espaciadas, cuatro patas cónicas truncadas -- (ver figura V.12).

Estos elementos se usan totalmente sobre el talud - de la estructura que va hacia el mar, y se apoyan en la corona en una capa de concreto de suficiente peso para - evitar su desplazamiento, debido a las olas que sobrepasan la corona.

La ventaja principal de los tetrápodos es su tenden--cia a interconectarse, a trabarse y como consecuencia a--proporcionar mayor estabilidad mediante un peso menor, - permitiendo taludes más inclinados y menor volumen de ma--terial.

Un elemento de concreto más reciente es la tribarra, desarrollada y patentada por Palmer de Hawai. La triba--rra es un elemento de concreto sin refuerzo que consiste en tres barras ligadas entre sí por tres brazos radiales (ver figura V.13).

El cuadrípodo fue desarrollado por el Cuerpo de In--genieros, es un elemento de concreto sin refuerzo, com--puesto por cuatro patas truncas, tres de las cuales es--tán en el mismo plano y son radiales a un punto central-- (ver figura V.14).

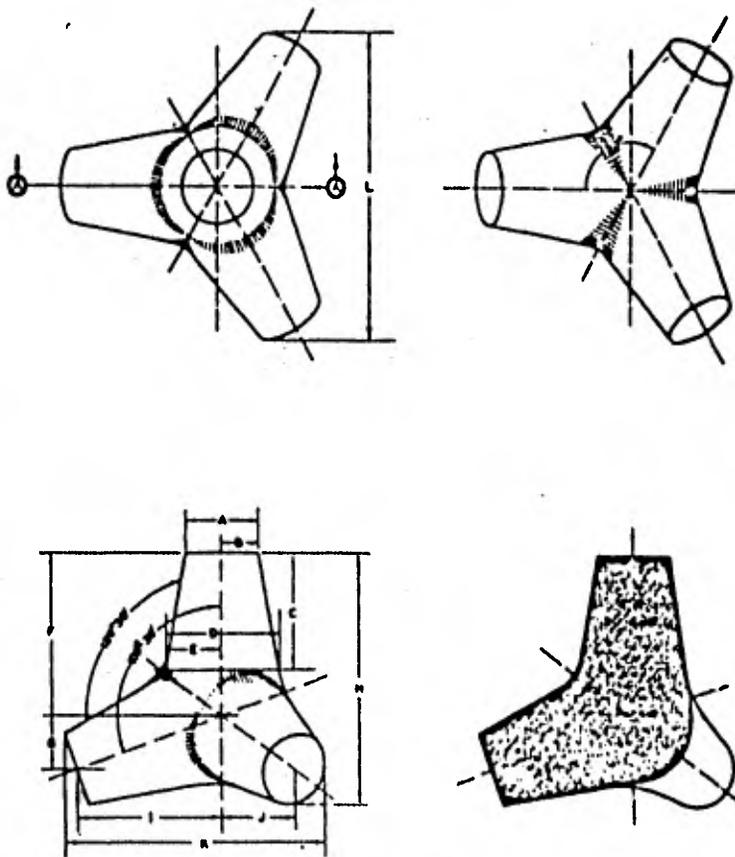


Fig. V.12 Tetrápodo

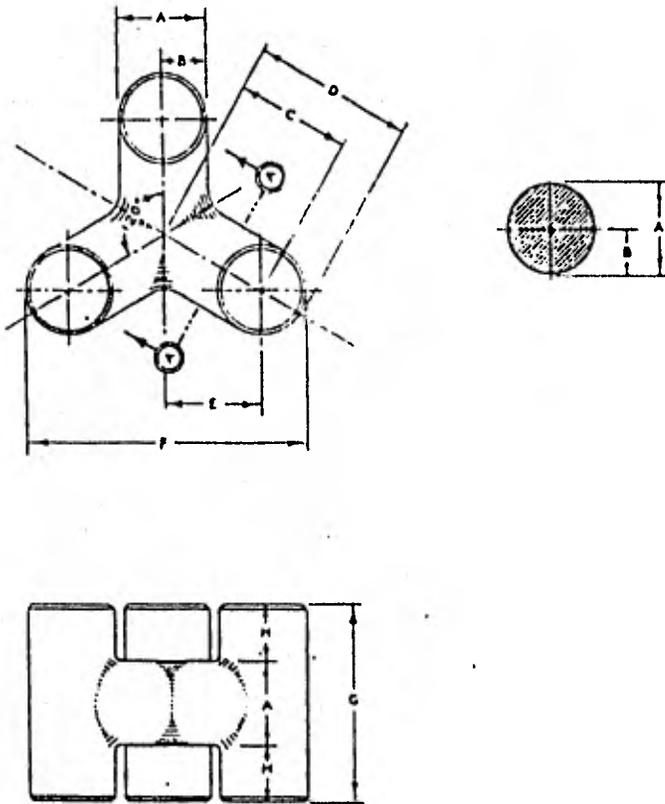


Fig. V.13 Tribarra.

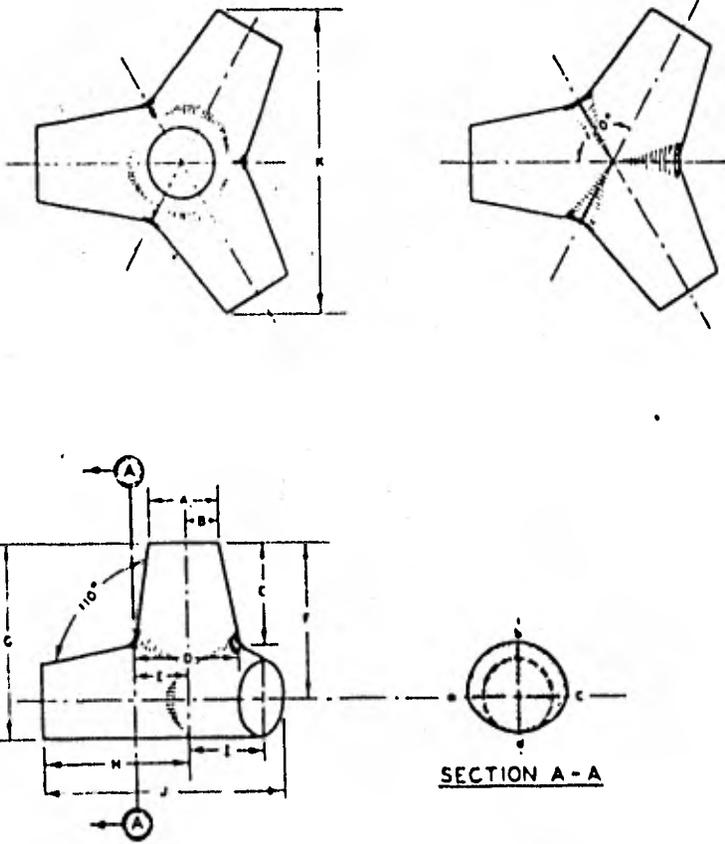


Fig. V.14 Cuadrípodo

El cubo modificado y el hexápodo, son otros elementos que se han probado en modelo, pero aún no han sido utilizados en una estructura prototipo. Tenemos otros elementos como el tetraedro hueco desarrollado en Inglaterra; el akmon, una forma de doble cuña, el bloque cuadrado hueco y el bloque tetraedro hueco han sido desarrollados en Japón.

V.3.4 CRITERIO DE DISEÑO DE LOS ROMPEOLAS.

El diseño de este tipo de estructuras consiste generalmente en la determinación de los siguientes puntos:

- 1) Elevación de la corona de la obra.
- 2) Elevación de las capas subyacentes.
- 3) Anchos de las coronas.
- 4) Espesores de las capas.
- 5) Peso de los elementos constitutivos de la coraza y rangos aceptables.
- 6) Espesores de las capas.

Los cuatro primeros puntos se pueden encuadrar dentro de lo que se podría llamar dimensionamiento de la estructura, en tanto que los dos últimos caerán dentro de lo que es la estabilidad de la misma.

Hasta el principio de la tercera década de este Siglo, el diseño de las estructuras de enrocamiento estuvo en gran parte basado en la experiencia y conocimiento de

las condiciones especiales de un lugar específico. Se -- han realizado esfuerzos para racionalizar el diseño de - este tipo de estructura, procurando observar y analizar fallas y buscando determinar las constantes para aplicar a diferentes parámetros, en un intento por darle una explicación a dichas fallas.

Debido a la naturaleza empírica del desarrollo de - éstas fórmulas, están expresadas generalmente en función del peso de la piedra requerida para soportar las características de la ola de diseño.

La primer fórmula empírica para el diseño de rom---peolas no apareció antes de 1933, pero ésta y otras fórmulas subsecuentes no fueron más allá en el ordenamiento y reducción del uso de métodos arbitrarios para la elección de los elementos componentes de los taludes más directamente sujetos a la acción del oleaje. Aun ahora que da mucho por conocer sobre la estabilidad de las estructuras pero son indudables los grandes cambios logrados - en este aspecto gracias al enorme avance en el campo - - teórico, que ha colocado los conocimientos en la mayoría de las materias de la hidráulica marítima en un nivel satisfactorio, a la ayuda invaluable de pruebas en modelos reducidos y a un mejor conocimiento de los fenómenos naturales, que hacen posible una estimación satisfactoria de las características de las olas esperadas.

A continuación se dará un resumen de todas las fórmulas que existen para el diseño de rompeolas, conside--rando cuál de ellas es la más adecuada y usual.

TABLA 5.3.- FORMULAS EMPIRICAS

A U T O R	FORMULA	APLICACIONES
<p>a) Eduardo Castro (1933)</p>	$W = 0.704 \frac{H^3 s}{(\cot \alpha + 1) (S - 1)^3 \sqrt{\cot \alpha - \frac{2}{S}}}$ <p>donde: W = Peso de un elemento de coraza en toneladas. H = Altura de la ola en metros. S = Densidad relativa de los elementos. α = Angulo del talud medido desde la horizontal.</p>	<p>Sin aplicación práctica.</p>
<p>b) Iribarren Cavanilles (1938)</p>	$W = K \frac{H_b^3 s}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3 (S - 1)^3}$ <p>donde: H_b = Altura de ola rompiente. K = 0.015 para piedra de banco. K = 0.019 para bloques artificiales.</p> <p>Cuando la profundidad "d" al pie de la estructura no exceda del 6% de la longitud de onda:</p> $W = K \frac{H^3 s}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3 (S - 1)^3}$ <p>donde: H = Altura de la ola que se tendrá sin la estructura. K = 0.023 para piedra de banco. K = 0.029 para elemento artificial.</p>	<p>La aplicación de estas fórmulas a taludes grandes -- conduce a valores muy altos de los elementos de coraza, que en la mayoría de los casos impide la -- adopción de esos taludes.</p>

A U T O R	FORMULA	APLICACIONES
<p>c) Mathews (1948)</p>	$W = 0.00149 \frac{H^2 T S}{(\cos \alpha - 0.75 \operatorname{sen} \alpha)^2 (S - 1)^3}$ <p>donde: T = Período del oleaje en segundos. S = Densidad relativa de los elementos.</p>	<p>Sin aplicación práctica.</p>
<p>d) Epstein y Tyrrell (1949)</p>	$W = K_t \frac{H^3 S}{(S - 1)^3 \mu - \tan \alpha)^3}$ <p>donde: K_t = Coeficiente en función de α, μ, y d/L incluyendo tres coeficientes adicionales definidos en función del tamaño de los elementos. μ = Coeficiente de fricción, elemento sobre elemento, prácticamente igual a la unidad.</p>	<p>Los autores de esta expresión determinaron una fórmula para K_t en términos de α, μ y d/L pero la fórmula es un poco complicada e implica tres coeficientes desconocidos, algunos de los cuales sea posiblemente variable.</p>
<p>e) Hudson (1958)</p>	$W = \frac{H^3 \gamma_r}{K_d (S_r - 1)^3 \cot \alpha}$ <p>donde: W = Peso del elemento de coraza en tons.</p>	<p>La ecuación de Hudson se basa en resultados de años de experimentación en modelos y en verificaciones sobre datos de prototipos.</p>

A U T O R	FORMULA	APLICACIONES
	<p>H = Altura de la ola de diseño en el sitio de la estructura (m).</p> <p>γ_r = Peso unitario de los elementos de la coraza (seco), ton/m³.</p> <p>S_r = Gravedad específica de los elementos de la coraza, relativa al agua donde se encuentra la estructura.</p> $S_r = \frac{\gamma_r}{\gamma_w}$ <p>γ_w = Peso unitario del agua.</p> <p>$\gamma_w = 1 \text{ ton/m}^3$.</p> <p>$\gamma_r = \text{Peso unitario de agua de mar} = 1.025 \text{ ton/m}^3$.</p> <p>$\alpha$ = Angulo que forma el talud de la estructura con respecto a la horizontal, en grados.</p> <p>K_d = Coeficiente que varía principalmente debido a la forma de los elementos, a su rugosidad, agudeza de aristas e interconexión de los elementos obtenidos al colocarlos.</p>	<p><u>Criterio numérico de uno de los mejores logros alcanzado en modelos de esta bilidad.</u></p>

La fórmula de Hudson es la más usual y que se aplica con mayor frecuencia, ya que presenta la ventaja de contener un coeficiente (K_d) que depende exclusivamente del tipo de elemento; además, toma en cuenta algunos factores como son: número de capas en la caraza, forma de las unidades, grado de trabazón de las unidades, modo de colocación, tipo de oleaje incidente, etc.

Los valores obtenidos de las pruebas para este coeficiente se muestran en la tabla 5.4; estos valores, debido a algunas limitaciones en las pruebas, dan un factor de seguridad mínimo, por lo que se debe ajustar el valor de K_d según la experiencia y juicio del proyectista.

Ahora, mientras que se cuenta con una gran investigación en lo referente a las condiciones que producen olas no rompientes, en cambio se dispone de muy escasas pruebas respecto a olas rompientes. Aun no han sido completamente establecidas las condiciones de profundidad y pendiente del fondo, capaces de producir las características de la ola rompiente de mayor destructividad. Por el momento se considera recomendable aplicar una reducción a los valores de K_d determinados para olas no rompientes, para aplicarlos a una ola de diseño en rompiente. Tal reducción puede ser más conservadora que los valores indicados por las pruebas de laboratorio aún incompletas.

Ahora, si se acepta algún grado de daño a la caraza, se pueden usar valores un poco mayores de K_d para el diseño, ya que al presentarse hundimientos de la estructu-

TABLA 5.4.- COEFICIENTE DE ESTABILIDAD K_d

Criterio "Sin Daño" y Sobre-elevación Mínima							
Unidad	n*	Colocación	Cuerpo		Morro		Talud Cot α
			K_d		K_d		
			Oleaje Rompiente	Oleaje no Rompiente	Oleaje Rompiente	Oleaje no Rompiente	
Piedra							
Lisa redondeada	2	al azar	2.1	2.4	1.7	1.9	1.5 a 3.0
Lisa redondeada	3	al azar	2.8	3.2	2.1	2.3	De 1 a 1.5
Rugosa angular	1	al azar		2.9		2.3	a 1 a 3
Rugosa angular	2	al azar	3.5	4.0	2.9 2.5 2.0	3.2 2.8 2.3	1.5 2.0 3.0
Rugosa angular	3	al azar	3.9	4.5	3.7	4.2	De 1 a 1.5
Rugosa angular	2	especial	4.8	5.5	3.5	4.5	a 1 a 3
Tetrápodo y Cuadrípodo.	2	al azar	7.2	8.3	5.9 5.5 4.0	6.6 6.1 4.4	1.5 2.0 3.0
Tribarra	2	al azar	9.0	10.4	8.3 7.8 7.0	9.0 8.5 7.7	1.5 2.0 3.0
Dolos	2	al azar	22.0	25.0	15.0 13.5	16.5 15.0	2.0 3.0
Cubo modificado	2	al azar	6.8	7.8	-	5.0	De 1 a 1.5
Hexápodo	2	al azar	8.2	9.5	5.0	7.0	a 1 a 3
Tribarra	1	uniforme	12.0	15.0	7.5	9.5	
Piedra (K_{RR}) Graduada angular	-	al azar	2.2	2.5			

* n es el número de unidades en el espesor de la coraza.

ra y efectuarse un reacomodo entre las unidades, puede - dar como resultado una estructura más estable que la ori- ginal.

Esto puede redundar en un costo de mantenimiento me- nor que si se considerara en el diseño de una estructura completamente estable para oleajes mayores, o sea que si se acepta que la estructura sufra daños sin llegar a su- destrucción completa durante alguna tormenta por ejem- plo, el costo inicial será menor y el costo de manteni- miento será bajo, dando con ello una economía mayor que- haciendo otras consideraciones.

Se han llegado a determinar valores de K_d en fun- ción del porcentaje de daños, que junto con datos esta- dísticos referentes a la frecuencia de ocurrencia de - oleaje de distinto tamaño, determinarán el costo anual - de mantenimiento en función del daño aceptable, sin que- se haga peligrar las características funcionales de la - estructura.

Estos valores de K_d se muestran en la tabla 5.5, en la cual H es la altura de la ola significativa correspon- diente al daño D . $H_d = 0$ representa la altura de ola sig- nificativa correspondiente a un daño de 0 a 5%, general- mente referido como condición sin daño, y K_d es el coefi- ciente de estabilidad para el elemento y condición de da- ño respectivos.

Este porcentaje de daño está basado en el volumen - de unidades desplazados de su lugar por una altura de -- ola especificada. Dicha zona se extiende desde la mitad- de la coraza hasta una profundidad equivalente a la - - -

TABLA 5.5.- VALORES DE $H/H_{D=0}$ EN FUNCION DEL DAÑO EN LA CORAZA

Unidad		Porcentaje de Daño (D)						
		0 a 5	5 a 10	10 a 15	15 a 20	20 a 30	30 a 40	40 a 50
Piedra (lisa)	$H/H_{D=0}$	1.00	1.08	1.14	1.20	1.29	1.41	1.54
	K_D	2.4	3.0	3.6	4.1	5.1	6.7	8.7
Piedra (rugosa)	$H/H_{D=0}$	1.00	1.08	1.19	1.27	1.37	1.47	1.56
	K_D	4.0	4.9	6.6	8.0	10.0	12.4	15.0
Tetrápodos y cuadrípodos	$H/H_{D=0}$	1.00	1.09	1.17	1.24	1.32	1.41	1.50
	K_D	8.3	10.8	13.4	15.9	19.2	23.4	27.8
Tribarra	$H/H_{D=0}$	1.00	1.11	1.25	1.36	1.50	1.59	1.64
	K_D	10.4	14.2	19.4	26.2	35.2	41.8	45.9

Estos valores se obtuvieron para el cuerpo, $n = 2$, oleaje no rompiente, colocación - de las unidades al azar y roci6n m6nima.

correspondiente a una altura de ola cuyo daño sea nulo, -
 $H_D=0$.

V.3.5 DIMENSIONAMIENTO DE LOS ROMPEOLAS.

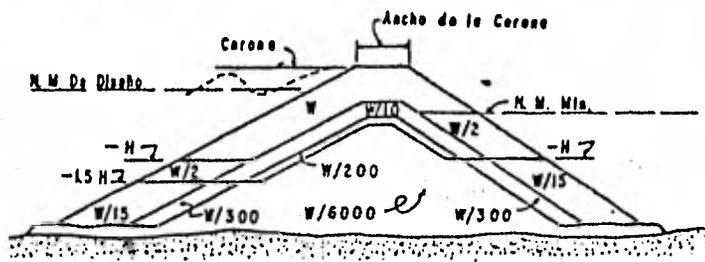
Otra de las fases importantes en el diseño, es el dimensionamiento de la estructura, que está muy ligada al concepto del inciso anterior; entre los aspectos que interesa conocer, relacionados a la figura V.15, tenemos:

a) Elevación de la corona:

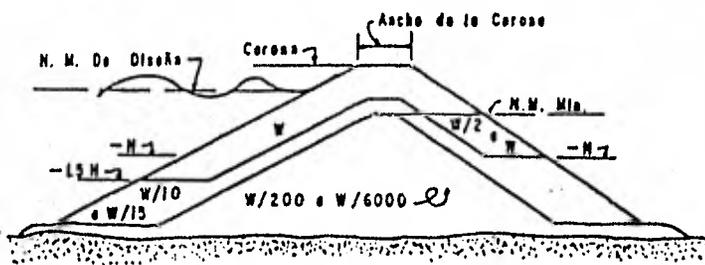
Uno de los efectos provocados por el talud de la estructura es el ocasionar la rotura de la ola, al hacer que las trayectorias orbitales se destruyan y con ello que la energía de la ola incidente se disipe, pero parte de esta energía hace que la ola, después de rota, trepe por el talud hasta una distancia que es función de la inclinación y rugosidad de aquél y de las características propias de la ola.

La elevación de la corona deberá ser tal que garantice que en la zona interior, aquélla a la que se pretende dar protección, se tenga la suficiente calma para que la estructura cumpla con los fines propuestos; puede tolerarse cierta roci6n, sólo si no causa agitación del agua en el interior, que pudiera impedir las operaciones o el tránsito de embarcaciones.

La sobreelevación o roci6n máxima del oleaje está en función según Saville, de las relaciones H_0'/T^2 y d/H_0' , en -



SECCION TEORICA



SECCION TIPO DE TRES CAPAS.

FIG. V.15 Dimensiones en secciones teoricas y tipo

las que H_0' es la altura de la ola equivalente en aguas profundas, T es el período de la ola y d es la profundidad al pie de la estructura. Con estas relaciones se determina el valor de R_v del alcance vertical de la ola.-- El cálculo de éste puede hacerse con ayuda de la gráfica 5.5.1.

b) Elevación del núcleo:

La elevación del núcleo estará determinada básicamente por los requerimientos de construcción, ya que deberá ser tal que permita que la maquinaria de construcción opere libremente durante la colocación de los diversos elementos integrantes.

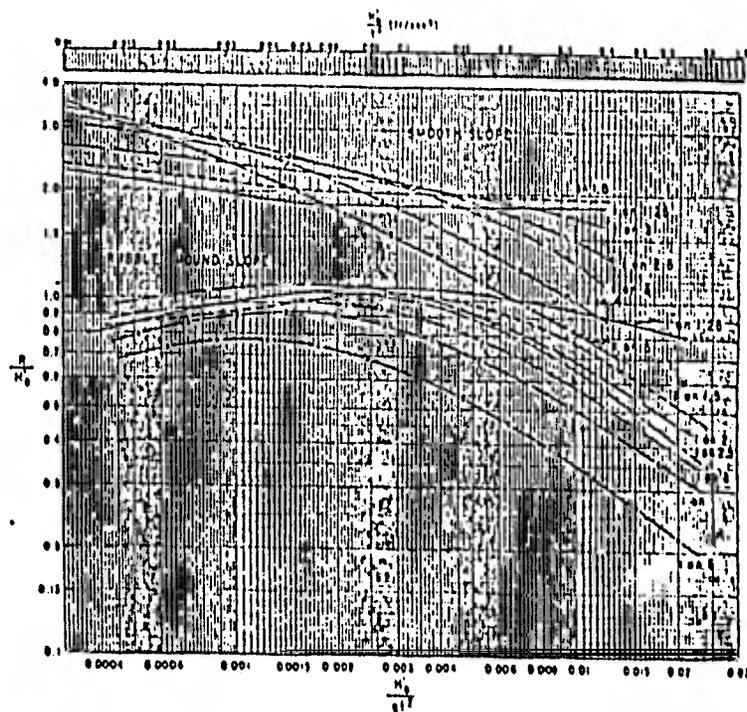
c) Ancho de la corona:

El ancho de la corona depende del grado de roci6n permitida y del tamaño de las piedras en la coraza; como una guía general en casos de acción de oleaje relativamente severa, y especialmente si se piensa que existiera roci6n, el ancho debe ser tal que permita la colocación de tres elementos ($n = 3$) y además debe permitir el rodaje de los equipos de construcción y mantenimiento. Como un valor inicial, el ancho puede estimarse con la siguiente expresión:

$$B = n K_{\Delta} \left(\frac{W}{\gamma_r} \right)^{1/3} \dots \dots \dots (5.40)$$

donde: B = Ancho de la corona, en metros.

n = Número de elementos (se recomienda 3 - como mínimo).



GRAFICA 5.5.1.

K_{Δ} = Coeficiente de capa (tabla 5.6)

W = Peso de unidad de coraza, en kg.

γ_r = Peso específico de la unidad, en kg/m³.

d) Espesor de las capas:

El espesor de las diferentes capas componentes de una sección típica como la mostrada en la figura V.15 -- se puede determinar de la fórmula (5.40). En esta misma figura se indican los valores recomendados para el peso de los elementos de la capa secundaria y del núcleo.

V.4 DISEÑO DE OBRAS PERPENDICULARES (ESPIGONES).

Se hizo anteriormente referencia a la clasificación de los espigones, por lo que ahora sólo hablaremos sobre su dimensionamiento.

El trabajo de los espigones es alejar de la orilla a las líneas de fuerte velocidad, creando así zonas de -- relativa calma entre espigón y espigón, las cuales se -- llenan paulativamente con materiales arrastrados, hasta que se forma otra orilla estable.

Además de ser más económicos que los muros marginales, tienen la ventaja de que al fallar uno de los espigones, los otros siguen trabajando y permiten hacer reparaciones en el estiaje siguiente. Su principal desventaja es que no fijan la orilla definitivamente y no son recomendados cuando los radios de curvatura son menores de dos veces el ancho de la corriente.

TABLA 5.6

COEFICIENTE DE CAPA Y POROSIDAD DE VARIAS UNIDADES

Unidad de coraza	n	Colocación	Coefficiente de capa $K \Delta$	Porosidad (P) en %
Piedra (lisa)	2	al azar	1.02	38
Piedra (rugosa)	2	al azar	1.15	37
Piedra (rugosa)	3	al azar	1.10	40
Cubo (modificado)	2	al azar	1.10	47
Tetrápodo	2	al azar	1.04	50
Cuadrípodo	2	al azar	0.95	49
Hexápodo	2	al azar	1.15	47
Tribarra	2	al azar	1.02	54
Dolos	2	al azar	1.00	63
Tribarra	1	uniforme	1.13	47
Piedra	graduada	al azar	----	37

n indica el número de unidades que tiene el ancho de la capa de coraza.

Los materiales que los constituyen son: enrocamientos, pilotes de madera y elementos de concreto.

El proyecto de espigones se inicia al escoger su -- longitud de trabajo; de acuerdo con esta longitud y con el ángulo de inclinación que tengan respecto a la orilla, se calcula la separación entre ellos.

Cuando los espigones vayan a ser cubiertos rara vez por la corriente y se dirige su inclinación hacia aguas-abajo formando un ángulo de 70° respecto a la orilla. Si van a estar cubiertos por el agua, se pueden colocar hacia aguas arriba, formando un ángulo de 120° (ver figura V.16).

Además de fijar la posición de los espigones en planta, como en el caso de los muros marginales, se requiere calcular su longitud y la separación entre cada uno de ellos.

La longitud de trabajo de un espigón es la que está dentro del cauce, y se denomina (l_t). La longitud total del espigón es (L_t).

$$L_t = 3/2 l_t \dots \dots \dots (5.41)$$

Se debe cumplir:

$$l_t \leq 1/3 B$$

donde:

B = Ancho de la superficie del agua.

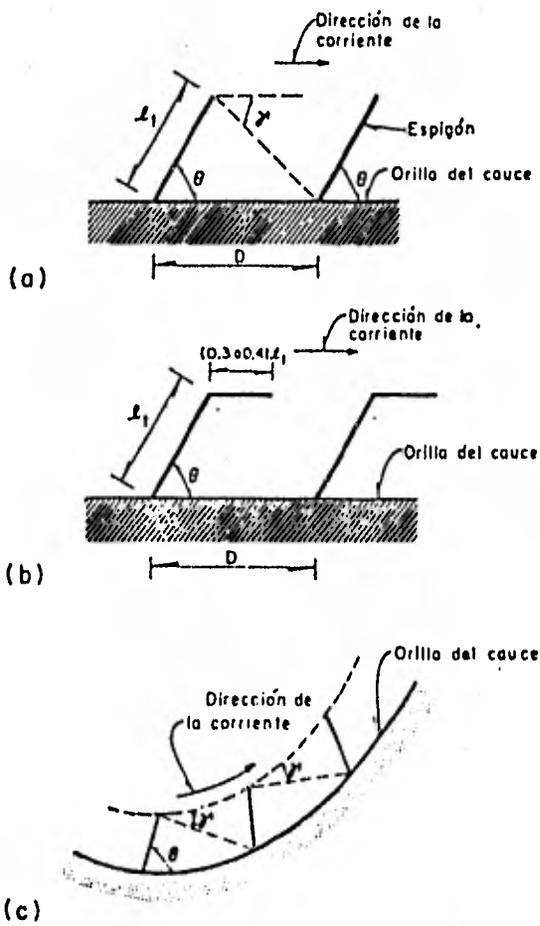


FIG. V.16 Posición de Espigones.

También se debe cumplir que:

$$L_t > H_p (1 + m^2)^{1/2}, \text{ donde:}$$

H_p = Profundidad máxima de la erosión local frente al espigón, medida desde la superficie libre.

m = Talud que tienen los lados del espigón.

Escogido l_t entre los amplios límites señalados y seleccionada su inclinación respecto a la orilla, la separación S estará dada por:

$$S = l_t \operatorname{sen} \Theta \cot \gamma + l_t \cos \Theta \dots \dots \dots (5.42)$$

6

$$S = \frac{\operatorname{sen} (\Theta + \gamma)}{\operatorname{sen} \gamma} l_t \dots \dots \dots (5.43)$$

Θ y γ se indica en la figura V.16. a, b, c.

Θ = Es el ángulo formado entre el espigón y la orilla de aguas abajo.

γ = Es el ángulo de expansión de la corriente al pasar el espigón.

Comúnmente el ángulo de expansión γ tiene un valor aproximado de 9° por lo que la $\cot \gamma = 6$, si $\Theta = 90^\circ$.

Por lo tanto, la separación vale:

$$S = 4 l_t \dots \dots \dots (5.44)$$

Esta es la separación que se recomienda incluso --- cuando θ esté comprendido entre 75° y 90° .

Cuando los espigones se prolongan paralelamente a la orilla (ver figura V.16), la separación entre ellos - aumenta y en este caso S es igual a 5 ó 6 l_t . No siempre conviene prolongarlos, ya que en la zona de esa prolongación se requiere de mayor volumen de material.

Respecto a la construcción de estas obras, se puede mencionar que cuando están construidas de piedra, el diámetro mínimo de cada elemento se puede calcular con la fórmula de Isbach:

$$d = \frac{(V^2)}{14.7 \frac{s - a}{a}} \dots \dots \dots (5.45)$$

Donde:

s = Peso específico del material sólido en ton/m³.

a = Peso específico del agua.

V = Velocidad media de la corriente en m/seg.

Debe dejarse un volumen extra de material en la punta del espigón para que al producirse la erosión al pie de ella, sea rellenado el hueco con ese material y no se afecte el resto de la obra.

Ese volumen podrá calcularse una vez que se conozca la erosión máxima que puede presentarse en la zona.

V.5 DRAGADO. .

Cuando las características naturales de la zona de un puerto presenta problemas para tener un calado apropiado en las dársenas, se hacen necesarios los trabajos de dragado, para su acondicionamiento y conservación.

Dragado.- Es la excavación y extracción de partículas sólidas que forman o se depositan en el fondo del mar.

Objetivos del Dragado.

- 1.- Profundizar o mantener la profundidad de ríos, lagunas, canales o puertos marítimos.
- 2.- Elevar el nivel de áreas bajas del terreno para mejorar sus condiciones.
- 3.- Construir diques y otras obras de control de corrientes y de la línea de costa.
- 4.- Explotar depósitos subacuáticos con valor comercial, tales como minerales, plantas para productos alimenticios, coral, esponjas, grava, arena y fertilizantes.
- 5.- El relleno de arenas ganadas al mar que sin ser necesariamente bajas, se requieren para determinado fin.

Existen diversas clasificaciones de dragado y a ---
continuación enunciaremos algunas de ellas.

Por su finalidad:

1.- Dragados de primer establecimiento.

Son los realizados en dársenas y canales en la fase de construcción, para alcanzar las cotas de calado según el proyecto.

2.- Dragado de mejora.

Estos tienen como objeto un aumento de los calados, con respecto a los obtenidos en las obras de primer establecimiento.

3.- Dragados de conservación.

Tiene como finalidad restituir el calado necesario en dársenas y canales, alterado por el arrastre y depósito de materiales.

Por la zona donde se realiza el dragado:

- a) Dragados en dársenas.
- b) Dragados en ríos y canales.
- c) Dragados en barras.

Atendiendo a la técnica de ejecución de los dragados:

I) Draga de cucharón.- Es sólo una pala flotante y motriz; ésta sólo se utiliza para trabajos pequeños.

II) Draga de cangilones.- Tienen una cadena sin fin de cubetas que sacan el material del fondo a la superficie. Las cubetas descargan sobre el transportador de banda que lleva el material a un transportador de montones, en la parte trasera de la draga, para su evacuación. La draga de cangilones no puede utilizarse en donde el material deba descargarse a una distancia de más de 100 mts.

III) Dragas de succión.- Estas recogen el material del fondo, junto con el agua, en tuberías de succión y la mezcla es descargada por bombeo en una tubería larga de desechos, apoyada en flotadores, y llevada hasta la zona fijada para recibir todo el material. Este tipo de draga no puede operar con material que tenga piedras grandes y cantos rodados.

La draga es el artefacto básico del trabajo de dragado. Su estructura naval responde a las exigencias de flotación de un barco pero el diseño de sus elementos está concebido para poder instalársele los mecanismos adecuados al trabajo de dragado.

Otro factor que influye en el proceso del dragado, es el de considerar las características del material que ha de ser extraído, como:

- La consolidación del material del fondo o su naturaleza, exija o no una acción mecánica para su extracción.

Requieren acción mecánica:

Materiales rocosos y materiales endurecidos por consolidación.

No requieren acción mecánica:

Las arenas fangosas y fangos o arcillas no endurecidas.

- Que los materiales succionados tengan o no facilidad para decantar.

Entre los primeros pueden citarse como caso óptimo- las arenas gruesas y entre los segundos las arenas finas limosas, fangos y arcillas blandas.

Puede inducir a error el establecimiento de una correlación entre la naturaleza de los materiales y el tipo de draga más adecuado a emplear.

Así pues, y exceptuando casos particulares, puede - establecerse el esquema de utilización de dragas que se reseña a continuación y que, naturalmente hay que tomar- con carácter indicativo.

Cuando los dragados se realizan en determinadas zonas, pueden implicar el uso concreto de una clase de draga, tanto por limitaciones de orden dimensional, como -- por razones de interferencias de tráfico.

Draga de cuchara.- Permiten la limpieza de los pies de los muelles.

Dragas de cangilones.- Se suelen emplear en obras -
de primer establecimiento.

Dragas de succión.- Para mantenimiento de calados,
ya que los materiales a dragar
son de naturaleza arenosa.

Y.6 FIJACION Y CONTROL DE DUNAS.

Las dunas de arena son una formación protectora importante; las lomas de duna a lo largo de la costa actúan como barrera contra la acción de las mareas de tormenta y el oleaje. Contienen a las aguas de tormenta contra inundaciones en zonas bajas interiores, las cuales erosionarían más la parte interior de la costa.

Las dunas que se encuentran tierra adentro también proporcionan protección pero de menor grado que las dunas que forman barreras frontales. Tales lomeríos bien estabilizados, sirven como una segunda línea de defensa contra la erosión producida por el agua y el viento durante las tormentas, al destruirse las dunas frontales de la playa. Se deben tomar medidas convenientes para fijar las dunas de arena a efecto de evitar su desplazamiento y consecuentes daños. En aquellos lugares que tienen un abastecimiento adecuado y natural de arena, que se encuentran sujetos a inundaciones por tormentas, un cinturón de dunas de arena puede proporcionar una protección más efectiva a zonas bajas costeras que un malecón o un muro de contención.

Las dunas de arena cercanas a la playa no sólo sir-

ven como barreras protectoras sino también como almacenamientos de material que alimentan la corriente litoral.- Los depósitos se acumulan con frecuencia rápidamente sobre la pendiente playera en cantidad suficiente para formar una duna sobre la línea de costa; este material puede llegar a ser retornado sobre la pendiente playera debido a la acción del oleaje durante una marea alta y servir para alimentar la playa.

El problema del control de dunas tiene dos objetivos principales:

a) La estabilización y mantenimiento de dunas de arena en lugares donde existen naturalmente, y

b) La formación y estabilización de dunas protectoras donde no existen naturalmente.

La formación de dunas se presenta en áreas donde se dispone de un abastecimiento considerable de arena y de condiciones meteorológicas apropiadas. Los vientos con suficiente velocidad para mover las partículas de arena, erosionan las zonas secas de una playa y la transportan en tres formas:

a) Suspensión: donde los granos pequeños o los de baja densidad son elevados dentro de una corriente de aire y arrastrados a distancias considerables.

b) Saltación: donde el viento arrastra una partícula en una serie de saltos cortos a lo largo de la superficie, y

c) Arrastre superficial: donde una partícula rueda o brinca a lo largo del suelo como resultado de la presión del viento o del impacto de una partícula en descenso.

Las tres formas de transporte efectivamente separan o dividen el material de la playa. Las partículas más pequeñas pueden ser completamente removidas de la duna, -- mientras que las mayores se mantienen en ésta; es por esto que las dunas están compuestas esencialmente de materiales de un solo tamaño. Esta uniformidad en cuanto a tamaño ayuda al desarrollo de una cubierta vegetal.

V.6.1 FORMACION DE DUNAS.

La formación de una duna natural empieza cuando un obstáculo origina el depósito de las partículas en suspensión, deteniendo a aquéllas, que se arrastran o que están en proceso de saltación. Conforme se va formando la duna incipiente, su talud llega a ser lo suficientemente pronunciado, de tal manera que las partículas son arrastradas o se encuentran en proceso de saltación, van a reposar sobre el talud que recibe la acción del viento. Cuando se presentan velocidades de viento bastante fuertes estas partículas son arrastradas sobre la superficie de la duna, depositándose en el lado posterior de la misma, dando como resultado la migración de la duna en la dirección en que sopla el viento.

En condiciones favorables, las dunas se forman de tal modo que alcanzan alturas considerables sobre el límite de acción del oleaje de tormenta, y además, pueden

formarse varios cortes pronunciados. Las dunas se pueden originar mediante el uso de cercas, barreras de matorrales, aceite crudo, vegetación o pueden formarse mediante la colocación mecánica o hidráulica de arena.

Se han empleado varios métodos para la formación artificial de las dunas, mediante cercas, incluyendo el uso de vallas o cercados hechos a base de matorrales, o cercas construidas a base de estacones hincados en la arena dejando una separación entre los mismos. Sin embargo, el incremento de los costos de mano de obra, así como el surgimiento de cercados contra la nieve de fácil instalación y económicos, ha originado el empleo de éstos, casi exclusivamente, en la formación artificial de dunas. Los productos de plástico están en proceso de investigación para su aplicación en cercados para detener la arena, y no obstante que los resultados preliminares son alentadores, estos materiales no han sido utilizados lo suficientemente para proporcionar conclusiones definitivas.

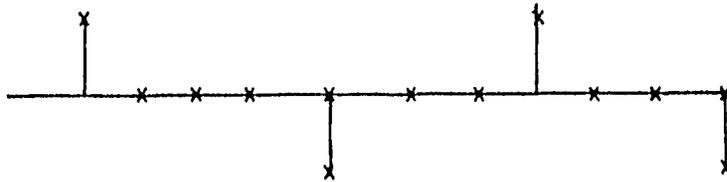
Las configuraciones que se plantean con cercados (ver figura V.27), tales como una cerca recta con salientes laterales (figura V.27 a), o una cerca en zig zag (figura V.27c), no parece ser más eficientes o aumentar la capacidad del cercado. Por lo tanto, sólo se recomiendan los cercados rectos (figura V.27.a).

También se ha encontrado que no es necesario construir el cercado perpendicular a la dirección de vientos predominantes, porque se ha visto que el cercado se llenará igualmente si éste se construye con cualquier incli

(a)



(b)



(c)

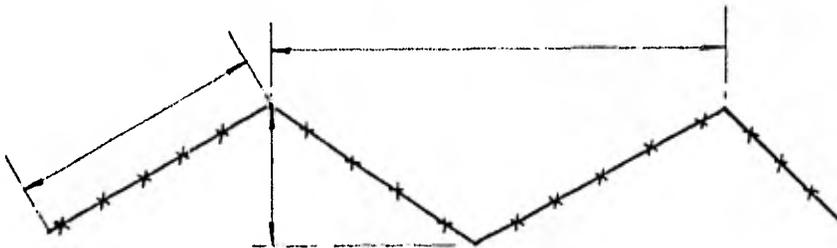


FIG. V.27 Configuración de cercados de arena.

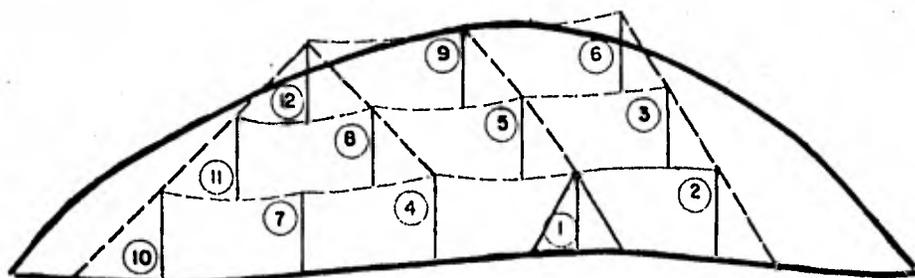
nación respecto al viento que transporta la arena. Por lo tanto, en aquellas zonas donde los vientos transportadores de arena soplan desde varias direcciones, es posible formar una duna casi con cualquier alineamiento que se desee; normalmente las dunas se forman paralelas a la línea de playa.

Si se desea ampliar la base o aumentar la altura de una duna, se sugieren dos procedimientos, que se muestran en la figura V.28).

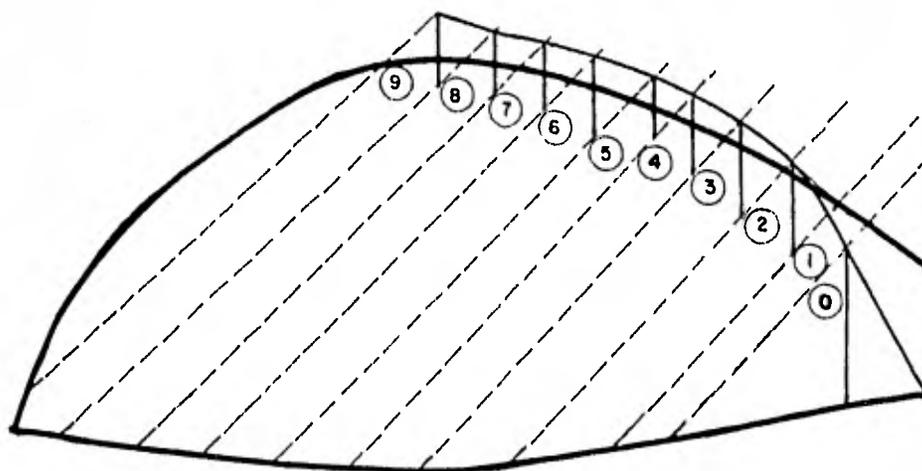
Empleando el método A de la figura V.28 se pueden colocar los cercados 1 y 2 al mismo tiempo y dejar que se llenen juntos, o bien, se puede instalar primero cualquiera de los dos y después de que se haya llenado, instalar el otro.

La separación óptima entre estos dos cercados, para obtener una acumulación que proporcione una base satisfactoria para el cercado N° 3, aún no se ha determinado bien; sin embargo, algunas pruebas y observaciones indican que esta separación debe ser del orden de 4.5 a 9.10 m. El cercado N° 3 se colocará en la parte superior de la acumulación originada por los cercados 1 y 2, y el cercado N° 4 se puede instalar al mismo tiempo que el del N° 3, o bien, después de que éste se haya llenado. El resto de los cercados se instalarán bajo el mismo procedimiento.

Utilizando el método B, se instala el cercado N° 1 y se espera a que se llene. El cercado N° 2 se instalará sobre el talud posterior a los 2/3 de su longitud y así-



M E T O D O A



M E T O D O B

V.28 Programas propuestos para la formación de barreras de dunas.

sucesivamente. Este procedimiento se continúa hasta obtener el perfil de duna deseado.

Se están realizando pruebas en la costa de Carolina del Norte, E.U.A., por ingenieros del CERC y de la Universidad del propio Estado, acerca de la formación de dunas con vegetación.

Empleando este método, se planta una franja de 100-pies de ancho a lo largo de la playa, de hierba playera-original del lugar y se fertiliza para acelerar su crecimiento. Esta hierba atrapa la arena desplazada por el viento más o menos en la misma forma que un cercado, creciendo la duna conforme se desarrolla dicha hierba.

En esta forma, se espera desarrollar una duna que ya se encuentre estabilizada, pero a la fecha todavía no se han obtenido resultados lo suficientemente satisfactorios como para asegurar la formación de una gran barra de dunas empleando este método.

V.6.2 ESTABILIZACION DE DUNAS.

Después de que se han formado las dunas protectoras, se deben estabilizar con vegetación. Esto al principio es costoso pero reduce al mínimo las dificultades futuras. Las plantas más convenientes son las de larga vida o duración, con sistema de raíces extensas, que se extienden rápidamente y que mantienen su crecimiento, aunque la arena se acumule alrededor de ellas. Tales plantas no son muy numerosas, pero prácticamente en cualquier lugar se obtienen algunas de ellas a un costo razonable.

nable. La vegetación en general ayuda al desarrollo y estabilización de la línea de la costa. La vegetación es secundaria en cuanto a la formación de dunas pero es muy importante en la estabilización, o mejor dicho, en la retención de las mismas cuando éstas ya se han formado. Las plantas son agentes pasivos que alteran la acción del viento pero también son agentes activos para fijar las dunas en un determinado lugar. Al mismo tiempo ayudan en el proceso de cambio de materiales de duna en formación de suelos. Los procesos naturales no alcanzan el equilibrio sin plantas que obstaculicen la acción del viento, detengan o retarden el intercambio de material, y agreguen componentes orgánicos al suelo.

Las plantas influyen en el viento, en la erosión y en la acumulación de materiales; sus partes exteriores actúan como obstrucciones, incrementando la rugosidad de la superficie; desvían o reducen el movimiento del viento, y las partes subterráneas tienden a mantener los materiales en el lugar. Además, las plantas afectan el contenido de agua del suelo y su descomposición lo alimenta de humus.

Grupos de plantas formando una cubierta vegetal pueden ser lo suficientemente densas como para alterar la acción del viento y reducir al mínimo la erosión. En esta forma la vegetación estabiliza las dunas contra el viento o la lluvia.

V.6.3 TIPOS DE VEGETACION PARA LA ESTABILIZACION DE DUNAS.

La siembra de plantas en una zona costera, forma en general tres tipos de protección vegetal:

- a) Un tipo pionero formado en gran parte por plantas herbáceas.
- b) Un tipo a base de arbustos y hierbas.
- c) El tipo de bosque, en donde predominan los árboles.

Muchas costas cuentan con los dos primeros tipos de vegetación, o sea, abundancia de plantas, de hojas, fibras y semiboscosas, así como palmas.

La mayoría de las plantas de los primeros dos tipos resisten el rocío salino y varios grados de salinidad -- del suelo.

Los tres tipos de vegetación generalmente existen en zonas angostas a lo largo de la costa. La vegetación herbácea del tipo pionero está localizada en las zonas de duna más cercanas a la playa. La vegetación tipo natural se encuentra sobre dunas casi totalmente estabilizadas, y en algunos pantanos.

La vegetación boscosa es el máximo desarrollo vegetal y se localiza hacia el interior, en los campos de dunas más viejas y estables. No siempre existe, pero cuando se encuentra presente cubre las dunas, las zonas bajas pantanosas y planicies que han estado estabilizadas por largo tiempo y tienen suelos con varias capas o extractos diferentes que fueron parcialmente desarrolla-

dos por la vegetación de tipo pionero y de matorrales.

Algunas zonas costeras tienen solamente el tipo pionero de vegetación, el cual se desarrolla débilmente y es temporal, especialmente en los climas sumamente fríos y secos. Otras áreas tienen zona de matorrales en la parte superior de la playa debido a que la erosión ha removido las dunas primarias, así como la vegetación pionera. Muchas regiones carecen de zona boscosa, o la que tienen no es forestal marítima sino más bien es una ampliación hacia el mar de la zona forestal interior.

V.6.4 METODO PARA ESTABLECER SEMBRADIOS.

El éxito al establecer sembradíos con propósitos de estabilización y formación de dunas, generalmente depende de lo siguiente:

- a) De la selección y obtención de plantas recomendables que pueden conseguirse sin gran dificultad o costo.
- b) De la disposición conveniente de los sembradíos, que ayuden y mantengan el desarrollo de las dunas.
- c) De los métodos de siembra y mantenimiento de los plantíos, y
- d) Del reabastecimiento de plantas para obtener el tipo final de vegetación y forma de dunas deseadas.

La vegetación con frecuencia es útil cuando se emplea junto con las pantallas contra el viento, tales como las cercas de arena. La planificación de sembradíos deberá relacionarse lo más posible con la estabilización final de las dunas, y con las características presentes, de tal forma que el proyecto final pueda resistir las más violentas tormentas y la persistente erosión.

CAPITULO VI

ESTRUCTURAS MAR ADENTRO

VI.1 ESTRUCTURAS MAR ADENTRO

La actividad en las áreas oceánicas se ha incrementado notablemente en los últimos años, al intensificarse las exploraciones del subsuelo marino del aprovechamiento de los recursos naturales. Como es natural la ingeniería marítima se encuentra frente a una problemática sofisticada que demanda la construcción de diversas estructuras con fines muy variados.

El ámbito geográfico abarca las áreas marinas desde la orilla de la playa hasta mar adentro y su campo de aplicación contempla el diseño y la construcción de: Plataformas Marinas para la exploración y explotación del subsuelo de los océanos, principalmente para la obtención de petróleo; Boyas para el abastecimiento y descarga de embarcaciones petroleras cuando resulte inconveniente la construcción de un atraque ligado a la porción terrestre y ligado a ésta las Tuberías Submarinas que sirven para conducir los fluidos, adicionalmente a otros usos como puede ser, cableado para electrificación, emisores submarinos y dragado de mantenimiento con una estación fija.

Existen otras estructuras que no se mencionan dado que son extensas en número y tipo, y al tratarse de un campo relativamente nuevo se incrementan las posibilidades teniendo como límite la imaginación humana.

VI.2. FUERZAS SOBRE PILAS

Las fuerzas sobre pilas se ha vuelto uno de los tópicos de mayor interés en la ingeniería costera desde que se inició la construcción de grandes plataformas de perforación.

La pila cilíndrica circular es la de uso más común - puesto que por su sección resulta indiferente a la dirección del oleaje o corrientes. Las fuerzas por oleaje se pueden descomponer en dos componentes, una longitudinal - (en la dirección de propagación del oleaje) y una transversal ó de sustentación. Estas fuerzas de sustentación actúan en la dirección paralela a las crestas de las olas.

En las siguientes ecuaciones se supone que la relación entre el diámetro de la pila y la longitud de la ola es pequeña (< 0.1) y que la altura de la ola es pequeña - en comparación con el tirante. †

Fuerzas Longitudinales.

Las fuerzas longitudinales se pueden dividir en dos:

- a) Fuerzas de Arrastre
- b) Fuerzas Dinámicas, en algunas ocasiones denominadas - fuerzas de inercia.

- a) Fuerzas de Arrastre.

Una pila fija bajo la acción de una corriente experimenta una fuerza que resulta de la fricción y la formación de vórtices. En un cilindro de unidad de longitud -

con su eje perpendicular a la corriente, esta fuerza de arrastre por unidad de longitud puede expresarse como:

$$F_D = \frac{1}{2} \rho V^2 C_D D \dots (6.1)$$

Donde

- ρ Es la densidad del fluido (agua)
- V es la velocidad de la corriente
- D es el diámetro de la pila
- C_D es un coeficiente de arrastre experimental.

La ecuación 6.1 fué originalmente deducida para el caso de una corriente de velocidad constante V . Para nuestro caso la afectaremos de las siguientes modificaciones:

1. V no es constante. Para una cierta posición de la ola.

$$V = \frac{\bar{V}H}{2} \frac{\cosh K(y+d)}{\sinh(Kd)} \cos(\bar{V}t) \dots (6.2)$$

Los parámetros anteriores son ampliamente conocidos (capítulo II)

2. Puesto que la fuerza de arrastre siempre actúa en la dirección de la velocidad instantánea, V^2 de la ecuación (6.1) se debe reemplazar por V/V .

$$F_D = \frac{1}{2} \rho \frac{V^2 H^2}{4} \frac{\cosh^2 K(y+d)}{\sinh^2(Kd)} \cos(\bar{V}t) / \cos(\bar{V}t) / C_D D (6.3)$$

El coeficiente C_D tiene varios valores, pero su magnitud se encuentra generalmente en el rango de 1.1 a 1.5.

b) Fuerzas Dinámicas.

Debido a que la pila se coloca generalmente bajo la acción de un flujo no uniforme, aparecen componentes adicionales de una fuerza como resultado de cambio continuo en la aceleración de el fluido.

Uno de tales componentes dinámicos de la fuerza puede investigarse más fácilmente al oscilar una pila de unidad de longitud en agua en reposo. La velocidad de la pila se iguala a la correspondiente velocidad de una partícula por oleaje, ecuación (6.2). La figura VI.1 muestra el flujo potencial por oscilación de una pila en diferentes lapsos. Se supone que el observador se mueve con la pila.

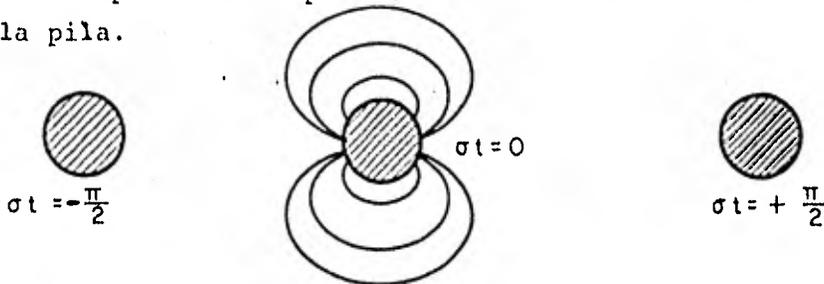


FIG. VI.1 Trayectorias del flujo alrededor de una pila

De la figura VI.1 se observa que es obvio que el fluido alrededor de la pila se encuentra continuamente acelerado. La fuerza necesaria para provocar esta aceleración puede teóricamente ser determinada por:

$$F_I = \rho \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{\partial v}{\partial t} dx dz \quad \text{--- (6.4)}$$

Donde aún se considera una unidad de longitud de la pila y v es la velocidad de una partícula por la corriente en un punto x, z en un cierto tiempo.

Para resolver la integral anterior Lamb sugiere un procedimiento indirecto. Calcular la energía en el patrón del flujo en un instante e igualar esta energía a la energía de la masa virtual de agua que se mueve con la misma velocidad instantánea, v , de la pila. La masa virtual calculada con este procedimiento es igual a:

$$m_v = \frac{\rho \cdot \pi D^2}{4} \dots (6.5)$$

Entonces aplicando la ley de Newton.

$$F_I = m_v \frac{\partial v}{\partial t}$$

Con la ecuación (6.2) es posible determinar $\frac{\partial v}{\partial t}$;

$$\frac{\partial v}{\partial t} = - \frac{\nabla^2 H}{2} \frac{\cosh K(y+d)}{\sinh (Kd)} \sin (\omega t) \dots (6.6)$$

Para una pila de unidad de longitud:

$$F_I = - \frac{\rho \pi D^2}{4} \cdot \frac{\nabla^2 H}{2} \frac{\cosh K(y+d)}{\sinh (Kd)} \sin (\omega t) \dots (6.7)$$

Una segunda componente longitudinal de fuerza dinámica resulta del hecho que en la situación real (una pila fija bajo la acción del oleaje) se presenta un cambio en la elevación de la superficie libre conforme nos movemos con la pila.

Esto resulta en una "fuerza cuasi-hidroestática" que se puede demostrar que está en fase con la fuerza de inercia. Esto puede fácilmente combinarse con la ecuación 6.7 si se introduce un coeficiente. Este coeficiente, determinado experimentalmente, corrige el hecho que nuestra consideración de flujo potencial es muy idealizado. -

Entonces la ecuación anterior se transforma a :

$$F_I = - C_M \frac{\rho \pi D^2}{4} \frac{V^2 H}{2} \frac{\cosh K(y+d)}{\sinh (Kd)} \sin (\nabla t) \quad \dots (6.8)$$

La fuerza total lateral por unidad de longitud puede calcularse sumando las ecuaciones (6.3) y (6.8) .

$$F_x' = F_I + F_D$$

$$\begin{aligned} &= -C_M \frac{\rho \pi D^2}{4} \frac{V^2 H}{2} \frac{\cosh K(y+d)}{\sinh (Kd)} \sin (\nabla t) + C_D \\ &\quad \frac{\rho D}{2} \frac{V^2 H^2}{4} \frac{\cosh^2 k(y+d)}{\sinh^2 (kd)} \cos(\nabla t) \left| \cos(\nabla t) \right| \quad \dots (6.9) \end{aligned}$$

La ecuación 6.9 se le conoce con el nombre de - - Ecuación de Morrison.

Afortunadamente, los dos términos de la fuerza F_I y F_D , no se encuentran en fase lo que resulta que la máxima fuerza sea un poco más pequeña que la suma de ambas.

Se ha encontrado que al aplicar la Ecuación de Morrison se obtienen predicciones conservadoras. Esto puede ser el resultado de considerar que la pila se mantiene rígidamente en su sitio, por lo que puede corregirse reduciendo la magnitud de la fuerza de inercia en una cantidad igual a $M_p \frac{du}{dt}$, donde M_p y u son la masa y velocidad de la pila respectivamente.

Corrigiendo la ecuación 6.9 resulta:

$$F_x = -C_M \frac{\rho \pi D^2}{4} \frac{V^2 H}{2} \frac{\cosh K(y+d)}{\sinh (Kd)} \sin \nabla t$$

$$+ C_D \frac{\rho D}{2} \frac{V^2 H^2}{\gamma} \frac{\cos h^2}{\sin h^2} \frac{k(y+d)}{(kd)} \cos \nabla t$$

$$|\cos(\nabla t)| + m_p \frac{dy}{dt} \quad \dots \quad (6.10)$$

La fuerza total longitudinal actuando en la pila puede determinarse integrando F_x en y con límites de integración $y=d$, $y=0$.

El momento que actúa en la pila puede obtenerse con una integración similar, incluyendo el brazo del momento.

Hasta este momento, hemos considerado que el diámetro de la pila es pequeño en comparación con la longitud de la ola. Otro procedimiento se puede aplicar si esta consideración no se cumple. Utilizando la teoría del flujo con potencial y superponiendo un círculo de generadores que se colocan en todo lo largo del perímetro de la pila. Cada generador emite olas de cierta amplitud y fase para garantizar que la resultante componente de la velocidad perpendicular a la pared de la pila resulta ser cero. La integración de los campos de presión superpuestos alrededor del perímetro de la pila producen la fuerza deseada.

Fuerzas de Sustentación.

Las fuerzas de sustentación en una pila vertical actúan horizontalmente en el sentido perpendicular al sentido de las fuerzas longitudinales. La frecuencia de esas fuerzas de sustentación se determina por la frecuencia de la formación de los vórtices de Von Karman en la pila. Por ello, la frecuencia de esta fuerza está en relación con la frecuencia de las olas. Estas fuerzas actúan con-

la presencia de una corriente constante y con el oleaje y son relativamente fácil de presentarse en la naturaleza.

La frecuencia de la fuerza de arrastre es en algunas ocasiones cinco veces la frecuencia del oleaje y puede provocar una resonancia inesperada en la estructura o en alguna de sus partes. Estas vibraciones puede provocar el colapso de la estructura o la falla de alguno de sus miembros o sus conecciones.

Un parámetro significativo de estas fuerzas de sustentación es el número de Keulegan-Carpenter, K_c . Este parámetro se define como:

$$K_c = \frac{U H}{D} \frac{\cosh K(Y+d)}{\sinh Kd} \dots (6.11)$$

Y en cierta manera se parece al recíproco del Número de Strouhal.

La fuerza de sustentación resulta notable cuando K_c es mayor que 3. Esta fuerza se incrementa con K_c , alcanzando un valor del orden de 0.5 de la fuerza longitudinal cuando $K_c = 15$.

VI.3. Plataformas.

Como un resultado del incremento de la actividad humana en el fondo del mar se ha desarrollado recientemente la investigación sobre la utilización de plataformas marinas.

El diseñador debe tomar en consideración los siguientes factores:

- a) Peso de la estructura
- b) Fuerza por viento, oleaje y corrientes
- c) Resonancia de la estructura
- d) Erosión en el fondo alrededor de las patas.
- e) Altura necesaria por encima del nivel del agua.

Cada uno de estos aspectos se comenta a continuación:

- a) El peso de la estructura puede ser de miles de toneladas siendo necesaria una adecuada cimentación. Los elementos verticales que soportan la estructura son usualmente huecos por los que se pasan las pilas para hincarse en el fondo con lo que se da soportes verticales y horizontales.
- b) Las fuerzas por corriente y oleaje se citan en la sección anterior. Las fuerzas por viento se tratan en otras materias. Una solución analítica - - del mecanismo de respuesta de la estructura a las fuerzas por oleaje no ha sido encontrado a la fecha por lo que el diseño estructural de las conexiones de los miembros se apoya básicamente en experiencias ya obtenidas.
- c) La resonancia de la estructura puede provocar la - falla de la misma debido a la fatiga del metal y - se puede evitar si la frecuencia de oscilación natural de la estructura es considerablemente dife--rente a la frecuencia del oleaje.

$$f = \frac{1}{T_{estruct}} = \frac{W}{2\pi}$$

$$W = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \gg \frac{1}{6}$$

K= constante (de resorte)

m= masa de la plataforma + 0.23 -
masa de las pilas.

si el período del oleaje es 6 seg.

W está dado en radianes/segundo y f está en Hertz.

- d) La erosión en el fondo alrededor de las pilas se -
puede evitar utilizando filtros que reducen la ve-
locidad del agua a tal magnitud que no produzca -
transporte. En algunas ocasiones los elementos -
verticales pueden hincarse en el fondo mediante el
uso de estructuras semipermanentes donde se utili-
zan patas pesadas con camisa que justifican aho---
rros económicos al eliminar los filtros. En este-
caso la estructura de soporte no puede ser cons- -
truída como un marco prefabricado integralmente.
- e) La altura arriba de la superficie del agua tiene -
que ser suficiente para prevenir las olas que lle-
gan a la plataforma dado que esta estructura no se
diseña para servir de rompeolas.

Las primeras plataformas fuerón estructuras fijas y-
aún se utilizan en la industria de extracción de petróleo.
Varios pozos de petróleo se conectan con la plataforma -
desde los cuales este se bombea hacia la costa o a - --
buques petroleros con el auxilio de boyas. En algunas -
ocasiones se construye la plataforma para servir también-
como torre de amarre. Recientemente, y cada vez con ma--
yor frecuencia, estas estructuras fijas se están utilizan
do para reemplazar los barcos faro o guía y barcos clima-
tológicos.

Las estructuras semipermanentes se utilizan para la explotación petrolera y en la industria de la construcción. Cuando se requiere trasladar la plataforma a otro sitio, se sumerge la plataforma con las patas hacia arriba. Debido a que el centro de gravedad queda en un punto por encima de la superficie libre del agua y la acción del viento actúa sobre las patas de la estructura la navegación se dificulta enormemente. En el caso de requerirse trasladar la estructura a distancias considerables, es conveniente extraer las patas de sus empotes y colocarlas sobre la plataforma y si es difícil esta maniobra, se les adapta articulaciones de bisagra a las patas.

VI.4. Boyas

Debido al incremento reciente del tamaño de los buques petroleros y las imposibilidades físicas y económicas de aumentar el tirante de agua en varios puertos, ya sea por impedimentos en las instalaciones de atraque existentes para profundizar el calado al pie de los mismos o el canal y darsenas de los puertos, en años recientes se ha desarrollado la utilización de boyas para el abastecimiento y descarga de fluidos de buques en zonas fuera de la costa.

La figura VI.2 muestra una boya convencional.

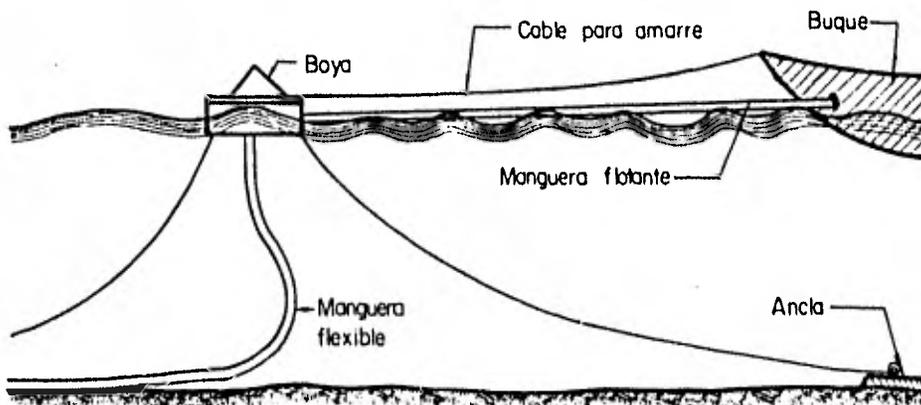


FIG. VI.2 Boya Convencional

Se han desarrollado otros sistemas para amortiguar el movimiento horizontal del buque pero en términos generales no han dado resultados muy efectivos dado que la masa de la boya y el volúmen de agua desplazado por esta son muy pequeños en comparación con la masa y desplazamiento de los buques.

La boya mostrada en la figura VI.2 se sujeta al fondo marino por medio de una serie de cables o cadenas conectadas a sistemas de anclaje fijos. Dos mangueras se conectan a la boya, una por el fondo flexible y otra flotante que se une con el buque. El barco se conecta a la boya por medio de lingadas. El acoplamiento se puede efectua con la presencia de olas hasta de 2.4 m de altura y el abastecimiento o descarga de fluidos se puede realizar hasta que la ola significante sea hasta de 5.0 m de altura. Las olas de altura muy grande pueden provocar que se rompan las mangueras flexibles.

Esté sistema presenta dos desventajas:

- 1.- Las tensiones en los cables de amarre pueden ser mayores que las que se presentan cuando el buque se amarra a un punto fijo. Dificilmente el buque reacciona a ondas individuales cortas (la eslora del buque es mucho mayor que la longitud de las olas), sin embargo la boya trata de seguir todos los movimientos del agua en la superficie produciendo tensiones muy fuertes en los cables. De hecho se puede considerar que la boya es la que se amarra al buque.
- 2.- El sistema necesita de dos mangueras de alto costo. Las conexiones requieren de reemplazos fre-

cuentes.

Una concepción reciente contempla una torre fija en lugar de boya. Esta torre tiene una plataforma giratoria a 20 m sobre el nivel del agua y se soporta mediante pilas.

Los buques se acoplan a la plataforma, la cual gira para dar libertad de movimiento al buque que se encuentra bajo la acción del oleaje y corrientes. Mediante una manguera se conecta al buque con la plataforma.

Este sistema tiene tres ventajas respecto a la boya:

- 1.- Se requiere únicamente de una manguera flexible.
- 2.- se presentan fuerzas de tensión pequeñas en las líneas de amarre.
- 3.- Se puede instalar una estación de bombeo adicional en la plataforma.

La estación de bombeo adicional puede incrementar la rapidez de descarga del buque si la distancia a la costa es significativa. Lo anterior es importante debido al alto costo de la operación de un buque (aproximadamente \$100,000.00 por hora). Por otra parte, la inversión inicial de la torre es mucha mayor que una boya. Así mismo la boya puede ser cambiada de lugar, si se desea.

VI.5 Tuberías Submarinas.

Las tuberías submarinas pueden colocarse sobre el fondo marino o enterrarse bajo el mismo. Las tuberías que descansan sobre el suelo y se localizan en aguas bajas, están sujetas a fuerzas por oleaje y corrientes como las que actúan en pilotes verticales. Esos componentes de las fuerzas son:

- a) Arrastre
- b) Inercia
- c) Sustentación.

Debido a la proximidad del fondo, la componente de la fuerza de sustentación resulta más compleja. De hecho persiste la fuerza de sustentación resultante del vórtice que se genera, pero la situación se complica con la presencia de otros efectos.

La figura VI.3 muestra las líneas de flujo alrededor de tuberías horizontales en la cercanía de un fondo plano y fijo.

En la figura VI.3a, la distancia entre la tubería y el fondo es relativamente grande. Debido a que la velocidad por encima de la tubería es mayor que bajo la tubería (de un perfil de velocidad convencional), la diferencia de presión provoca una fuerza vertical hacia arriba. Cuando el claro entre la tubería y el fondo se hace menor (figura VI.3b), la concentración del flujo por debajo de la tubería incrementa las velocidades en esa zona y se presenta una fuerza hacia arriba en la cara posterior del tubo. Finalmente, cuando la tubería descansa sobre el fondo tal como se muestra en la figura VI.3.a, la fuerza de sustentación actúa en la cara anterior de la tubería.

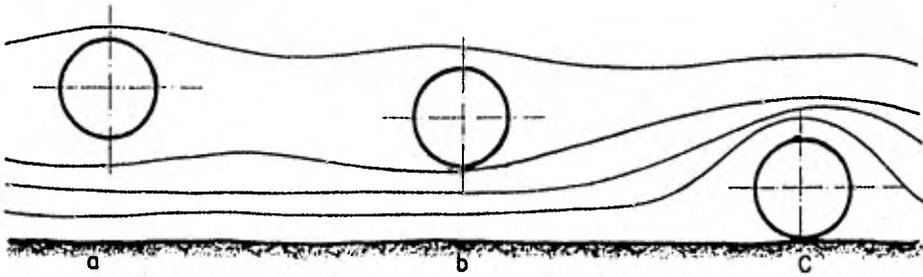


FIG. VI.3 Líneas de Flujo alrededor de tuberías sumergidas.

En realidad, en la naturaleza las tuberías reposan sobre un fondo que no está plano ni fijo. Por lo que se presenta una situación similar a la que se muestra en la figura VI.3b. El incremento de la velocidad del flujo bajo la tubería provoca una erosión local del material del fondo, y se produce una fuerza de sustentación en la cara posterior de la tubería. La sección transversal de la figura b es similar a la figura VI.4 después de un cierto período. Cuando se alcanza el equilibrio el espacio bajo la tubería será aproximadamente igual al diámetro de la tubería.

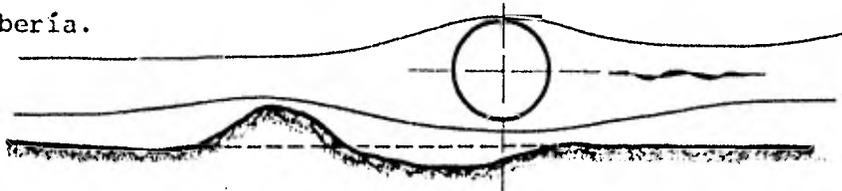


FIG. VI.4 Erosión en el fondo.

Debido a que la velocidad decrece conforme el claro se incrementa, la situación en una sección transversal particular tiende a equilibrarse y esto no implica que todo se vuelva estable. La erosión continua propagándose hacia otras secciones a lo largo de la tubería, ver Fig. VI.5.

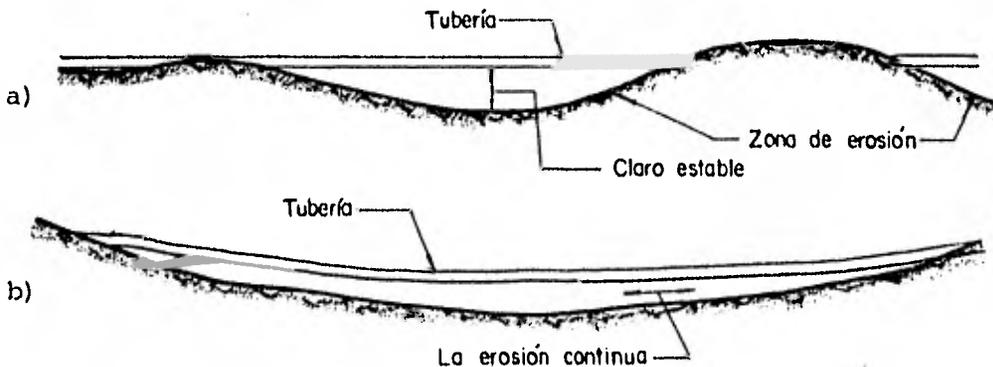


FIG. VI.5 Erosión resultante a lo largo de la tubería.

Conforme se alcanza la situación que se muestra en la figura VI.5b, los puntos de soporte de la tubería se separan y esta se flexiona entre los soportes debido a la acción de su propio peso. Con ello se reduce el claro reiniciando el ciclo de la erosión.

La flexión que se presenta en la tubería puede provocar su falla estructural. En la zona de ruptura, este proceso de erosión y flexión resulta finalmente en que la tubería se entierra. No ha sido totalmente determinado con certeza lo que sucede fuera de la costa.

Todo lo anterior conduce a concluir que es mejor enterrar inicialmente la tubería. La tubería se protege contra la acción de las fuerzas por oleaje, redes de pesca y anclas de embarcaciones. Algunas anclas pueden enterrarse hasta 3 metros dentro del fondo.

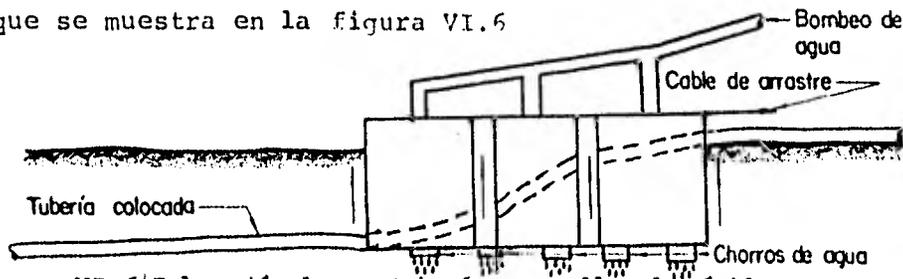
Usualmente la tubería se entierra en una zanja dragada, y después de colocarse se cubre lo antes posible para prevenir la acción de la erosión. Mientras descansa la tubería en la zanja, queda expuesta a la erosión provocada por las corrientes debido a que la zanja es muy ancha con pendientes de las paredes muy suaves. Usualmente el ancho de la plantilla de la zanja es de 5 a 10 veces el diámetro de la tubería. Esto es necesario por la dificultad que presenta colocar una tubería en el fondo del mar. Las pendientes de las paredes son más suaves que el 10% con el fin de prevenir las corrientes naturales que pue--

...

den rellenar la zanja antes que se coloque la tubería. - Es difícil o aún imposible predecir la cantidad de depósito natural de material en la zanja. Tales zanjas muy anchas resultan costosas en su dragado por la considerable cantidad de material que se remueve.

El relleno de la zanja puede presentar otros problemas, puesto que cuando se coloca arena suelta como relleno sobre la tubería, esta al mezclarse con el agua puede resultar un líquido muy denso ($\rho_r = 2$). Si esta mezcla es más pesada que la tubería ($\rho_r = 1.5$), entonces la tubería puede flotar sobre la mezcla y es posible encontrar la tubería sobre el fondo marino sobre la zanja rellenada. Para evitar lo anterior, se utiliza como relleno a la grava en lugar de arena, sin embargo es peligroso el depositar grandes cantidades de grava sobre la tubería que puedan provocar la falla de ésta.

Otro procedimiento para enterrar las tuberías es el que se muestra en la figura VI.6



VI.6' Colocación de una tubería con relleno rápido

Sobre la tubería se colocan contrapesos en forma de herradura. Los chorros de agua permiten remover la arena para colocar la tubería a la profundidad requerida. Todo el sistema de chorros y pesos se deslizan lentamente a lo largo de la tubería. Este procedimiento de colocación se utiliza en suelos marinos arenosos.

En suelos arcillosos o turbas, también se pueden utilizar los chorros de agua para colocar las tuberías, sin embargo tales chorros alteran permanentemente las propiedades del suelo y es posible que no se reestablezca su estabilidad después del disturbio, resultando una erosión y quede expuesta la tubería. Todos los métodos a base de chorros de agua no es posible aplicarlos ante la presencia de rocas de gran tamaño o boleos en el suelo marino.

Cuando el tirante es mayor de 50 metros no es necesario enterrar la tubería y el peligro de presencia de redes de pesca o anclas es menor. Si es necesario fijar la tubería en el fondo, esto se realiza con collares de concreto o con anclajes de rosca (ver figura VI.7)



VI.7 Concepto de anclaje de roscas

Estos métodos se utilizan en fondos rocosos, sin embargo pueden fallar en suelos sueltos inestables como el fango.

Las ondulaciones del fondo muy grandes como las del Mar del Norte, presentan problemas para fijar las tuberías. Estas ondulaciones del fondo pueden ser de 5 a 20 metros de altura y 200 metros de longitud. Poco se conoce sobre su comportamiento. Algunos expertos opinan que son estables y no cambian su posición. Otros, externan que se trasladan de manera similar a los ripples comunes. Si es cierto lo segundo, resulta impráctico o tal vez imposible enterrar las tuberías a 20 metros de profundidad bajo el suelo.

COLOCACION DE TUBERIAS.

Existen tres métodos para colocar tuberías bajo el -
agua:

Por

- a) Hundimiento.
- b) Arrastre
- c) Utilizando grandes barcazas.

El método por hundimiento requiere que se coloque to-
da la tubería en una sola operación. Se ayuda de grúas -
flotantes pero la longitud de la tubería queda limitada. -
Este método es aconsejable para cruzar ríos. Se debe te-
ner cuidado durante el hundimiento de la tubería para que
no se presenten bolsas de aire dentro de la tubería ya
que las fuerzas de sustentación pueden causar esfuerzos -
severos en las paredes de la tubería.

El segundo método requiere de Winches muy potentes -
que jalen desde la playa a la tubería para colocarla en
su posición. Los extremos de la tubería deben fijarse en
trineos para prevenir que se entierren muy profundo en -
el fondo. Una estructura con forma de trineo de arado -
ayuda a enterrar parcialmente la tubería, tal como se
muestra en la figura VI.8

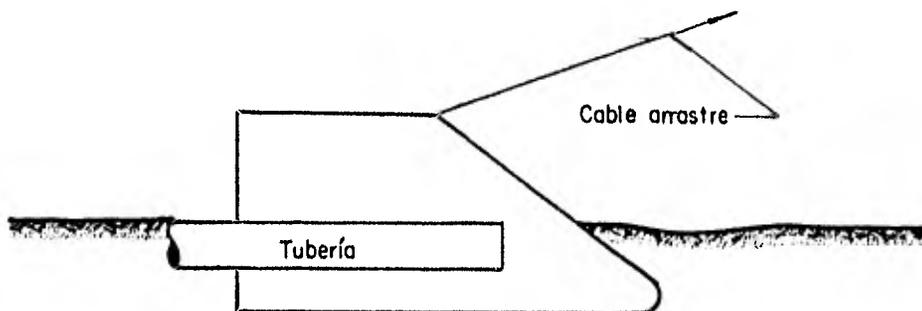


FIG. VI.8 Trineo guía para colocar una tubería.

Se requiere de winches muy potentes para vencer las fuerzas por fricción, especialmente cuando estas fuerzas son muy grandes al moverse la estructura después de estar parada.

La distancia de colocación de la tubería es muy corta debido a las fuerzas de fricción. Para distancias mayores que alrededor de 10 Km se requiere de grandes barcazas. La figura No. VI.9 es una barcaza convencional para este tipo de trabajos.

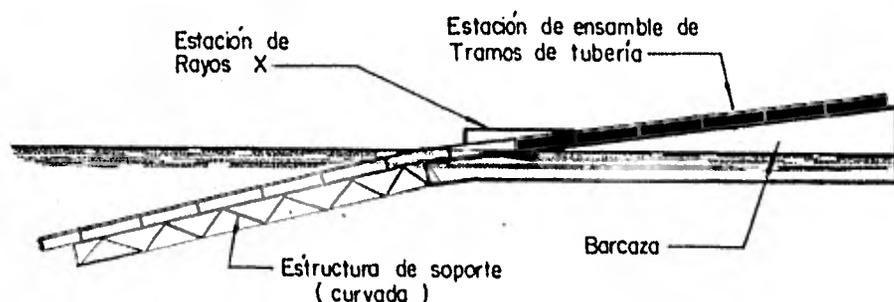


FIG. VI.9 Barcaza para colocar tuberías.

Cuando se trabaja a grandes profundidades, las flexiones en la tubería pueden producir fuertes esfuerzos en las paredes de la misma. Preesforzandola bajo condiciones de suspensión por tensión puede reducir la flexión. La cresta de dos tramos flexionados se puede eliminar al ensamblar los segmentos de la tubería sobre una rampa curvada. Desafortunadamente varias limitaciones restringen el número de lugares de trabajo disponibles a lo largo de la tubería, si se utiliza la rampa.

Las especificaciones para una barcaza de tendido de tubería son en general:

Barcaza:

Eslora 105 m.

Manga 24 m.

Tirante 7 m.

Estructura de soporte: 10 m de longitud

Tirante máximo para colocación de tubería: 200 m.

Diámetros de tubería: de 20 cm. a 80 cm.

5 estaciones de ensamble y una de Rayos x.

Rendimiento del revestimiento de concreto a la tubería: 70 m/n.

Recientemente se ha puesto en operación barcazas con guías de tendido con rieles. Se enrolla sobre rieles - una tubería de gran longitud que ha sido prefabricada en tierra firme.

En el sitio de colocación se desenrolla la tubería y se estira con la ayuda de rodillos, colocandose muy rápido.

El revestimiento de concreto, que normalmente se utiliza como lastre, no se puede usar en este caso y con tuberías de paredes gruesas de acero pueden proporcionar el mismo efecto.

Actualmente existen sistemas con rieles que pueden - transportar 31 Km de tubería de 15 cm de diámetro ó 7.5 - Km de tubería con 30 cm de diámetro. Con este sistema es posible colocar 450 metros de longitud de tubería por - hora. El sistema anterior tiene una limitación; se requiere colocar ánodos anticorrosivos en intervalos de 350 metros. Se requiere revisar y certificar que no existan da

ños en la tubería provocados al estirlarla con los rodillos y repararlos en su caso. Se puede revestir la tubería después de que ha sido estirada con un rendimiento posible de 3000 metros por hora, sin embargo este último procedimiento tiene muchas dificultades técnicas.

Una restricción práctica del sistema de tendido con rieles es la limitante en el diámetro de la tubería (30 - cm). El radio de curvatura del sistema de rieles guía es por lo menos de 40 veces el diámetro de la tubería, resultando un diámetro de 24 metros para una tubería de 30 cm de diámetro. Por lo anterior, las tuberías de gran longitud requieren de enormes rieles y barcazas.

flotante destinado a navegar, impermeable - al agua y con medios propios para su locomoción.

Desplazamiento es el peso del buque en toneladas métricas que equivale al peso del volumen de agua desplazada, distinguiéndose fundamentalmente tres:

Desplazamiento en rosca, según sale el barco del astillero.

Desplazamiento en lastre, el barco en condiciones de navegar, desplazamiento en rosca más el combustible y el lastre.

Desplazamiento en carga, el barco a plena carga, desplazamiento en rosca más el combustible y la carga.

Una forma de expresar la capacidad de carga, sobre todo de los buques tanque, es dando el denominado tonelaje de peso muerto "TPM", equivalente a la suma de los pesos correspondientes al combustible y la carga.

Se define el arqueado de un buque como el volumen o capacidad de sus huecos interiores, diferenciándose en arqueado bruto y neto, según sean todos los espacios cerrados o tan sólo los destinados a la carga (bodega). La unidad de medida es la tonelada Morson o tonelada de registro, - que se define como el volumen de 100 pies cúbicos, es decir 2.83 m^3 .

CLASIFICACION:

La mercancía condiciona y configura a sus modos de transporte. Así en paralelismo con la clasificación de mercancías, distinguiremos los siguientes tipos de buques:

a) De Pasajeros

. Trasatlánticos

Su función como medio de transporte va derivado hacia el crucero turístico y a un buque de dimensiones menores.

Características:

	Buque medio
Eslora (m)	160 - 275
Manga (m)	17 - 30
Calado (m)	6.0 - 11.0
Arqueo (T.R.B.)	10000 - 50000

. Transbordadores

Destinados a trayectos cortos, como paso de estrechos, lagos, etc.

Características:

	Buque medio
Eslora (m)	120 - 180
Manga (m)	-
Calado (m)	5.0 - 6.5
Arqueo (T.R.B.)	5000 - 15000

b) Mercantes:

. Cargueros

Destinados al transporte de mercancía en general.

Características:

	Buque medio
Eslora	130 - 175
Manga	15 - 23
Calado	7.0 - 9.5
Desplazamiento	5000 - 12000

. Roll on/Roll off:

Este tipo de buque está caracterizado principalmente por la descarga y carga, por medio de rodadura, de la mercancía. Dentro de este tipo Ro-ro pueden incluirse los transbordadores de vehículos y ferrocarriles, así como cargueros de carga rodante.

Características:

	Buque medio
Eslora (m)	140 - 200
Manga (m)	-
Calado (m)	5.5 - 9.5
Arqueo bruto (T.R.B.)	4000 - 12000

. Portacontenedores

Son navíos destinados 100% al transporte de carga utilizada. Sus características varían ostensiblemente según cubran rutas transocéanicas o de cabotaje.

Características:

	Pequeños	Grandes
Eslora (m)	75 - 130	130 - 300
Manga (m)	10 - 25	25 - 33
Calado (m)	4.0 - 6.0	6.0 - 10.0
Desplazamiento (TPM)	1500 - 5000	5000 - 35000
Número de contenedores tipo	60 - 300	300 - 2300

. Buques Lash y Sea Bee

El buque tipo Lash está capacitado para el transporte de contenedores y barcazas especiales. Estas barcazas, de dimensiones 18.7 x 9.5 x 3.9, - llevan en su interior contenedores y carga.

Transportadas por remolcadores hasta el buque no driza son izadas por un potente puente-guía que - sobre carriles se desplaza a lo largo del navío.

Características:

	Buque medio
Eslora (m)	250 - 270
Manga (m)	30 - 33

Calado (m)	10.5 - 11.5
Desplazamiento (TPM)	30000 - 45000
Número de barcazas	70 - 80

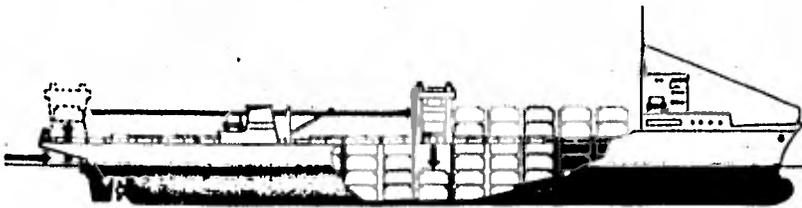


FIG. VII.1 Forma de carga de buque LASH

El navío tipo SEA-BEE es un barco, asimismo destinado al transporte de barcazas, que adminten también contenedores. El sistema de elevación de barcazas es una plataforma elevadora situada en la popa del barco (Fig. VII.3). La barcaza SEA-BEE (Fig. VII.2), son de dimensiones 29.7 x 10.7 x 4.9 m y de 850 ton de desplazamiento.

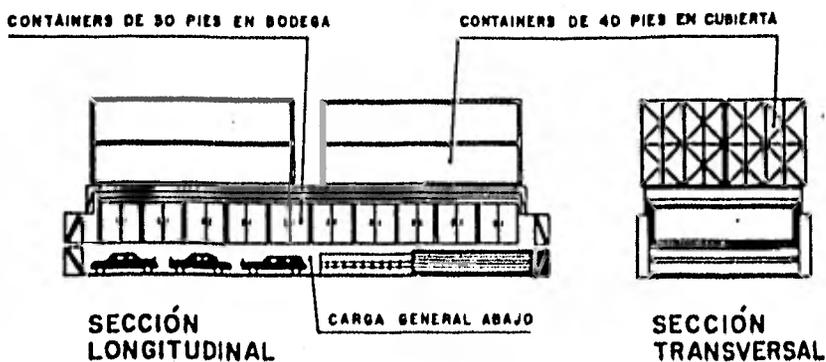


FIG. VII.2 Barcaza SEA-BEE

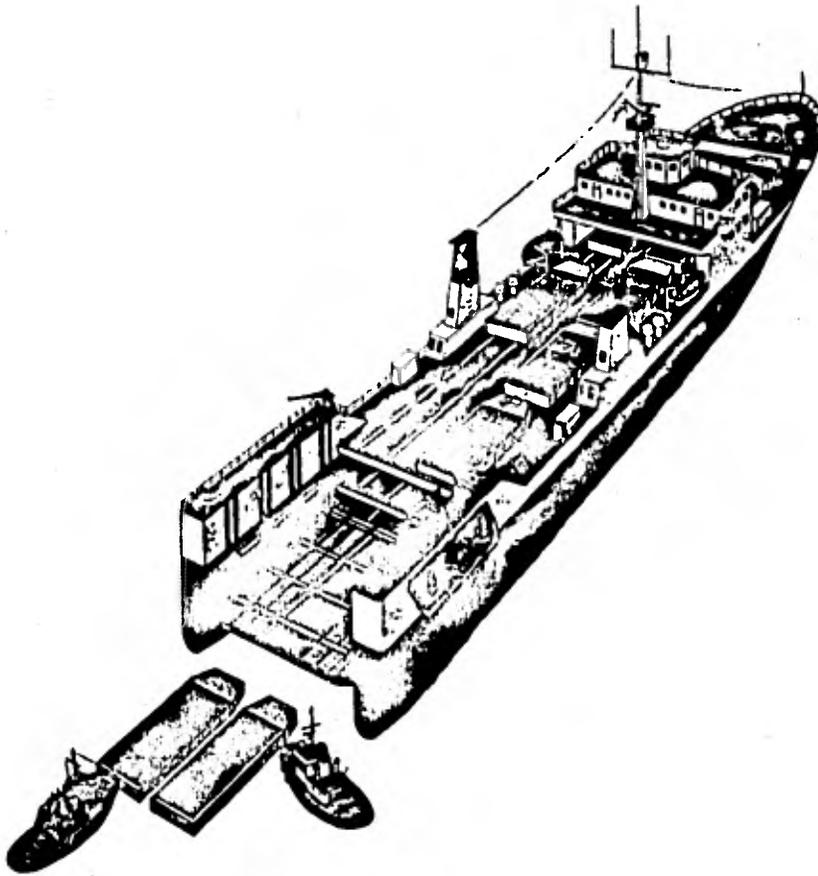


FIG. VII.3 Barco portabarcas tipo SEA-BEE

Las características de estos modernos navíos son:

	Buque medio
Eslora	266
Manga	32.3
Calado	11.9
Desplazamiento	38400
Número de barcazas	38
Número de contenedores	95

- . Portagraneles (Bulk-carrier o cerealeros, Ore-carriers o mineraleros)

Su fin es el transporte de cereales en granel o bien de minerales. La diferente estructura de unos y otros se debe a la densidad del producto transportado. En los primeros, la tendencia actual es la de disponer las bodegas en número de 6 a 10 a lo largo del buque. Los modernos mineraleros, en cambio, tienen un reducido número de bodegas, 2 a 4, rodeadas en sus costados por tanques de balasto.

Características:

	Bulk-carrier	Ore-carrier
Eslora (m)	150 - 250	160 - 300
Manga (m)	20 - 35	20 - 40
Calado (m)	6.0 - 15.0	7.0 - 16.0
Desplazamiento (m)	20000 - 100000	30000 - 150000

- . Petroleros (Oil-carriers)

Dentro de los buques que transportan productos -

petroliferos se pueden distinguir los destinados al transporte de crudo y los de productos refinados. Los primeros, que hacen las rutas desde -- los centros de producción a los de refino, tienden a las grandes dimensiones, en busca de abaratar los costos de transporte. Ello ha dado -- lugar a la construcción de los U.L.C.C. (Ultra - large Crude Carriers), mayores de 300,000 TPM. - Los segundos cubren el tráfico, entre los cen-- tros de refino y los núcleos de consumo. Por -- ser estas distancias generalmente mucho más cortas que las anteriores y por no disponer la mayoría de los puertos de receptores de grandes calados ni instalaciones de mucha capacidad, los buques destinados a este transporte son de dimensiones más reducidas que los del primer tipo.

En la actualidad el ritmo de construcción de mayores barcos está casi totalmente detenido, al comprobarse los fuertes riesgos que para la navegación, la ecología o las estructuras portuarias implica el gigantismo. El aumento del tamaño -- del buque conlleva otros aumentos en los costos, como estructuras especiales y primas de seguros entre otros, que contra restan los beneficios -- derivados del transporte. Los encargos de petroleros mayores de 500,000 TPM, o bien han sido anulados o se han detenido, pareciendo que esa -- cifra va a ser, por ahora, el tope de la carrera del gigantismo naval.

Características

	Buque medio
Eslora (m)	160 - 370
Manga (m)	25 - 40
Calado (m)	10.5 - 16
Desplazamiento	20000 - 100000

. L.G.C.

Con estas siglas se agrupan los buques, destinados al transporte de gas licuado. Dentro de esta denominación genérica se pueden distinguir -- los transportes de gas petróleo. L.P.G. (Liquid, Petrol Gas) en todas sus variaciones: propano, - propileno, butano, amoniaco anhídrido, etc., y los transportes de gas natural, L.N.G. (Liquid Natural Gas), consistente en el 99% en gas metano. A estos últimos se les conoce también como metaneros.

El auge del transporte marítimo de gases licuados ha sido muy espectacular en la última década, En el intervalo 1970-1974 el número de buques ha pasado de 167 a 412 (x 2.46), mientras que la capacidad total de carga, como consecuencia de dimensiones mayores en los buques más recientes, - ha aumentado 3 veces.

El gas líquido se transporta en cubas cilíndricas, esféricas o rectangulares que pueden estar integradas en el casco del buque o ser independientes de él para permitir dilataciones.

Características:

	Buque medio
Eslora (m)	120 - 260
Manga (m)	6.0 - 36
Calado	6.0 - 11.0
Desplazamiento (T)	10000 - 50000
Capacidad (3)	20000 - 70000

. O.O. (Ore Oil) -O.B.O (Ore, Bulk-Oil):

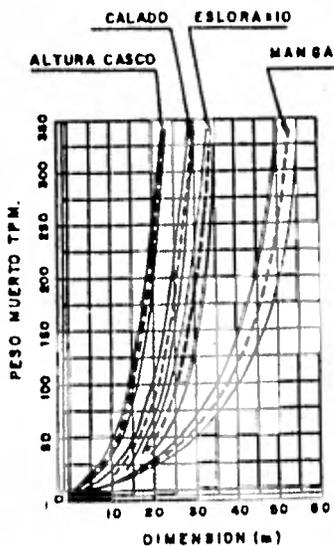
Son buques capacitados para el transporte combinado de grandes sólidos y líquidos. De esta forma es posible conseguir, tras hábiles gestiones de los armadores, un máximo aprovechamiento de los largos trayectos eliminando los viajes de retorno en lastre. Así, por ejemplo, un buque O.B.O., puede hacer el trayecto entre Oriente Medio y Norte de Europa transportando crudo, cargar en destino mineral de hierro y llevarlo a los puertos atlánticos de los Estados Unidos y hacer el trayecto de vuelta al Golfo Pérsico-transportando cereales.

La estructura de los buques mixtos difiere de -- los granaleros y petroleros en que dispone de -- una compartimentación más compleja con mamparos lisos para facilitar la necesaria limpieza antes de cambiar de tipo de carga. Es evidente que su capacidad para transportar materias más densas -- es inferior al de las materias más ligeras.

Características:

Eslora (m)	300 - 338
Manga (m)	44 - 55
Calado (m)	17.6 - 21.3
Desplazamiento (t)	160.7 - 282.45

En la gráfica 7.1 se muestran las variaciones en las dimensiones de este tipo de buques.



Gráfica 7,1
Dimensiones de los Buques 0.0.-0.B.O.

. Polivalentes

Están adaptados al transporte de mercancías de - tipo variado, buscando el máximo aprovechamiento de los viajes. En general son buques de mediano porte con amplias escotillas y dotados de grúas-propias. Las cargas más comunes para las que es- tán diseñados son: contenedores, cargas sueltas- (colis), graneles sólidos y líquidos.

Dentro de este grupo se pueden incluir los bu- - ques de transporte de cargas pesadas (colis --- lourds).

Características:

	"Fiji - Maru"
Eslora (m)	155
Manga (m)	25
Calado (m)	8.7
Desplazamiento (T)	15500
Capacidad	
Conten	432
Automóviles	680

Los requerimientos de las mercancías en lo que - se refiere a barcos, obras e instalaciones de la zona de operación son los siguientes.

TABLA 7.1.

Tipo mercancía	Barco	Instalación	Calado	Longitud	Superficie depósito	Rendimiento	M.O.
Carga general convencional	Cargo	Convencional	Medio	M	Media	Pequeño	Mucha
Carga general unitaria	Cargo	Convencional	Medio	M	Media	Medio	Mucha
Carga unitizada	Portacontainers, transbordador lash, seabee	Especial	Medio	G	Muy grande	Grande	Poca
Granel sólido	Bulk - carrier	Convencional	Medio	M	Media	Medio	Poca
Ligero		Especial	Grande	G	Grande	Grande	
Mineral	Ore-carrier	Convencional Especial	Medio Grande	M G	Media Muy grande	Grande Muy grande	Poca Poca
Crudos	Tanque	Especial	Muy grande	MG	Muy grande	Muy grande	Poca
Refinados	Tanque	Especial	Medio	M	Media	Grande	Poca
Gases licuados	LGC	Especial	Medio	G	Media	Grande	Poca
Pesca	Trawler Factoría	Convencional	Poco	P	Poco	Poco	Mucha
Pasajeros	Liner Ferry	Especial	Poco Medio	G	-	-	-
Avituallamiento	-	Especial	Poco Medio	G	Poco	Grande	Poca

VII.2 Efectos de fenómenos meteorológicos y oceanográficos sobre embarcaciones.

Diseño de zonas de acceso

El diseño de las zonas de acceso se puede dividir en dos partes:

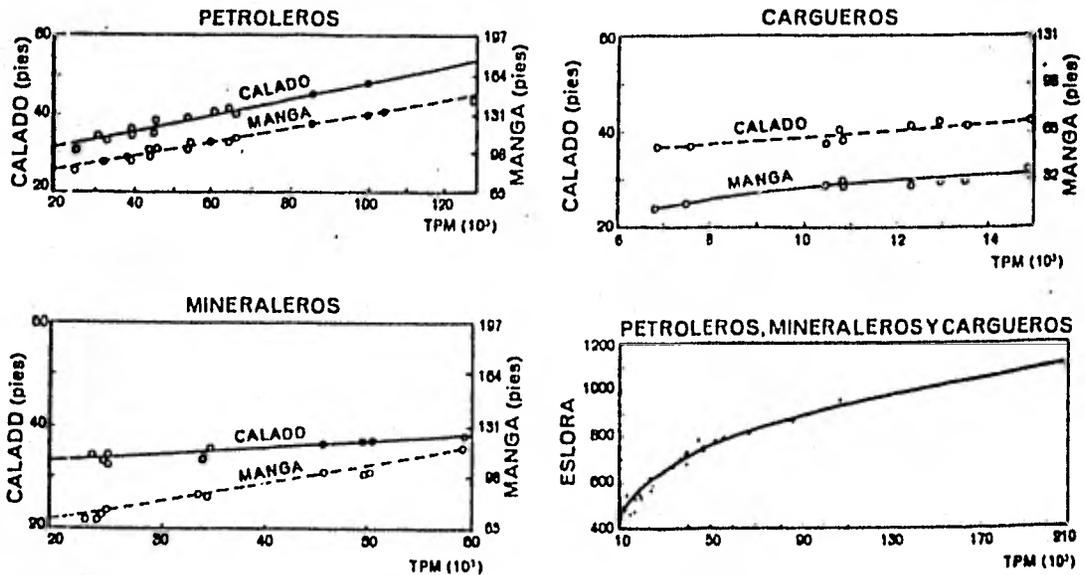
- Diseño de la sección transversal
- Diseño en planta

Ambos apartados requieren una decisión final de tipo-económico. Una forma de atacar el problema es aplicar algún criterio de optimización. Lo cual implica un proceso-iterativo, que requiere un tratamiento probabilístico.

Sin embargo, para que el ingeniero tenga una herramienta que le permita prediseñar el acceso, podemos utilizar técnicas menos sofisticadas.

En la mayor parte de los casos nos encontramos con -- que, del buque fijado-realizando una previsión de tráfico, o bien por condiciones externas al problema - sólo disponemos como dato el tonelaje de peso muerto (DWT), de modo - que lo primero que necesitamos son unos ábacos que, según-el tipo de barco, nos permitan obtener una idea de las dimensiones del mismo, calado, manga y eslora.

Las figuras VII.5A a VII.5C de la gráfica 7.2 son las obtenidas por Hay en 1968.



GRAFICA 7.2

Dimensiones de un Barco

Diseño de la Sección Transversal

Calado:

Depende desde un punto de vista puramente náutico, -- del barco, de la naturaleza del fondo y del clima maríti-- mo.

Así pues el calado de la zona de acceso deberá ser su-- ma de:

- Calado del flotador (considerando la variación de -- la densidad del agua ρ_w).
- Nivel debido a la marea astronómica y meteorológica.

- Trimado o escora a popa por efecto de la carga.
- Squat o descenso debido al avance
- Resguardo (incluyendo aquí los movimientos producidos por el oleaje).
- Tolerancias de acuerdo con la naturaleza del fondo.

Para considerar el caso de navegación en agua dulce, una regla práctica puede ser aumentar el calado en un 3%.

De todas estas variables, sólo se van a analizar las referidas al squat y al resguardo, ya que todas las demás son de fácil obtención en cada caso.

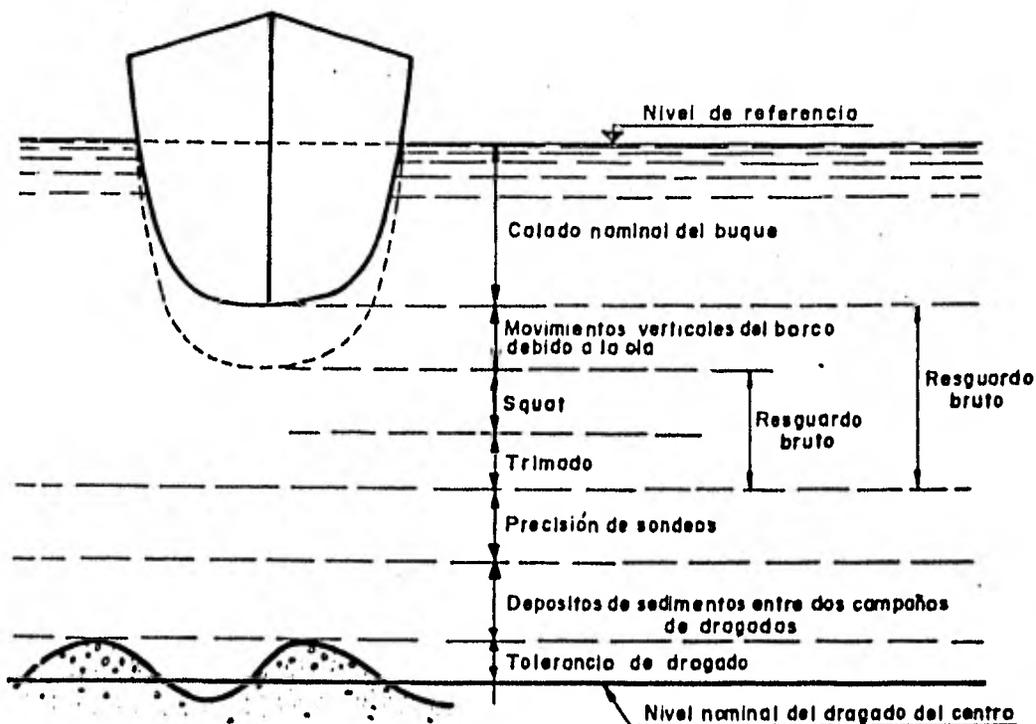


FIG. VII, 4
Calados

Squat

Para barcos, en aguas restringidas a poca velocidad, se produce una depresión del nivel en las bandas del barco.

En zonas de acceso, el barco siempre circula a una velocidad inferior a la velocidad crítica del canal de acceso (velocidad a la cual se producen fuertes oscilaciones del buque y que es $V_c = \sqrt{gh}$, h: calado del acceso).

El descenso viene dado por:
(Constantine, 1961)

$$\frac{V_1}{\sqrt{gh_1}} = \sqrt{\frac{2d(1-d-s)^2}{1-(1-d-s)^2}} \quad \dots \quad 7.1$$

en donde:

$$d = \text{descenso adimensional} = \frac{h_1 - h_2}{h_1}$$

$$h_1^2 = \text{calado del canal antes de que pase el flotador}$$

$$h_2 = \text{profundidad en la sección ocupada por el flotador}$$

$$s = \frac{\text{sección transversal del flotador}}{\text{sección del canal}}$$

$$V_1 = \text{Velocidad del flotador respecto al agua}$$

Si queremos considerar el trimado, una regla práctica es admitir en popa un calado 2 pies superior al medio.

$$F_1 = n^2 \text{ de Froude} = V_1 / (gh_1)^{1/2}$$

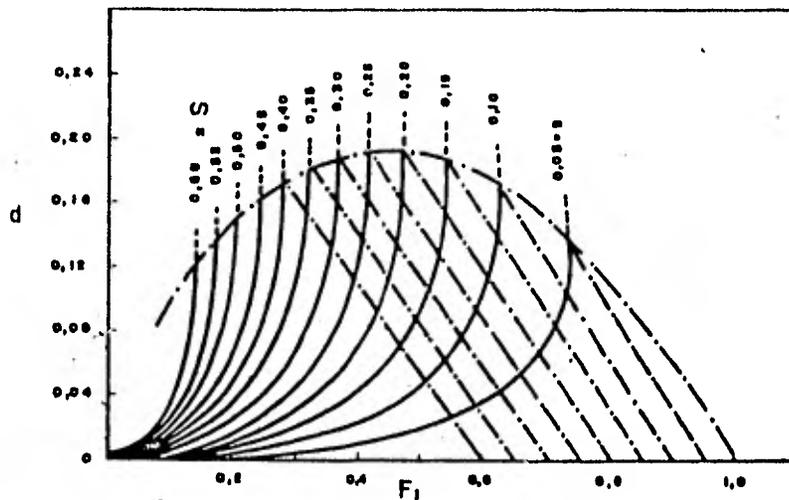
$$d = \text{descenso adimensional} = (h_1 - h_2) / h$$

h_1 = prof. del canal sin perturbar

h_2 = prof. al paso del flotador

$$S = \text{factor del perfil} = \frac{\text{area cuaderna maestra}}{\text{sección del canal}}$$

V = Velocidad del flotador resp. al agua.



GRAFICA 7.3
Descenso (Squat)

Movimientos de un barco

Un barco flotando libremente posee como sólido rígido 6 grados de libertad; tres traslaciones y tres giros.- Tradicionalmente en terminología marítima estos se denominan (siendo xz el plano de simetría del barco).

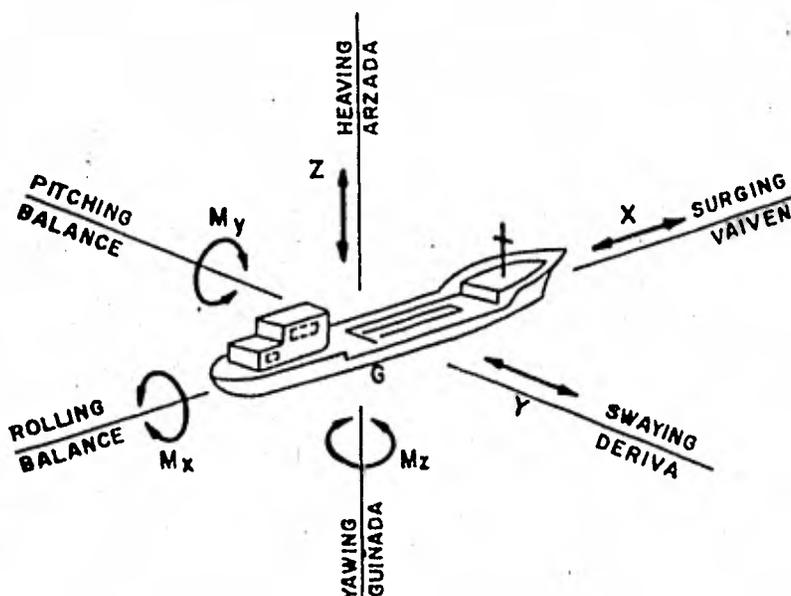


FIG. VII.5

Movimientos del Barco

- Donde: G: centro de gravedad
 x: surge (vaivén)
 y: swag (deriva)
 z: heave (arzada)
 M_x : Roll (balanceo)
 M_y : Pitch (cabeceo)
 M_z : Yaw (guiñada)

Resguardo:

Si aplicamos algún método para obtener los movimientos verticales producidos por el oleaje, representa simplemente una seguridad adicional y es función del riesgo que supone un choque con el fondo. Depende pues primordialmente de la naturaleza del fondo.

El PIANC recomienda unos 3 a 3,5 m para las zonas --

con oleaje o de 1.5 - 2.5 m para zonas sin oleaje (PIANC - 61).

El considerar los movimientos verticales producidos - por el oleaje requiere el uso de sofisticadas técnicas numéricas, muchas de las cuales, por el efecto de tratarse - de agua poco profundas, están aún en fase de desarrollo.

También podemos estimar los movimientos con ensayos - en modelo reducido.

Hoy en día se prefiere este segundo método aunque, da do que en el modelo, y por causa del calado limitado, las - fuerzas viscosas pueden ser importantes y debido a que los ensayos con modelos reducidos no pueden conseguir simultá - neamente la igualdad de fuerzas gravitatorias y viscosas, - sucede como consecuencia que estos problemas orientan la - tendencia para un futuro próximo hacia una vuelta al méto - do numérico.

Por todo esto, para un prediseño puede resultar muy - conveniente usar un aumento del resguardo para considerar - el efecto del oleaje. El orden de magnitud puede ser 1 m. (PIANC 61).

De los movimientos que puede tener un barco, sólo el - Heave, Pitch y Roll producen una componente vertical y por - tanto nos interesas a efectos de calcular el máximo movi - miento vertical del barco.

Este se calculará sumando los 3 citados vectorialmen - te según las leyes de la mecánica racional.

Para el diseño, se deberá recordar que este movimiento - restringiéndonos a un mar unidireccional formado por un tren de ondas regulares sinusoidales - será armónico. - El valor que tomamos es la amplitud del movimiento en el punto en que ésta sea máxima.

Anchura:

La anchura se suele medir al pie del talud de los cajeros o, para canales muy profundos, a la profundidad del calado de proyecto.

La anchura dependerá de los siguientes factores:

- Características del barco: manga, velocidad y maniobrabilidad.
- Características de la explotación del acceso
- Características del acceso: planta, profundidad, estabilidad de márgenes.
- Oleaje, viento y corrientes

En ausencia de viento, corrientes y oleaje el PIANC - recomienda:

- Una anchura de 3-4 veces la manga para una sola ruta.
- Una anchura de 6-7 veces la manga si se permiten -- dos rutas paralelas.

Hoy, existen sofisticadas técnicas, que permiten diseñar los accesos teniendo en cuenta estos factores y además el elemento humano al conducir al barco a través del -

acceso.

Con modelos matemáticos se simula el barco y se permite al capitán, piloto, etc, reaccionar en tiempo real, esto es, en un puente construido imitando el de un barco real, el navegante puede dar órdenes a timón y máquinas -- tal como lo haría en la realidad.

El incluir el efecto de olas requiere; sin embargo, en gran parte de los casos el usar un modelo físico a escala.

Volviendo al campo del prediseño, podemos hacer los siguientes cálculos.

a) Para la acción del viento

Supongamos un viento estacionario y constante. La fuerza ejercida por el viento, paralelamente a su dirección media, es:

$$F = CD \frac{\rho_a}{2} S U_z |U_z| \dots 7.2$$

en donde:

CD: coeficiente de arrastre

ρ_a : densidad del aire

S = área expuesta a la acción del viento

U_z = velocidad del aire a Z metros sobre el nivel medio del agua

Siendo el perfil de velocidades

$$\frac{U_z}{U_{10}} = \left(\frac{z}{10}\right)^{1/7}$$

U_{10} = velocidad del aire a 10 m. sobre el nivel medio del agua.

El coeficiente de arrastre C_D depende de las características geométricas del área expuesta a la acción del viento.

Este coeficiente se debe determinar a partir de ensayos en túneles de viento. Midiendo las fuerzas y a partir de las velocidades - que son dato del experimento obtenemos C_D como:

$$C_D = \frac{F}{\frac{\rho_a}{2} S |U_z| U_z} \quad \dots \quad 7.3$$

Para tener una idea de C_D , sin embargo, podemos usar datos que aparezcan publicados en la literatura correspondiente.

La reacción del agua (en ausencia de corrientes y oleaje) a este movimiento, sólo desde un punto de vista de prediseño, puede aceptarse que es:

$$F_w = S_w \frac{\rho_w}{2} \bar{v} |v| \left[\frac{h}{m_p} \right] \quad \dots \quad 7.4$$

S_w = área expuesta

ρ_w = densidad del agua

v = velocidad relativa de flotador y agua

h = profundidad

p = resguardo bajo de la quilla

m = coeficiente de contracción de la vena líquida (en valor medio es $m = 0.8$).

A continuación se dan los esquemas propuestos por Hay (1968) para la anchura de los canales de acceso.

Anchura para un sólo barco en la vía navegable Hipótesis:

- El navío se maneja satisfactoriamente
- Velocidad respecto al fondo: 8 nudos
- Bajos frecuentes a lo largo de los márgenes
- Corriente: 2 nudos paralela a tierra
- Vientos: moderados a fuertes, frecuentes.

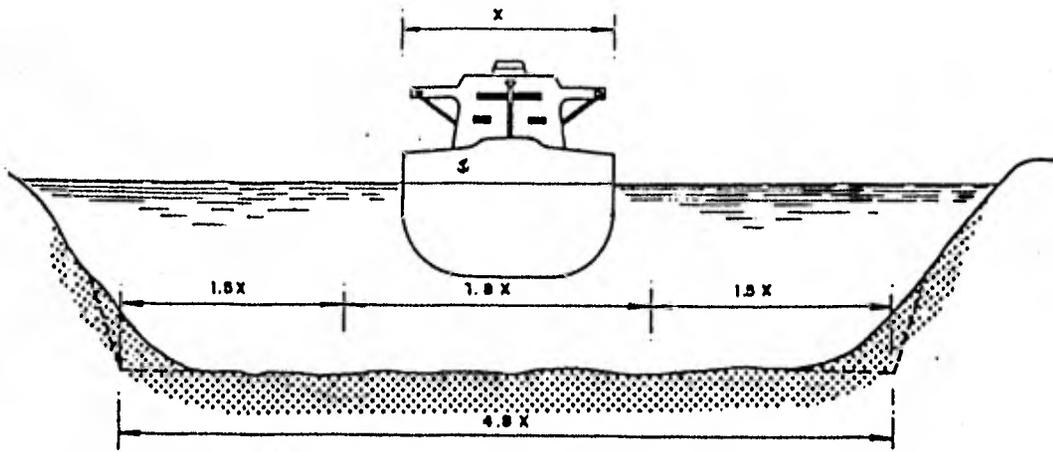


FIG. VII.6 Ancho del Canal para un Barco

Anchura para dos barcos en la vía navegable Hipótesis:

- Los navíos se manejan satisfactoriamente
- Velocidad respecto al fondo: 5 nudos
- Barcos: recubiertos
- Corrientes: 4 nudos paralela a tierra
- Vientos fuertes: poco frecuentes.

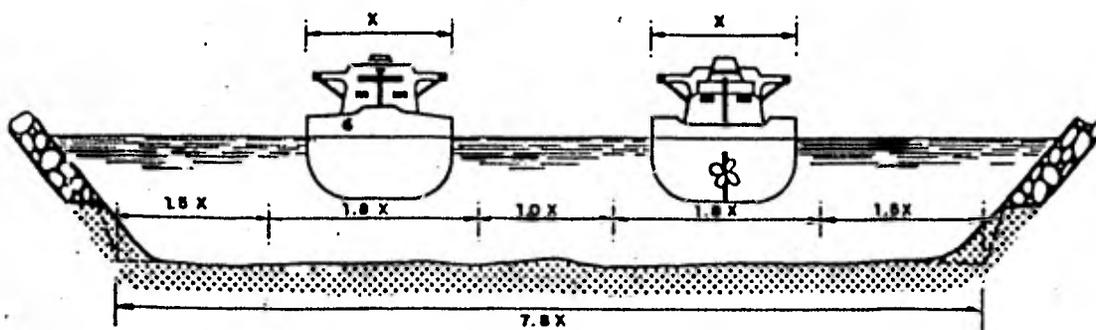


FIG VII.7 Ancho del Canal para 2 Barcos

- b) Para la acción de las CORRIENTES se usa una fórmula similar:

$$F = \frac{\rho_w}{2} C_D S U_c |U_c| \dots 7.5$$

La terminología es idéntica a fórmulas anteriores. U_c es la velocidad de la corriente.

Para compensar empujes del tipo de viento y corriente y también la deriva producida por el oleaje, el buque debe adoptar un cierto ángulo de deriva que, en régimen permanente, viene dado por la fórmula:

(Balanin y By Kov, 1964)

$$\delta = \text{arc. sen} \frac{KU C_o \text{ sen} \alpha}{V_b} \dots 7.6$$

en donde,

K = es un coeficiente que depende de las condiciones del acceso (esto es: canal o área abierta)

- U = velocidad de la perturbación
 Co = coeficiente función del área expuesta al viento y el área expuesta a la corriente.
 Vb = velocidad del barco
 α = ángulo entre la dirección del viento o corriente y el eje longitudinal del barco.

Así, la anchura ocupada por el flotador es:

$$B_t = L \sin S + B \cos S$$

L = eslora
 B = manga

VII.3 Aspectos de Maniobrabilidad

Diseño en planta

Comprende dos puntos fundamentales

- Determinación de la anchura (parte que también se puede incluir en el "Diseño de la sección transversal" como hemos hecho)
- Determinación del trazado

Si siguiendo a Duncan Hay (1968), la anchura de un canal se puede dividir en 3 partes:

- Vía de maniobra
- Resguardo por encuentro con barcos
- Resguardo para márgenes y cajeros.

a) Vía de maniobra

Depende de las características maniobreras del barco. Para un prediseño, un criterio puede ser (para aguas tranquilas).

Capacidad de maniobra del barco	Ejemplo	Anchura/Manga
Excelente	Destruyores	1.6
Buena	Petroleros Bulk carriers	
	Liberty	1.8
Mala	Buques antiguos	1.6

Para considerar la acción de vientos y corrientes se puede suponer una guiñada de 5°.

La acción del oleaje debe considerarse bien por medio de modelo matemático, bien por medio de modelo físico a escala.

b) Resguardo por encuentros

Cuando 2 flotadores se cruzan, las fuerzas de atracción y repulsión entre ellos depende de:

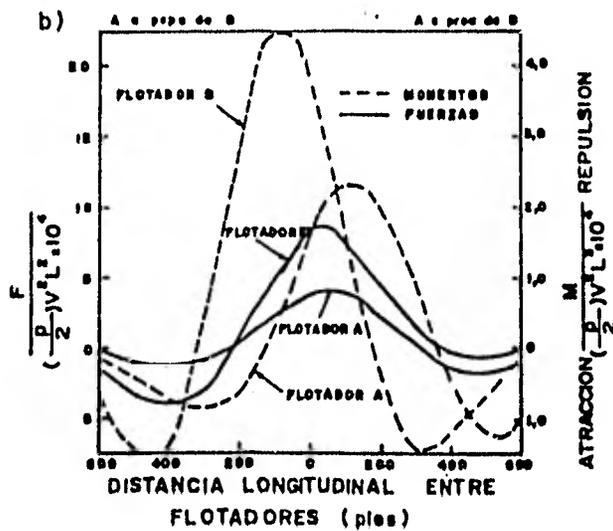
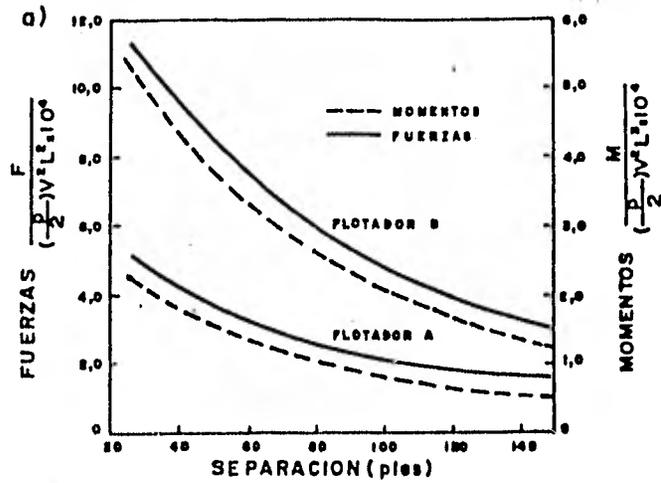
- V = velocidad del flotador
- L = eslora
- x = distancia longitudinal
- l = distancia transversal

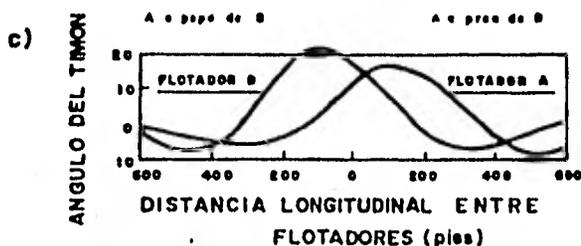
Las fuerzas son:

$$F \sim \frac{\rho V^2}{2} L^2 \quad f_1(x, \lambda) \quad \dots \quad 7.7$$

$$M \sim \frac{\rho V^2}{2} L^3 \quad f_2(x, \lambda) \quad \dots \quad 7.8$$

f1 y f2 vienen definidos en las figuras tomadas del - DTMB Report, 1461).



GRAFICA 7.4 Valores de f_1 y f_2

c) Resguardo para márgenes y cajeros

Al aproximarse el flotador a márgenes y cajeros se producen fuerzas y momentos de atracción y repulsión.

En el canal de Panamá se aceptó una guiñada de 5° debido a estos efectos.

Mc Aleer, Wicker y Johston recomiendan adoptar un resguardo de 1.5 veces la manga.

Trazado

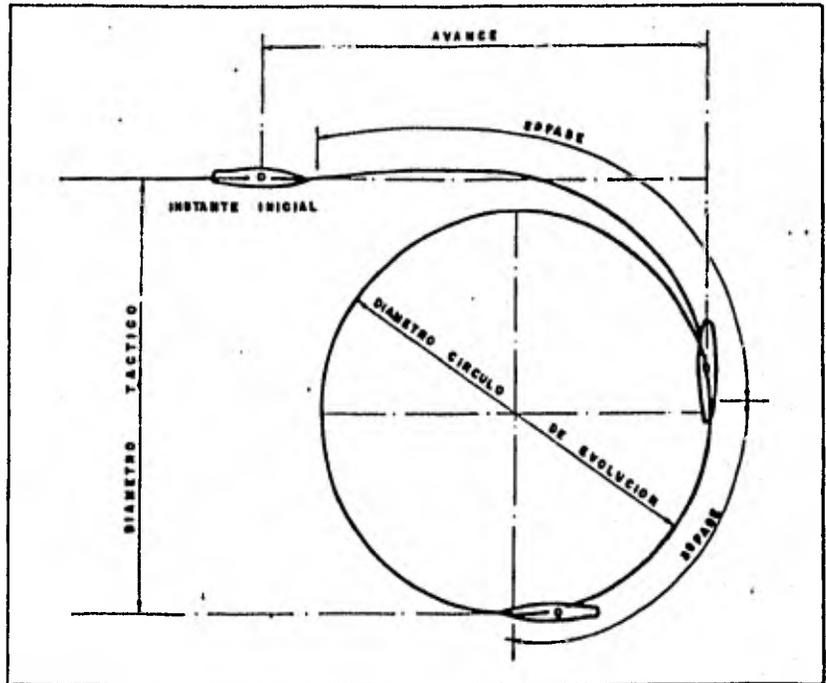
En cuanto al trazado, hoy en día, se utilizan sofisticadas técnicas de optimización basadas en la simulación del comportamiento del buque como ya hemos indicado.

Como reglas prácticas podemos indicar que interesa conseguir un trazado que permita realizar al barco las maniobras más sencillas posibles, esto es, se preferirán las alineaciones rectas a las curvas, los grandes radios a los pequeños, etc.

Las recomendaciones del XX Congreso PIANC son:

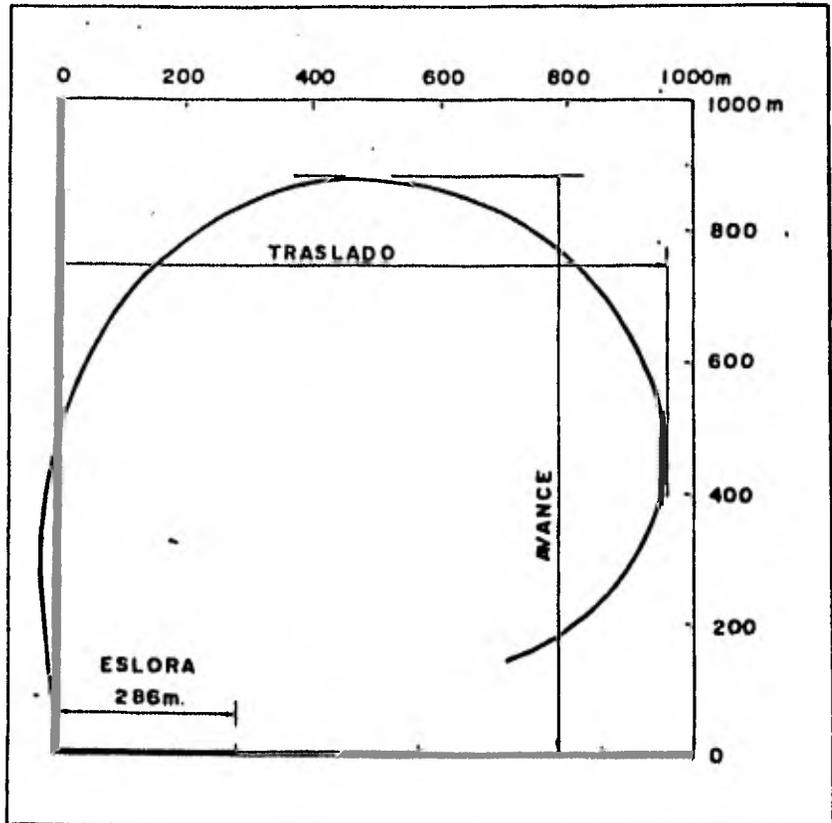
GRAFICA 7.5

-Círculo de evolución

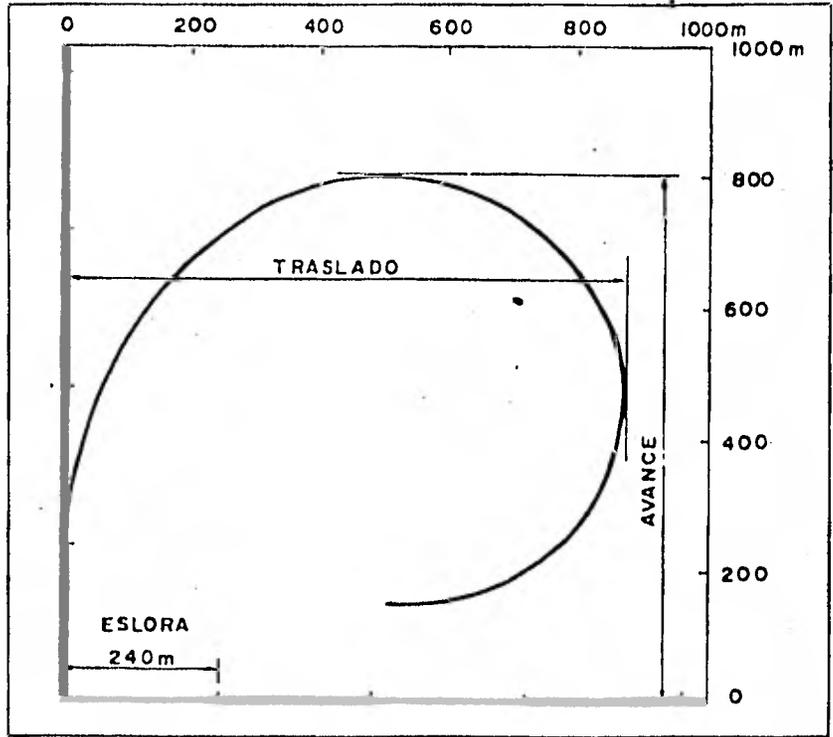


GRAFICA 7.6

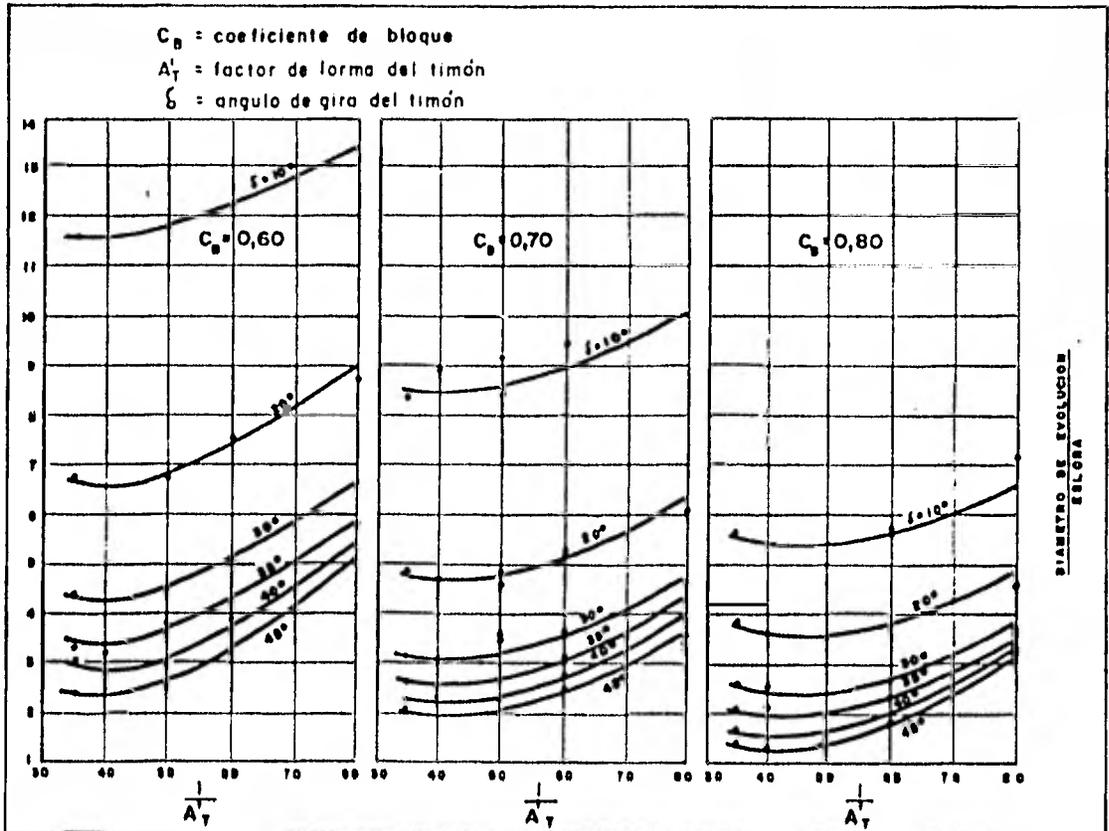
Pruebas de maniobras de giro:
a) Oil-bulk carrier "CEDROS"
(144.000 T.P.M.)



Pruebas de maniobras de giro:
b) Petrolero "ATHENIC"
(820x0 T.P.M.)



Relación entre el círculo de evolución y la eslora

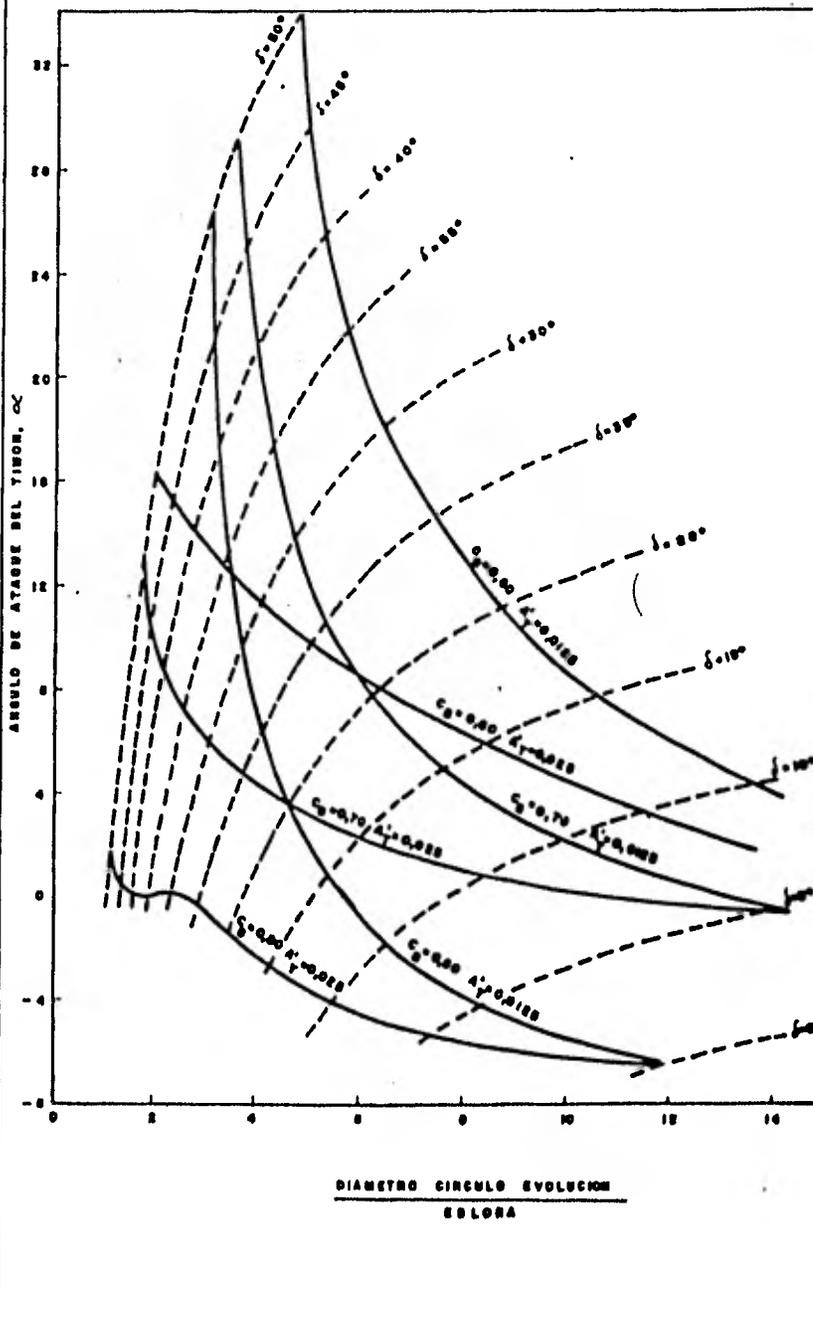


-Relación entre el diámetro del círculo de evolución y la eslora (Shiba)

CB = coef. de bloque.

A_T = factor de fórmula del timón

δ = angulo del timón



GRAFICA 7.8

- a) El canal debe ser razonablemente recto
- b) Debe estar libre de curvas en S.
- c) Debe ser perpendicular a la línea de costa a menos que haya una dirección predominante de temporales. Entonces, está será la dirección del canal.

Muchos navegantes prefieren llegar a un cambio de dirección mediante tangentes cortas unidas por curvas no largas.

Podemos obtener una idea de la capacidad de maniobra del barco, mediante ábacos y curvas provenientes de ensayos de maniobrabilidad realizados en aguas tranquilas. Estas curvas existen para casi todos los barcos con diseño comercializado. Un ejemplo son las gráficas 7.5 a 7.8 -- (tomadas de Shiba'60, Principles of Naval Architecture).

Como se ve en estas figuras el diámetro del círculo de maniobra es del orden de 1.6 esloras. En ausencia de remolcadores, este diámetro debe aumentarse a 3 esloras.

Otros factores a considerar para el trazo en planta son:

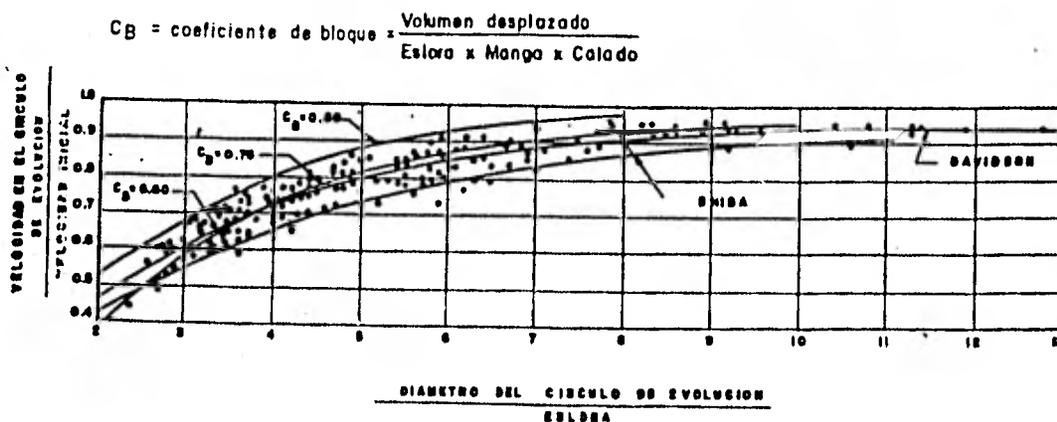
- a) Distancia de parada

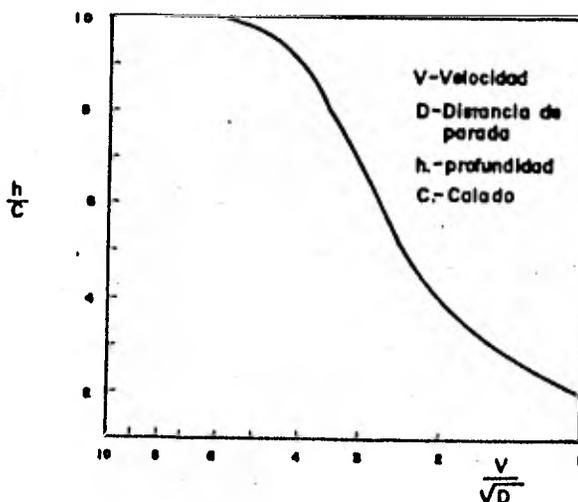
La maniobra de parada, fundamental para dimensionar dársenas, antepuertos y accesos en general depende de:

- Velocidad inicial con que se inicia la maniobra

- Forma en que ésta se ejecuta (dando marcha atrás, - con hélice libre o con hélice fija).
- Características del buque y la zona de acceso.

Existen ábacos que nos dan una idea de la distancia de parada D , en función de la velocidad V , del calado C , y de la prof. h .





GRAFICA 7.10 Abaco de Kempf

Existen asimismo fórmulas aproximadas que nos dan la distancia (s) y tiempo (t) de parada en función de:

- La masa del flotador m
- La masa hidrodinámica mh.
- La resistencia de movimiento a la velocidad V considerada, R_0 .

Caso de que las máquinas estén paradas la resistencia R_0 , variará, dependiendo también, como hemos dicho, de que la hélice vaya fija o libre.

Como normal general se puede dar una distancia de parada del orden de 4 esloras.

Para velocidades superiores a 5 nudos usamos la fórmula

$$D = 4L \frac{v^{3/4}}{2.5} + L \quad \dots \quad 7.9$$

donde:

D = distancia de parada

L = eslora

V = velocidad del buque respecto al agua

b) Sobre ancho en las curvas

Normalmente se ensanchan los canales en las zonas no-rectas.

Como regla general se deben evitar al máximo las curvas, especialmente las curvas en S.

El radio deberá ser lo mayor posible. Una regla práctica puede ser fijar un mínimo para el radio en función -- del ángulo de giro de la curva..

Angulo	Radio mínimo
< 25°	> 3 L
25 < 35°	> 5 L
> 35°	> 10 L

donde L: eslora

(De Hg 1968, en Dock & Harbour).

Puede servir también, para dar una idea de los órdenes de magnitud, los resultados propuestos por Mc. Aleer, Wickers y Johnston (1965) con motivo de los ensayos del canal de Panamá.

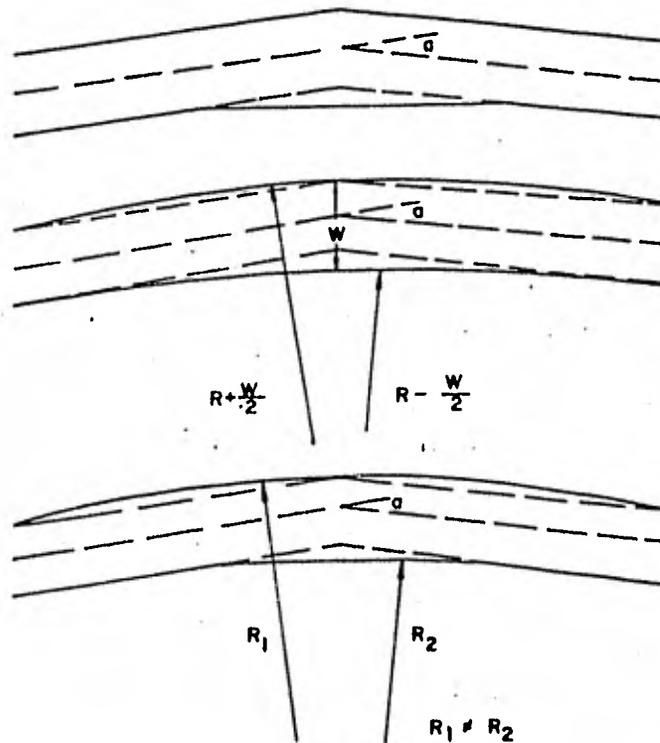


Fig.VII.9 Método para ensanchar un canal en curva.

Maniobrabilidad	Ancho del carril Manga del buque
Excelente	3.25 - 3.85
Buena	3.70 - 4.40
Mala	4.15 - 4.90

Como ejemplo, véase en la figura VII.9 tres métodos distintos de ensanchar un canal en las curvas.

c) Ayudas a la navegación

Influyen significativamente en el trazado en planta.

Siempre que el volumen y tamaño del puerto lo permitan deben instalarse radares de vigilancia (esto es lo que se ha hecho en la mayor parte de los puertos petroleros de Europa)

Con estos radares se controla la posición de las boyas que balizan el canal y se determina la posición y dirección de los grandes navíos.

Como resumen de estas consideraciones generales reproducimos aquí las nueve reglas dadas por el Comité CIERGNA del PIANC, referentes al diseño óptimo de los canales de acceso.

1. El trazado debe ser tan rectilíneo como sea posible.
2. Una sola curva es preferible a una sucesión de pequeñas curvas afines si el canal está claramente balizado.
3. Las líneas derechas intermedias entre las curvas deben ser de una longitud igual a por lo menos 10 veces la longitud del barco más grande en la medida de lo posible.
4. El canal debe seguir las principales corrientes - tanto como sea posible para minimizar los efectos de las corrientes transversales.
5. Cuando los barcos más grandes entran en el puerto con marea alta deben hacer frente en la medida de

lo posible a las corrientes.

6. Para la maniobrabilidad de un barco que está sujeto a la influencia de las corrientes transversales o los vientos, es deseable que el ángulo de deriva no exceda de 10 a 15°, al menos allí donde se espera encontrar situaciones que causen problemas de navegación difícil, teniendo en cuenta la velocidad mínima de los grandes barcos que enfilan el canal.
7. Son aceptables pequeñas modificaciones del curso en largos intervalos, siguiendo las corrientes naturales, si las ayudas a la navegación (fiabiles) permiten un control riguroso de los movimientos y de las posiciones de los barcos. Si son inevitables grandes cambios del curso, las curvas del canal deberán permitir un desplazamiento radial. Sin embargo, los desplazamientos radiales piden que las curvas del canal estén bien balizadas de manera que el control de la posición sea posible sin perder el tiempo en las localizaciones. Las curvas deberán tener un radio al menos 5 veces la longitud del barco más grande, y preferentemente 10 veces o más.
8. Los pasajes estrechos (puentes, etc.), sobre la ruta de los canales necesitan una línea de dirección bastante rectilínea y balizada de una longitud igual o por lo menos 5 veces la del barco más grande, por los dos lados.
9. En la práctica, en cada canal hay un punto llama-

do "punto sin retorno" en el que más allá de aquel un barco no puede pararse, dar marcha atrás o salir del canal y debe continuar su ruta hasta el puerto. El punto sin retorno debe estar lo más cerca posible de la entrada del puerto, previendo el largo del canal, zonas de salida por donde un barco dañado o con averías pueda dejar el pasaje o un ensanchamiento del canal.

En consecuencia el comité recomienda que las facilidades para dejar el canal sean previstas en diversos lugares, sobre todo para los canales largos y los tráficos intensos de tal manera que un barco averiado pueda dejar el canal tan pronto como sea posible, para evitar el entorpecimiento del tráfico en el canal.

CONCLUSIONES

En el diseño de zonas de acceso se utiliza, hoy en día, como herramienta básica un "Método de predicción", esto es un conjunto estructurado de operaciones que partiendo de los datos náuticos del problema (parámetros hidráulicos, geometría del acceso y parámetros del barco) nos proporciona la trayectoria horizontal del barco.

- La influencia de la geometría del acceso y condiciones hidráulicas generales en el flujo que existe en la zona.
- La influencia del buque y del flujo inicial en el -

flujo resultante en la zona.

- La influencia del flujo resultante en la zona en el buque

Todo lo anterior, bien a través de modelo físico a escala o de modelo matemático con simulador, resulta en una predicción de la trayectoria del barco.

Con esta herramienta y algún criterio de tipo económico y basado en técnicas de optimización se llega al diseño de la sección óptima.

VII.4 Características de un buque y criterios para dimensionamiento.

En un barco se distinguen dos partes fundamentales: - el casco y la superestructura. El casco forma el vaso flotante o cuerpo principal, y tiene una parte sumergida --- (obra viva) y otra emergida (obra muerta). La superestructura consta de los alojamientos de la tripulación y de los órganos de gobierno del barco.

Según el sentido de navegación, recibe el nombre de proa la parte delantera del barco, popa la trasera, babor la banda izquierda, y estribor la derecha.

El casco está formado estructuralmente por unos elementos lineales y otros planos. Los principales de uno y otro tipo son:

La quilla, que es una pieza longitudinal en la parte

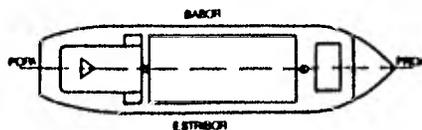
más inferior del casco, cuyos extremos de proa y popa reciben los nombres de roda y codaste; sobre ella se insertan a manera de costillas unas piezas en sentido transversal, llamadas cuadernas, arriostradas por otros elementos, denominados baos.

Los elementos planos son los siguientes: los forros o planchas exteriores del casco, los planos horizontales -- (llamados cubiertas, si están en la superestructura, y entrepuentes si están en el casco), y planos verticales rigidizadores llamados mamparos.

Mamparos, cubierta y entrepuentes, compartimentan el casco en bodegas (se numeran de proa a popa), que se hacen practicables para la carga a través de unas aberturas, denominadas escotillas, coronadas por las brazolas a manera de brocales, y con un dispositivo de cierre hermético, que recibe el nombre de cuarteles.

El casco se asemeja a un paralelepípedo, teniendo --- unas formas de transición hidrodinámicas a proa y popa, denominadas amuras y aletas respectivamente.

Según la figura VII.10 y anotaciones adjuntas, distinguiremos:



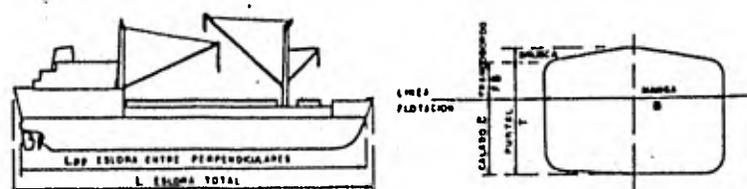


FIG. VII.10 Dimensiones de un Barco

Eslora total L

Eslora entre perpendiculares L_{pp}

Manga B

Puntales T

Calado D

Franco Bordo FB

Calado y franco bordo dependen del estado de carga y la densidad de las aguas en que navega. En el casco van marcadas unas líneas de franco bordo que señalan el límite de inmersión alcanzable en condiciones de estabilidad (fig. VII.11).

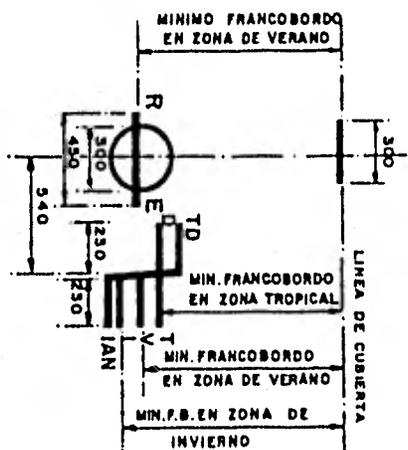


FIG. VII.11 Mareas de Franco Bordo

Existen unas sociedades de registro que homologan los distintos tipos de buques y que publican con carácter --- anual unos libros de registro de todos los buques del mundo, recogiendo las características principales de éstos. - De ellas la más importante es la LLOYD inglés.

CAPITULO VIII

MODELOS MARITIMOS

INTRODUCCION:

Un modelo hidráulico es la representación física - de una estructura o máquina (un puente, un canal, una escollera, etc.) a escala y sometida a las mismas condiciones de trabajo a las cuales está expuesta en la naturaleza (Prototipo); desde luego regida por ciertas leyes de similitud.

Los modelos se construyen en un laboratorio con el fin de observar el comportamiento de la obra por construir y probar el funcionamiento de ésta, o en caso contrario, rediseñar o hacer las modificaciones pertinentes a la estructura para volverla a probar hasta que su funcionamiento haya sido totalmente satisfactorio.

Por razones económicas, los modelos generalmente -- son más pequeños que la estructura que están representando.

El empleo de un modelo reducido es necesario cuando se busca una solución que presente las mejores cualidades dentro de un conjunto de proposiciones, eligiendo - de éstas la más económica y técnicamente factible de - - realizar.

La justificación de la construcción de un modelo --

hidráulico marítimo es posible debido al fin que persi-- que y aunque es costosa su construcción resulta relativamente baja en comparación con los ahorros que se podrán tener en la construcción de la obra en la naturaleza, ya que si al diseñar una obra resulta excedida la estructura, con la observación del modelo, se pueden reducir sus dimensiones hasta un límite que contenga un coeficiente de seguridad razonable; si la obra se iba a destruir por un mal diseño, también se puede prevenir en base a las - observaciones del modelo.

VIII.1 ANALISIS DIMENSIONAL.

La mecánica de flúidos emplea los principios del -- análisis dimensional para incorporar las variables que - la experiencia ha demostrado como esenciales en una ex-- presión adimensional básica, sistemática y matemáticamente ordenada; asimismo, toda vez que sea posible, se - - desarrolla, al menos aproximadamente, la interrelación - funcional de los diferentes miembros de alguna expre---- sión.

El análisis dimensional es una herramienta muy poderosa en la experimentación y trata de las relaciones matemáticas de las dimensiones de las magnitudes físicas, - de manera tal que cualquier ecuación que exprese un fenómeno físico a través de la relación entre las magnitudes esta ecuación será dimensionalmente homogénea.

VIII.1.1 Magnitudes físicas, cantidades y dimensiones:

En la investigación de un fenómeno, se requiere un-

ordenamiento adecuado de observaciones sucesivas de magnitudes físicas: distancia, tiempo, velocidad, aceleración, fuerza, área, etc., de modo que las características generales correspondientes a las observaciones son: cualitativas y cuantitativas.

Las características cualitativas, identifican y describen adecuadamente el fenómeno, de tal manera que pueda distinguirse de cualquier otro. Estas características cualitativas, pueden escribirse en función de las magnitudes físicas fundamentales, principales o básicas o de magnitudes físicas derivadas o secundarias.

El número de magnitudes consideradas como fundamentales es el mínimo que se necesita para dar una descripción coherente y sin ambigüedades del fenómeno.

De hecho, cualquier magnitud medible puede considerarse como fundamental, así por ejemplo, en mecánica, es muy común considerar como magnitud fundamental la fuerza F , aun cuando ésta es una magnitud derivada, ya que de acuerdo con la segunda ley de Newton, se establece que la fuerza es igual al producto de la derivada de la cantidad de movimiento (mv ; m igual a la masa, v igual a la velocidad); con respecto al tiempo (t), por una constante k , llamada constante universal.

$$F = k \frac{d(mv)}{dt}$$

y tomando como sistema de magnitudes fundamentales, la longitud L , la masa M , y el tiempo T , se establece que la magnitud de fuerza F tiene una fórmula dimensional -

igual a $[MLT^{-2}]$, llamando a los exponentes de cada una de las magnitudes, DIMENSIONES.

Las características cuantitativas, permiten conocer la extensión o grado de ocurrencia del fenómeno, y hacer comparaciones con elementos de la misma especie, en base a otros más precisos llamado unidades. Las unidades de magnitudes principales son principales, las de magnitudes secundarias son las unidades derivadas.

Un conjunto de unidades de magnitudes diferentes -- constituye un sistema, cuyas propiedades deben ser homogéneas y coherentes en la formación de unidades derivadas.

Por otra parte, al analizar la homogeneidad de las ecuaciones, se tendrá que esto siempre ocurrirá, siempre y cuando la misma ecuación no dependa de algún sistema de unidades en especial, es decir, que cada uno de los miembros de la ecuación a tratar sean iguales.

Por ejemplo, la ecuación del período de oscilación de un péndulo simple $T = 2\pi (g/L)^{1/2}$ es válida para cualquier sistema de unidades, puesto que ambos miembros tienen la misma ecuación dimensional $[T] = [LT^2L^{-1}] = [T]$. Ahora, si la misma ecuación para el período de oscilación se expresa como $T = 1.11 L^{1/2}$, ésta es válida únicamente para el sistema de unidades inglesas, donde el valor de "g" es medido en pies/seg², "L", en pies y "T" en segundos; por lo tanto, no es una ecuación dimensionalmente homogénea.

La dificultad con respecto a lo expuesto anterior--

mente, comienza cuando se plantea la premisa de que en un cierto fenómeno a tratar, la ley o ecuación que lo gobierna debe ser una ecuación dimensionalmente homogénea la cual hay que establecer en base al conjunto de variables o magnitudes que intervienen en dicho fenómeno.

Para este último caso, existen métodos que permiten en forma matemática establecer dicha ecuación dimensional.

VARIABLES DEPENDIENTES E INDEPENDIENTES:

La variable dependiente es la que interesa determinar, en hidráulica es común que ésta sea la velocidad -- o la presión, o alguna variable derivada de estas dos, -- como: gasto, empuje, sustentación, etc.

La variable independiente es la que junto con otras interviene en un problema y en función de las cuales interesa determinar la variable dependiente. En hidráulica generalmente son variables que describen la geometría -- del flujo, como: diámetro de un tubo o esfera, o variables que representan propiedades del fluido, como: densidad, viscosidad, etc.

Si en un cierto problema o experimento una variable se conserva constante se le llama "parámetro".

Así, en la fórmula para obtener la velocidad, V , -- del agua en un orificio a una profundidad h , es

$$V = \sqrt{2 gh}$$

donde:

g = aceleración de la gravedad.

V = variable dependiente.

g = parámetro.

h = variable independiente.

En forma general, la ecuación anterior se puede representar como:

$$V = f(g, h)$$

En la tabla 8.1 se presentan las variables más comunes y sus dimensiones.

Sólo analizaremos el teorema π por considerarlo -- más completo.

"TEOREMA π 6 de BUCKINGHAM".

El Teorema π ó de Buckingham, establece que un fenómeno físico donde intervengan m variables (magnitudes-físicas), éstas se relacionan mediante una ecuación (ley física) homogénea de la forma:

$$\phi(A_1, A_2, A_3, \dots, A_m) = 0 \dots \dots (8.1)$$

donde cada una de las variables A_m , son expresables en términos de n magnitudes fundamentales ($B_1, B_2, B_3, \dots, B_n$), de manera tal que dicha ley física puede ser reduci

TABLA 8.1
VARIABLES MAS COMUNES Y SUS DIMENSIONES

	M	L	T	DEFINICION	F	L	T
Masa	1	0	0	$M = \frac{\text{kg} \times \text{seg}^2}{\text{m}}$	1	-1	2
Longitud	0	1	0	$L = \text{m}$	0	1	0
Tiempo	0	0	1	$T = \text{seg}$	0	0	1
Area	0	2	0	$A = \text{m}^2$	0	2	0
Volumen	0	3	0	$V = \text{m}^3$	0	3	0
Angulo	0	0	0	$\Theta = \text{grados}$	0	0	0
Velocidad	0	1	-1	$\text{Vel} = \text{m/seg}$	0	1	-1
Gasto	0	3	-1	$Q = \text{m}^3/\text{seg}$	0	3	-1
Aceleración	0	1	-2	$a = \text{m/seg}^2$	0	1	-2
Densidad	1	-3	0	$\rho = \text{kg} \times \text{seg}^2/\text{m}^4$	1	-4	2
Peso Específico	1	-2	-2	$\gamma = \text{kg/m}^3$	1	-3	0
Fuerza	1	1	-2	$F = M \times \text{m/seg}^2$	1	0	0
Presión	1	-1	-2	$P = \text{kg/m}^2$	1	-2	0

TABLA 8.1

VARIABLES MAS COMUNES Y SUS DIMENSIONES

	M	L	T	DEFINICION	F	L	T
Par	1	2	-2	Par = f x d	1	1	0
Energía, Trabajo	1	2	-2	W = F x d	1	1	0
Potencia	1	2	-3	$P = \frac{W}{t}$	1	1	-1
Cantidad de movimiento	1	1	-1				
Impulso	1	1	-1	I = F x t	1	0	1
Tensión Superficial	1	0	-2	$T_s = \text{kg/m}$	1	-1	0
Viscosidad dinámica	1	-1	-1	$\mu = \text{kg} \times \text{seg}/\text{m}^2$	1	-2	1
Viscosidad cinemática	0	2	-1	$\nu = \text{m}^2/\text{seg}$	0	2	-1
Módulo de Elasticidad	1	-1	-2	$E = \text{kg}/\text{m}^2$	1	-2	0
Compresibilidad	-1	1	2	$C = \text{m}^2/\text{kg}$	-1	2	0
Frecuencia	0	0	-1	$f = 1/t$	0	0	-1

da a otra nueva función que relacione z productos adimensionales de la forma:

$$f(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \dots, \pi_z) = 0 \dots \dots \dots (8.2)$$

donde $z = m - r$, siendo m valor conocido y r el rango de la matriz dimensional del sistema y $\pi_1, \pi_2, \pi_3, \pi_4 \dots \dots \pi_z$ los parámetros adimensionales definidos de la forma siguiente:

$$\pi_i = A_1^{X_{1i}} A_2^{X_{2i}} A_3^{X_{3i}} \dots \dots A_m^{X_{mi}} \dots \dots (8.3)$$

$$\pi_i = 1, 2, 3, \dots \dots z$$

Cuya ecuación dimensional es:

$$\begin{aligned} [\pi_i] &= A_1^{X_{1i}} A_2^{X_{2i}} A_3^{X_{3i}} \dots \dots A_m^{X_{mi}} \\ &= [A_1]^{X_{1i}} [A_2]^{X_{2i}} [A_3]^{X_{3i}} \dots \dots [A_m]^{X_{mi}} = 0 \dots (8.4) \end{aligned}$$

$$\text{Ahora como } A_j = \varphi(B_1, B_2, B_3, \dots, B_n) \dots \dots (8.5)$$

$$\text{Entonces: } [A_j] = [B_1^{Y_{1j}} B_2^{Y_{2j}} B_3^{Y_{3j}}, \dots, B_n^{Y_{nj}}] \dots (8.6)$$

$$j = 1, 2, 3, \dots, m$$

Sustituyendo ahora en (8.3) resulta que:

$$\begin{aligned} [\pi_i] &= [B_1^{Y_{11}} B_2^{Y_{21}} B_3^{Y_{31}}, \dots, B_n^{Y_{n1}}]^{X_{1i}} \dots \dots \\ & [B_1^{Y_{1m}} B_2^{Y_{2m}} B_3^{Y_{3m}}, \dots, B_n^{Y_{nm}}]^{X_{mi}} \dots (8.7) \end{aligned}$$

combinaciones posibles para proporcionar a $m - n$, incógnitas sería muy grande.

Por otra parte, si el mismo sistema de ecuaciones - homogéneas lineales (como el sistema 8.9), se expresa en forma matricial è igual al producto de la matriz de coeficientes "y" por la matriz de las incógnitas "x"

$$\begin{bmatrix} Y_{11} & Y_{12} & Y_{13} & \dots & Y_{1m} \\ Y_{21} & Y_{22} & Y_{23} & \dots & Y_{2m} \\ Y_{31} & Y_{32} & Y_{33} & \dots & Y_{3m} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ Y_{n1} & Y_{n2} & Y_{n3} & \dots & Y_{nm} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_{1i} \\ X_{2i} \\ X_{3i} \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ X_{mi} \end{bmatrix} = 0 \quad (8.10)$$

y de acuerdo a la teoría matricial que establece que si en la matriz coeficiente (matriz dimensional) el rango - "r" de ésta (igual al orden del determinante diferente - de cero) es menor que m, entonces se asegura la existencia de soluciones distintas a la trivial (una solución - trivial existe cuando $X_1 = X_2 = X_3 \dots = X_m = 0$) y por tanto el sistema tiene $m - r$ soluciones linealmente independientes, lo que significa entonces que se asigna arbitrariamente valores a $m - r$ incógnitas, determinando el valor del resto de las incógnitas (r) por la regla de -- Cramer.

Este método matricial es sin duda el más expedito - que el proponer valores a $m - r$ incógnitas con un gran número de combinaciones, ya que el determinante que permite conocer el rango r de la matriz dimensional fija --

las r incógnitas dependientes de las $r - m$ soluciones -- linealmente independientes; sin embargo, no deja de existir problema en la solución de las " r " incógnitas, ya -- que dentro de la matriz dimensional pueden existir más -- de un determinante de orden $r \neq 0$.

"Recomendaciones para formar productos adimensionales".

1) Hacer que la variable dependiente aparezca en el numerador de un solo producto adimensional, de preferencia con el exponente 1, y no aparezca en ningún otro producto. Esto se logra haciendo el coeficiente respectivo igual a la unidad, para encontrar un producto adimensional, y después cero en todas las otras soluciones.

2) Tratar de formar productos adimensionales ya conocidos, o estándar, como por ejemplo:

Número de Reynolds, de Froude, etc. En la tabla -- 8.2 se muestran los productos adimensionales comunes donde intervienen las variables dependientes y en la tabla 8.3 lo mismo para las variables independientes.

3) Las variables que describen la geometría del problema, y cuya dimensión es una longitud, se pueden hacer adimensionales simplemente seleccionando una longitud como característica y dividiendo cada variable entre esa longitud. Por ejemplo: En un problema donde intervengan l , x , y dos productos adimensionales serán:

$$\frac{x}{l} , \frac{y}{l}$$

En forma similar es fácil construir números del tipo:

$$\frac{P_1}{P_2}, \frac{\gamma_1}{\gamma_2}, \frac{T_1}{T_2},$$

cuando aparecen variables con las mismas dimensiones.

TABLA 8.2

PRODUCTOS ADIMENSIONALES CON VARIABLES
DEPENDIENTES

PRODUCTO ADIMENSIONAL	SIMBOLO	DEFINICION
NUMERO DE EULER	E	$\frac{v}{\sqrt{2 \Delta p / \rho}}$; $\frac{\Delta H}{v^2 / Lg}$
NUMERO DE STROUHAL	S	$\frac{v}{nd}$
NUMERO DE THOMA	T	$\frac{(h - h_v)}{(v^2 / 2g)}$
COEFICIENTE DE PRESSION.	C_p	$\frac{1}{E^2}$
COEFICIENTE DE ARRASTRE.	C_A	$\frac{F_A}{1/2 \rho v^2 A}$
COEFICIENTE DE SUSTENTACION.	C_S	$\frac{F_S}{1/2 \rho v^2 A}$
COEFICIENTE DE CORTANTE.	C	$\frac{\tau}{1/2 \rho v^2}$

TABLA 8.3

PRODUCTOS ADIMENSIONALES CON VARIABLES INDEPENDIENTES

PRODUCTO ADIMENSIONAL	SIMBOLO	DEFINICION
NUMERO DE REYNOLDS	R	$\frac{v D \rho}{\mu}$
NUMERO DE FROUDE	F	$\frac{v}{\sqrt{gh_0}}$
NUMERO DE MACH	M	$\frac{v}{\sqrt{E/\rho}}$
NUMERO DE WEBER	W	$\frac{v}{\sqrt{\sigma/\rho l}}$
NUMERO DE KARMAN	K	$\frac{K \sqrt{gRS}}{v}$

Simbología Tablas 8.2 y 8.3

A = Area	τ = Esfuerzo cortante
F_A = Fuerza de arrastre	E = Módulo de elasticidad
F_S = Fuerza de sustentación	R = Radio hidráulico
V = Velocidad	S = Pendiente
d = Diámetro, longitud	g = Gravedad
h = Carga de presión	h_0 = Tirante
h_v = Carga de vaporización	K = Rugosidad (longitud)
n = Frecuencia	l = Longitud
Δp = Incremento de presión	μ = Viscosidad dinámica
ρ = Densidad	σ = Tensión superficial

En casos en que después de aplicar los criterios anteriores aún queden productos por determinar, será necesario asignar valores a los otros coeficientes para obtener las soluciones faltantes, observando de preferencia las indicaciones siguientes:

a) Las variables que representan las propiedades -- del fluido, exceptuando a la densidad, como: viscosidad, módulo de elasticidad, etc., deben aparecer solas en un solo parámetro adimensional.

Así, un producto en donde aparezcan viscosidad y módulo de elasticidad, o viscosidad y tensión superficial debe evitarse.

Igualmente sólo debe haber un producto adimensional en donde esté la viscosidad, tensión superficial, etc.

b) Hay que buscar productos no sólo correctos sino también que satisfagan ciertos criterios de sencillez y naturalidad.

Aunque:
$$\frac{F^{1/3}}{\rho^{1/3} \nu^{2/3} l^{2/3}}$$

el parámetro adimensional, no se recomienda pues es evidente que se puede simplificar.

En casos en donde intervengan más variables, o más bien donde $m - r$ sea mayor que 1, aunque los productos de los números también sean solución, son poco naturales y por lo tanto deben preferirse otros.

c) No deben aparecer demasiadas variables en un producto adimensional. Generalmente intervienen 3 ó 4 variables, aunque hay algunas con más de 4.

d) En los productos adimensionales deben estar to--das las variables que aparecen en el problema; si falta--alguna, obviamente la solución está equivocada.

Ejemplos de aplicación.

Calcular la pérdida de energía en una tubería de un tramo l de la misma y un diámetro D (figura VIII.1) con una rugosidad equivalente K por la que escurre un fluido de viscosidad dinámica μ y densidad ρ , a una velocidad V .

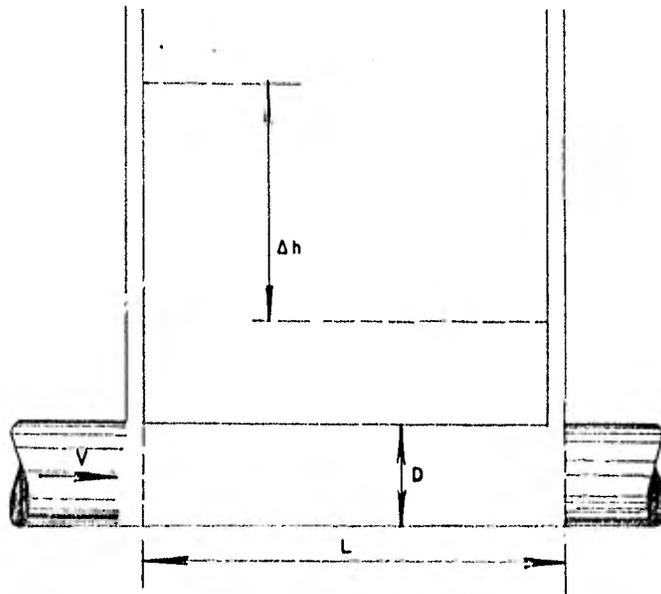


FIG. VIII.1. PERDIDA DE CARGA EN UNA TUBERIA.

Solución: La pérdida de carga ΔH , depende de :

$$H = f (V, D, l, K, \mu, \rho, g) \dots (1)$$

donde g = aceleración de la gravedad.

1ª Determinaremos el número de productos adimensionales construyendo la matriz de los exponentes de las 8-variables con ayuda de la tabla 8.1.

El parámetro π_i estará definido como:

$$\pi_i = \Delta H^{X_{1i}} V^{X_{2i}} D^{X_{3i}} l^{X_{4i}} K^{X_{5i}} \mu^{X_{6i}} \rho^{X_{7i}} g^{X_{8i}} \dots (1.a)$$

Cuya ecuación dimensional será:

$$[\pi_i] = [\Delta H]^{X_{1i}} [V]^{X_{2i}} [D]^{X_{3i}} [l]^{X_{4i}} [K]^{X_{5i}} [\mu]^{X_{6i}} [\rho]^{X_{7i}} [g]^{X_{8i}}$$

en la que:

$$\begin{aligned} [H] &= [L] & [\mu] &= [ML^{-1} T^{-1}] \\ [V] &= [LT^{-1}] & [\rho] &= [ML^{-3}] \\ [D] &= [L] & [g] &= [LT^{-2}] \\ [l] &= [L] \\ [K] &= [L] \end{aligned}$$

que al sustituir y ordenar exponentes resulta:

$$[\pi_i] = [M]X_{6i} + X_{7i} [L]X_{1i} + X_{2i} + X_{3i} + X_{4i} + X_{5i} - X_{6i} \\ - 3X_{7i} + X_{8i} [T] - X_{2i} - X_{6i} - 2X_{8i}$$

Dada la condición de adimensionalidad de π_i , implica que:

Para M, $X_{6i} + X_{7i} = 0$

Para L, $X_{1i} + X_{2i} + X_{3i} + X_{4i} + X_{5i} \dots (2)$
 $- X_{6i} - 3X_{7i} + X_{8i} = 0$

Para T, $-X_{2i} - X_{6i} - 2X_{8i} = 0$

Donde se deduce que la ecuación dimensional es:

$$\begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 1 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & -1 & -3 & 1 \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & -2 \end{bmatrix} \dots (3)$$

a la cual le corresponde un rango $r = 3$; la matriz formada con las 3 últimas columnas, es diferente de cero. Por lo tanto, de acuerdo con el teorema π_i , se tendrá $m - r = 8 - 3 = 5$ productos adimensionales.

2ª Determinación de los productos adimensionales - siguiendo las reglas descritas anteriormente.

a) La variable dependiente es ΔH y el producto adimensional más directo es:

$$\pi_1 = \Delta h/l$$

b) Tomando en cuenta que se pueden formar números conocidos, se encuentra que las variables se pueden agrupar en el número de Reynolds.

$$\pi_2 = \frac{v D \rho}{\mu}$$

c) Determinaremos utilizando la 3ra. regla los parámetros adimensionales π_3 y π_4 con las variables geométricas.

$$\pi_3 = \frac{1}{D} ; \quad \text{y} \quad \pi_4 = \frac{K}{D}$$

d) Determinación del último producto adimensional. - Este se determinará resolviendo el sistema de ecuaciones formado con la matriz de los exponentes, o sea:

$$x_6 + x_7 = 0$$

$$x_1 + x_2 + x_3 + x_4 + x_5 - x_6 - 3x_7 + x_8 = 0$$

$$-x_2 - x_6 - 2x_8 = 0$$

Como son 3 ecuaciones y 8 incógnitas, es necesario fijar valores a 5 de las variables. Sin embargo, a varias de ellas es fácil asignarle valores, así:

$x_1 = 0 \Rightarrow \Delta H$ es la variable dependiente y ya apareció en π_1 .

$x_5 = 0 \Rightarrow K$ apareció en π_4 , y es una variable poco práctica para que sea repetida.

$x_6 = 0 \Rightarrow \mu$ aparezca una sola vez (cuarta recomendación).

$x_8 = 1 \Rightarrow$ Que g aparezca por lo menos una vez.

Substituyendo valores :

$$x_7 = 0 \quad \dots\dots\dots (a)$$

$$x_2 + x_3 + x_4 - 3x_7 + 1 = 0 \quad \dots\dots (b)$$

$$- x_2 - 2 = 0 \quad \dots\dots\dots (c)$$

De (c) :

$$x_2 = -2 \quad \dots\dots\dots (d)$$

Substituyendo (d) y (a) en (b)

$$- 2 + x_3 + x_4 - 3(0) + 1 = 0$$

$$x_3 + x_4 = 1 \quad \dots\dots\dots (e)$$

Como x_3 y x_4 representan los exponentes de D y l , - la ecuación (e) del grupo anterior indica que estas variables se deben combinar en tal forma que aparezca una longitud a la primera potencia. Lo más sencillo es - - - hacer :

$$x_3 = 0 \quad \text{y en consecuencia } x_4 = 1$$

$$\text{ó } x_4 = 0 \quad \text{y } x_3 = 1$$

Si se acepta la primera alternativa, los valores de

los exponentes serán :

$$\begin{array}{ll} x_1 = 0 & x_5 = 0 \\ x_2 = -2 & x_6 = 0 \\ x_3 = 0 & x_7 = 0 \\ x_4 = 1 & x_8 = 1 \end{array}$$

$$\therefore \pi_5 = 1gV^{-2} \Rightarrow \pi_5 = \frac{1g}{V^2}$$

$$\text{ó también se puede poner como: } \pi_5 = \frac{1}{l} \frac{V^2}{2g}$$

Nota: El hecho de agregarle el número 2 no le afecta ya que no tiene dimensiones.

La ecuación (1) se redujo a otra equivalente de la forma:

$$\pi_1 = f(\pi_2, \pi_3, \pi_4, \pi_5)$$

Hasta aquí se puede llegar con el análisis dimensional. Para poner esta ecuación en la forma usual de Darcy-Weisbach, hay que hacer hipótesis que deberán apoyarse en otros desarrollos o en valores experimentales. Por ejemplo, si se acepta que la ecuación anterior es - del tipo:

$$\pi_1 = \pi_3 \pi_5 f(\pi_2, \pi_4)$$

Substituyendo valores :

$$\frac{\Delta H}{l} = \frac{1}{D} \frac{1}{l} \frac{V^2}{2g} f\left(\frac{V D \rho}{\mu}, \frac{K}{D}\right)$$

Resolviendo la ecuación:

$$\frac{\Delta H}{l} = \frac{v^2}{2g} \frac{1}{D} f \frac{v D \rho}{\mu} , \frac{K}{D} \quad \text{pero} \quad \frac{v D \rho}{\mu} = R$$

$$\Delta H = \frac{1}{D} \frac{v^2}{2g} f \left(R, \frac{K}{D} \right) \Rightarrow \text{fórmula asociada con el diagrama de Moody.}$$

Obsérvese que aunque es conveniente construir la matriz de los exponentes para encontrar el rango y poder determinar el número de productos adimensionales, resolver el sistema de ecuaciones es el último recurso para encontrar productos adimensionales y antes deben usarse las recomendaciones dadas, que no sólo reducen el trabajo sino que en general dan resultados más aceptables.

VIII.2 MODELOS FÍSICOS.

VIII.2.1 Introducción: Un modelo es la representación o simulación de "algo real" denominado prototipo, de tal manera que la interpretación de los resultados en él, -- permiten seguir criterios de diseño, corrección o rectificación de proyectos.

Los modelos hidráulicos se utilizan para:

- a) Tratar problemas muy complicados y que no se pueden atacar teóricamente.
- b) Verificar y corregir el funcionamiento de una obra hidráulica.

c) Obtener fórmulas y coeficientes que permitan describir un fenómeno.

d) Estudiar, en un modelo calibrado, su comportamiento bajo diferentes condiciones hidráulicas.

Como ejemplos de modelos que se pueden realizar, se tienen 8:

1) Modelos de obras de excedencias (vertedores, -- compuertas).

2) Modelos de estructuras disipadoras de energía -- (tanques amortiguadores, cubetas deflectoras).

3) Modelos de estructuras de conducción (tuberías, - canales).

4) Modelos para obtener curvas de elevación-gasto - de algún aforamiento.

5) Modelos para transporte de material sólido en -- los ríos y en las costas, tomando en cuenta zonas de erosión y de depósito así como su trayectoria a seguir.

f) Modelos para rectificación de ríos.

g) Modelos para estudiar corrientes producidas por el oleaje y por las mareas.

VIII.2.2 Condiciones de semejanza: Para que dos fenómenos se relacionen entre sí, tal que del conocimiento -

de uno de ellos permita obtener conclusiones acerca del otro, se deben cumplir las siguientes similitudes:

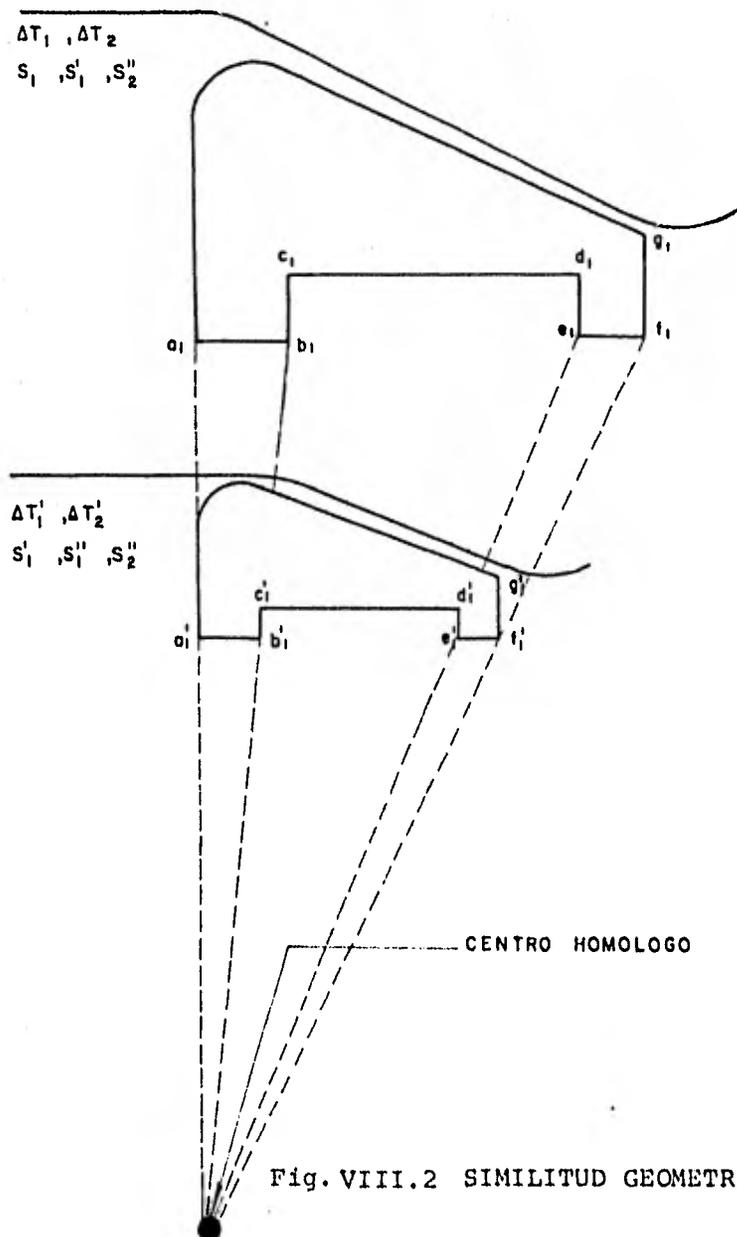
1) Similitud Geométrica: Sean dos sistemas A_1 y A_2 - mostrados en la figura VIII.2 mismos que tienen un centro común de proyección lineal denominado "centro homólogo", - de modo que cada rayo pasará por puntos semejantes denominados homólogos, por ejemplo:

De esta proyección lineal, es claro que la relación de longitudes $\overline{a_1b_1}/\overline{a_2b_2}$ es igual a las relaciones $\overline{b_1c_1}/\overline{b_2c_2}$, $\overline{c_1d_1}/\overline{c_2d_2}$, es decir que la relación entre magnitudes lineales homólogas de ambos sistemas es constante, la que definida en forma general resulta ser $\frac{L_1}{L_2} = k_L$ condición denominada "Similitud Geométrica", la que a su vez - establece que los sistemas son similarmente geométricos.

2) Similitud Cinemática: En base al sistema anterior se infiere que las trayectorias seguidas por las partículas líquidas deben ser también semejantes pero además, si la relación de los tiempos empleados por las partículas en recorrer las distancias respectivas es constante - $\Delta T_1/\Delta T_2 = \Delta T_1'/\Delta T_2' = \dots = T_1/T_2 = k_T$, entonces los sistemas serán controlados por las relaciones constantes - k_L y k_T que en conjunto definen la "Similitud Cinemática", misma que establece que los sistemas sean similarmente - cinemáticos.

3) Similitud Dinámica: Si en secciones homólogas - - tales como S_1 y S_2 , S_1' y S_2' , S_1'' y S_2'' las masas del - fluido que pasan en un instante t son respectivamente - - M_1 y M_2 , M_1' y M_2' , M_1'' y M_2'' de modo que las relaciones - M_1/M_2 , M_1'/M_2' , M_1''/M_2'' sean iguales y constantes en el

tiempo ($k_m = M_1/M_2$), entonces se dice que los sistemas - son controlados por relaciones constantes k_L , k_T y k_m , - las que a su vez definen a esta condición como "Similitud Dinámica", misma que establece que los sistemas sean similarmente dinámicos.



Estas similitudes se cumplen cuando existen relaciones constantes entre parámetros homólogos, como son las longitudes, instantes de tiempo, velocidades, aceleraciones, fuerzas, y todas las magnitudes físicas que intervienen en ambos fenómenos. A dichas relaciones constantes son a las que llamamos escalas de similitud, o simplemente escalas, que no son independientes, sino que están ligadas entre sí por relaciones denominadas Leyes de Semejanza, que es condición que se conserven iguales en el prototipo y en el modelo, ellas dependen de las características del fenómeno y se expresan mediante números adimensionales, como se muestra en la tabla 8.4.

Para representar en un modelo los fenómenos que ocurren en la naturaleza, es necesario conocer las condiciones de semejanza que ligan los fenómenos entre el modelo y el prototipo; por esto dos fenómenos mecánicos se consideran semejantes si existe cierta proporcionalidad entre las diversas magnitudes físicas correspondientes u homólogas que intervienen en el fenómeno, es decir que se mantiene constante la relación que liga los elementos homólogos, de aquí que para conocer la semejanza de modelo y prototipo, se deben conocer las relaciones entre los elementos homólogos.

A estas relaciones se les llaman escalas; por lo que habrá escalas de longitudes, velocidades, fuerzas, tiempos, aceleraciones, etc.

$$\frac{A_p}{A_m} = E_A$$

E_A = Escala de la magnitud A.

A_p = Magnitud cualquiera en prototipo.

A_m = Magnitud cualquiera en modelo.

TABLA 8.4.

NUMERO ADIMENSIONAL	DEFINICION	APLICACION
<p>NUMERO DE FROUDE.</p> <p>Notación: V = Velocidad del fluido.</p> <p>g = Aceleración de la gravedad.</p> <p>L = Longitud.</p>	$F = \frac{V}{\sqrt{gL}}$	<p>Fenómenos en los cuales intervienen las fuerzas de inercia y de la gravedad.</p> <p>Ejemplo: Escurrimiento a superficie libre como: canales, oleajes marítimos, vertedores, obras de toma, etc.</p>
<p>NUMERO DE REYNOLDS.</p> <p>Notación: V = Velocidad del fluido.</p> <p>ρ = Densidad del fluido.</p> <p>μ = Viscosidad dinámica.</p> <p>L = Longitud.</p>	$R = \frac{V \rho L}{\mu}$	<p>Fenómenos en los cuales intervienen las fuerzas de inercia y de la viscosidad.</p> <p>Ejemplos: fluidos permanentes a presión en conductos cerrados.</p>
<p>NUMERO DE EULER.</p> <p>Notación: V = Velocidad del fluido.</p> <p>L = Longitud.</p> <p>ρ = Densidad del fluido.</p> <p>F = Fuerza.</p>	$E = \frac{\rho V^2 L^2}{F}$	<p>Fenómenos en los cuales intervienen las fuerzas de inercia y la presión del fluido.</p>

TABLA 8.4.

NUMERO ADIMENSIONAL	DEFINICION	APLICACION
<p>NUMERO DE WEBER.</p> <p>Notación: ρ = Densidad del fluido.</p> <p>L = Longitud.</p> <p>V = Velocidad del fluido.</p> <p>σ = Coeficiente adimensional de tensión superficial.</p>	$W = \frac{\rho v^2 L}{\sigma}$	<p>Fenómenos en los que intervienen las fuerzas de inercia y la tensión superficial.</p> <p>Ejemplo: Ondas capilares en canales pequeños.</p>
<p>NUMERO DE CAUCHY.</p> <p>Notación: ρ = Densidad del fluido.</p> <p>E = Módulo elástico del fluido.</p> <p>V = Velocidad del fluido.</p>	$C = \frac{\rho v^2}{E}$	<p>Fenómenos en los cuales intervienen las fuerzas de inercia y las de compresión.</p> <p>Ejemplo: Golpe de Ariete.</p>
<p>NUMERO DE ROSSBY.</p> <p>Notación: V = Velocidad del fluido.</p> <p>Ω = Velocidad de la tierra.</p> <p>r = Radio del paralelo del lugar.</p>	$Ro = \frac{v}{\Omega r}$	<p>Fenómenos en los cuales intervienen las fuerzas de inercia con la fuerza de Coriolis (originada por la rotación de la tierra).</p>

TABLA 8.4.

NUMERO ADIMENSIONAL	DEFINICION	APLICACION
<p>NUMERO DE RICHARDSON.</p> <p>Notación: g = Aceleración de la gravedad.</p> <p>L = Longitud.</p> <p>V = Velocidad.</p> <p>ΔT = Incremento de temperatura.</p> <p>T = Temperatura.</p>	$R_1 = \frac{g L}{V^2} \left(\frac{\Delta T}{T} \right)$	<p>Fenómenos en los cuales intervienen las fuerzas de inercia con las fuerzas termodinámicas originadas por el cambio de temperatura.</p>
<p>NUMERO DE STROUHAL.</p> <p>Notación: L = Longitud.</p> <p>n = Frecuencia dentro del flujo.</p> <p>V = Velocidad.</p>	$S = \frac{n L}{V}$	<p>Fenómenos en los cuales intervienen las fuerzas de inercia con las fuerzas originadas por fenómenos periódicos de frecuencia n dentro del flujo.</p>
<p>NUMERO DE KARMAN.</p> <p>Notación: ϵ_p = Tamaño absoluto de la rugosidad.</p> <p>V_* = Velocidad al corte = $(z_0/\rho)^{1/2}$</p> <p>ν = Viscosidad cinemática.</p> <p>τ_0 = Esfuerzo cortante en la frontera.</p> <p>ρ = Masa específica del fluido.</p>	$K = \frac{\epsilon_p V_*}{\nu}$	<p>Fenómenos en los que intervienen las fuerzas viscosas con las fuerzas producidas por el fluido al entrar en contacto con la frontera.</p>

TABLA 8.4.

NUMERO ADIMENSIONAL	DEFINICION	APLICACION
<p>NUMERO DE PRANDTL.</p> <p>Notación: C_p = Calor específico a presión constante.</p> <p>μ = Viscosidad del fluido.</p> <p>K = Conductividad térmica del fluido.</p>	$Pr = \frac{C_p \mu}{K}$	<p>Fenómenos en los que intervienen la transferencia de calor.</p>
<p>NUMERO DE SCHMIDT.</p> <p>Notación: ν = Viscosidad cinemática.</p> <p>D = Coeficiente de difusión.</p>	$S = \frac{\nu}{D}$	<p>Fenómenos en donde interviene la difusión molecular.</p>

VIII.2.3 Modelos NO-DISTORSIONADOS Y DISTORSIONADOS:

Un modelo no distorsionado es aquél en el cual la - escala vertical y la escala horizontal son iguales; y -- más generalmente, cuando la escala de una misma magnitud es constante. Este tipo de modelos se usan para estudios de erosión local, cámaras de oscilación, vertedores, reflexión y difracción de ondas, etc.

Un modelo distorsionado generalmente es aquél en el cual la escala vertical es diferente a la escala horizontal, y se usa para representar longitudes horizontales - muy grandes en comparación con las verticales, que en el modelo serían muy pequeñas introduciendo efectos no - - deseados como son la tensión superficial y el flujo laminar.

Existen otro tipo de distorsiones, como son:

A) De velocidad: La escala de velocidad de caída de las partículas es diferente a la escala de velocidad del fluido.

B) De pesos específicos: La escala de pesos específicos de los líquidos es diferente de la de los corres--pondientes al material sólido del fondo.

C) De Diámetros: La escala de longitudes que rela-- ciona a los diámetros de las partículas es diferente a - la escala de líneas.

VIII.3 MODELOS DE ESTABILIDAD.

Su finalidad es estudiar el comportamiento de las -
diversas obras de protección bajo la acción del oleaje, -
con el objeto de definir el diseño óptimo desde el punto
de vista económico y estructural, siendo los más usua---
les:

VIII.3.1 CANAL DE OLAS: Este canal se compone de -
una zona de pared vítrea donde se puede observar perfec-
tamente la interrelación oleaje-estructura. El oleaje es
producido por un batidor colocado en un extremo del can-
nal, en tanto que la obra se coloca del otro lado. (Ver-
figura VIII.3).

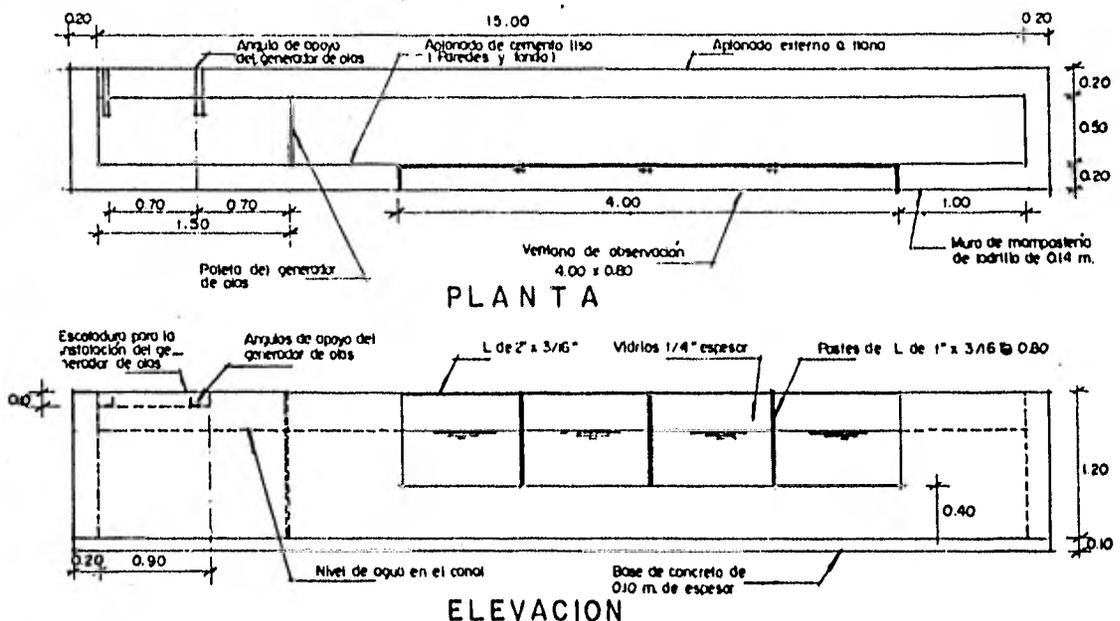


Fig. VIII.3 CANAL DE OLAS.

El estudio hecho en esta forma permite un diseño -- más racional ya que las condiciones de seguridad serán -- mucho más reales. Los resultados son cualitativos y cuan- titativos. El estudio se hace en dos dimensiones:

Las dimensiones de los canales de olas pueden ser -- aproximadamente:

Longitud	:	$30 \leq L \leq 50$	m
Ancho	:	$0.60 \leq a \leq 0.70$	m
Profundidad	:	$0.90 \leq d \leq 1.50$	m

De acuerdo con estas dimensiones y las del perfil -- a representar se elige la escala de líneas más convenien- te, de acuerdo con la ley de similitud de Froude que ri- ge el fenómeno, la cual se verá más adelante.

Para la representación de la estructura de protec- ción en el modelo, se procede a clasificar y pesar las -- piedras (según la escala de pesos) que la componen.

Las escalas más usuales son: 1:40 y 1:75.

VIII.3.2 TANQUE DE MORROS: Cuando el estudio se de sea realizar en tres dimensiones y a fin de conocer el -- comportamiento integral de las obras de protección, se -- recurre a los estudios en el tanque de morros.

Estos tanques tienen fondo fijo aunque puede recu- rrirse al uso de fondo móvil en las vecindades de la -- obra, para estudiar problemas de erosión. Como en el ca- so que se estudiará adelante, que es el de modelos de --

Fondo Fijo y en el cual se estudia la agitación, no es necesario, ni recomendable, recurrir al uso de distorsiones para obtener resultados cualitativos y cuantitativos.

Este tipo de modelos puede usarse también para otros estudios, tales como enrocamientos de protección en canales de navegación, etc.

Las escalas más usadas son: 1:50 y 1:100.

En la figura VIII.4 se muestra un tanque de morros con una sección a probar.

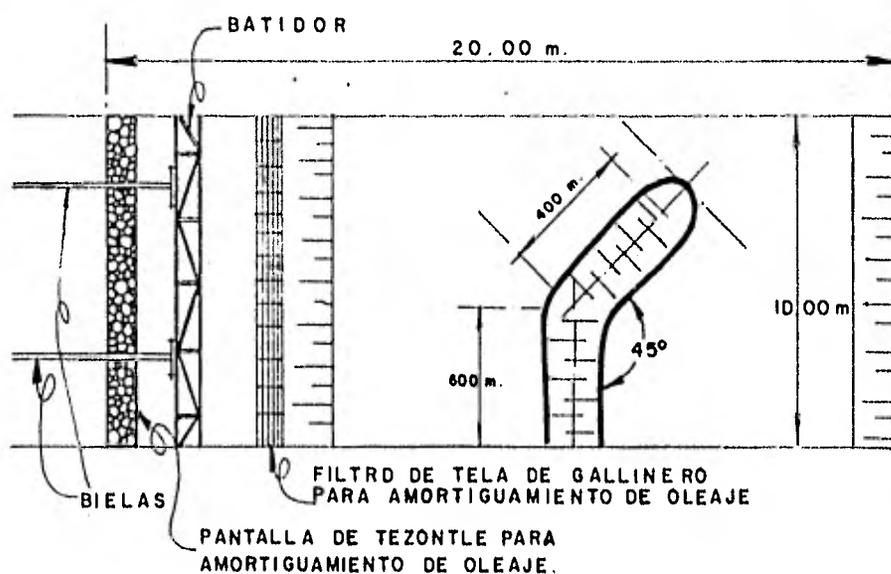


Fig. VIII.4 TANQUE DE MORROS.

VIII.3.3 ESTUDIO DEL OLEAJE Y ESTABILIDAD EN CANAL DE OLAS Y TANQUE DE MORROS.

Para estudiar el oleaje en modelos de estabilidad - se parte de la celeridad (velocidad) de una onda, que de acuerdo con la teoría de STOKES es :

$$C = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \operatorname{tanh} \frac{2\pi d}{L}}$$

Cuando se está en aguas profundas, esto es $d/L_0 > L/2$ la relación $\operatorname{tanh} \frac{2\pi d}{L}$ tiende a uno, por lo que $\Rightarrow C = \sqrt{gL/2\pi}$.

Cuando se está en aguas bajas, esto es $d/L_0 < L/2$; dicha relación tiende a su argumento $\frac{2\pi d}{L}$; por lo que:

$$C = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \frac{2\pi d}{L}} \Rightarrow C = \sqrt{gd}$$

Algunos de los diversos temas que queremos estudiar ligados al oleaje son:

- 1) El efecto sobre obras de protección costera, como son los rompeolas (morro y cuerpo).
- 2) La agitación que produce en los recintos portuarios.
- 3) Con qué ola y período se alcanza la destrucción de la escollera.
- 4) El transporte de material sólido que produce por el efecto de su acción sobre las playas.

En estos modelos se considera la estabilidad de -- los materiales que componen un rompeolas, por lo que la escala de taludes (pendiente) tendrá que ser uno, esto es, será un modelo no-distorsionado. Con la condición de Froude y siendo el modelo no-distorsionado, tenemos los valores de las escalas para diferentes magnitudes, en función de la escala de líneas que está restringida físicamente a las instalaciones que se tengan en el laboratorio.

CRITERIO DE DISEÑO PARA LA SELECCION DE ESCALAS PARA MODELOS DE ESTABILIDAD.

Como en éste el fenómeno para estudiar son las ondas, la acción predominante de éstas será la de la gravedad, teniendo en consideración que se deberán mantener las acciones viscosas entre los mismos límites, tanto en el modelo como en el prototipo y por lo general, las acciones de la tensión superficial y de la elasticidad son de poca influencia y no se tomarán en cuenta.

Por lo tanto, se tomarán en cuenta la acción de la gravedad y las fuerzas de inercia.

De la ecuación de Navier-STOKES obtenemos:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gL}}$$

Donde: $F = N^2$ de Froude, y por consiguiente, se seguirá un análisis de similitud en base a la ley de similitud de Froude, en donde se debe tomar en cuenta:

$$\text{Escala} = \frac{\text{Magnitud en el prototipo}}{\text{Magnitud en el modelo}}$$

Al tomar en cuenta lo visto anteriormente, se tendrá como efecto de escalas tanto para velocidad como - para longitud lo siguiente:

$$V_e = \frac{V_p}{V_m} \dots\dots\dots (8.11)$$

$$L_e = \frac{L_p}{L_m} \dots\dots\dots (8.12)$$

Así como para la gravedad, lo cual será la misma, - tanto en el modelo como en el prototipo, por lo que:

$$g_m = g_p \dots\dots\dots (8.13)$$

En estas igualdades los términos significan:

V_e = Escala de velocidades.

V_p = Velocidades correspondientes en el prototipo.

V_m = Velocidades correspondientes en el modelo.

L_e = Escala de líneas.

L_p = Longitud en el prototipo.

L_m = Longitud en el modelo.

g = Gravedad (es igual tanto en el modelo como - en el prototipo).

Ya que en N^2 de Froude tendrá que ser igual en el-

modelo y en el prototipo, se tendrá que :

$$\sqrt{\frac{V_m}{g_m L_m}} = \sqrt{\frac{V_p}{g_p L_p}}$$

Tomando en cuenta la ecuación (8.13)

$$\sqrt{\frac{V_m}{L_m}} = \sqrt{\frac{V_p}{L_p}}$$

Agrupando los términos se tendrá :

$$\frac{V_p}{V_m} = \sqrt{\frac{L_p}{L_m}}$$

Substituyendo en las ecuaciones (8.11) y (8.12)

$$V_e = \sqrt{L_e} \Rightarrow V_e = L_e^{1/2} \dots\dots\dots (8.14)$$

Esta relación viene a definir la dependencia entre la escala de líneas y la escala de velocidad.

De manera similar, se puede obtener la escala de tiempos.

$$T_e = \frac{L_e}{V_e}$$

Pero como se deduce de la ecuación 8.14 substituyendo, se tendrá que:

$$T_e = \frac{L_e}{\sqrt{L_e}}$$

Esta a su vez es igual a :

$$T_e = L_e \times L_e^{-1/2} = L_e^{1/2}$$

$$T_e = L_e^{1/2} \dots\dots\dots (8.15)$$

Por otro lado:

$Q_e = A_e V_e$, donde: Q_e = Escala de gastos

A_e = Escala de áreas.

V_e = Escala de velocidades

Pero: $A_e = L_e^2$ y $V_e = L_e^{1/2}$

$$Q_e = L_e^2 \times L_e^{1/2} \quad Q_e = L_e^{5/2}$$

y para la distorsión: $\Delta = \frac{L_{eh}}{L_{ev}}$

donde: L_{eh} = Escala de líneas horizontales.

L_{ev} = Escala de líneas verticales.

Tomando en cuenta, la igualdad de los números de --
Froude.

$$\frac{V_m}{L_{vm}^{1/2}} = \frac{V_p}{L_{vp}^{1/2}}$$

Entonces: $V_e = L_{ev}^{1/2}$

de donde: $Q_e = A_e V_e = L_{eh} \times L_{ev} \times L_{ev}^{1/2}$

y por lo tanto: $Q_e = L_{eh} \times L_{ev}^{3/2} \dots\dots\dots (8.16)$

Lo cual indica, que el número de Froude, tiene una importancia muy grande, en cuanto a la profundidad del modelo, ya que debe ser primordial la gravedad, y no así efectos como los de tensión superficial.

Para los estudios en canal de olas y tanque de muros se tomará en cuenta que se está tratando con modelos no distorsionados, ya que la dimensión horizontal = dimensión vertical.

Para la escala de pesos, se tomará lo siguiente:

$$W_e = V_e \times \gamma_e$$

donde:

W_e = Escala de pesos.

V_e = Escala de volúmenes.

γ_e = Escala de pesos específicos.

$$\text{Pero: } V_e = A_e L_e \quad \text{y} \quad A_e = L_e^2$$

$$\therefore V_e = L_e^2 \times L_e$$

$$V_e = L_e^3$$

en donde la relación de escalas de los pesos específicos, es:

$$\gamma_e = \frac{\gamma_p}{\gamma_m}$$

misma que es de 1:1, o sea que, $\gamma_p = \gamma_m$ al igual que la fuerza gravitatoria.

Sustituyendo el valor de V_e se tendrá :

$$W_e = L_e^3 \dots\dots\dots (8.17)$$

De acuerdo con estas dimensiones y la sección a representar se elegirá la escala de líneas más conveniente.

Para la presentación de la estructura de protección en los modelos de estabilidad, se procederá a la clasificación y pesado de las piedras o elementos prefabricados que lo compongan (tetrápodos, cubos, etc.) de acuerdo -- con la escala de pesos calculada.

La colocación de la piedra se hará al azar y apegándose a los taludes, dimensiones y cotas de diseño, a la escala correspondiente.

CRITERIO DE DISEÑO DE LOS ROMPEOLAS DE ENROCAMIENTO:

Los criterios distintos empleados en el diseño de rompeolas son, sin embargo, coincidentes en el objetivo de que estas estructuras sean seguras, eficientes y económicas. Implicando lo anterior, que sean capaces de resistir el embate del oleaje, que satisfagan las condiciones de protección admisibles y que su costo sea el más bajo posible.

El cumplimiento de los objetivos anteriores se ven fuertemente influidos por parámetros de tipo permanente y casual, incluyéndose en el primer caso, entre otros: - el peso específico de la roca (natural o artificial), talud, colocación y permeabilidad. Para el segundo caso, -

la magnitud y la frecuencia de ocurrencia de eventos extremos tales como: la altura y duración de las olas y el daño permisible.

De acuerdo al anterior conjunto de parámetros, el de mayor dificultad en definir, desde el punto de vista económico, es el relacionado al daño permisible que un cierto oleaje puede ocasionar sobre la estructura, lo cual ha permitido establecer los criterios de diseño que se muestran en la tabla 8.5.

VIII.4 MODELOS DE FONDO FIJO.

Un modelo de fondo fijo es aquél en el cual el interés está en estudiar el comportamiento del agua sin alterar sus fronteras de contacto, esto es, que el material de que está hecho el modelo es no erosionable. Se estudian fundamentalmente problemas de agitación (causados por oleaje normal, ondas de largo período o por casos de resonancia) y de corrientes (causadas por marea, oleaje o ríos); en el primer caso se estudian las diferentes alternativas de orientación de escolleras y sus longitudes cuya finalidad sea proteger una zona portuaria en la cual son necesarias condiciones de calma.

Por las características de los fenómenos que se estudian no es recomendable la distorsión, y en consecuencia debe usarse la misma escala, tanto vertical como horizontal.

Las escalas más usuales son: 1:50, 1:75, 1:100 y 1:150.

TABLA 8.5.

CRITERIOS DE DISEÑO

TIPO DE CRITERIO	OBSERVACIONES EN EL MODELO
POCO DAÑO	Movimiento de elementos sin cambios sensibles en el rompeolas; probablemente la sección falla con una ola de - - 1.5 veces más alta.
SIN DAÑO	El número de elementos desplazados no es superior al 1% - del total de elementos dentro de la zona de ataque.
FALLA TOTAL	Casi seis filas de elementos de la coraza podrían resbalsarse simultáneamente dentro de la zona de ataque de la - estructura.
PERFIL AJUSTADO	Con el perfil de equilibrio producido por la acción del - oleaje podría mejorarse la geometría de los rompeolas - - tradicionales (trapeziales) con el abatimiento respectivo de las fuerzas inducidas por el oleaje.
FUNCIONES DE DAÑO	Aceptación de que los rompeolas están diseñados para soportar condiciones de oleaje de origen ciclónico causando algunos daños o alcanzando el equilibrio de la estructura
SIN DAÑO Y FUNCIONES DE DAÑO.	Toman en cuenta el coeficiente de estabilidad k_d de - - - Hudson que conforme aumenta el N^2 de investigaciones sobre la estabilidad de rompeolas sus valores son mas perfectos. Se podrán obtener nuevas técnicas como: colocación de los elementos, ataque oblicuo o perpendicular del oleaje, duración de tormenta generada y la irregularidad del oleaje.

Los resultados que pueden esperarse son del tipo -- cualitativo y cuantitativo; requieren por lo tanto de me di das cuidadosas en el modelo.

Los ensayos se hacen en tanques en que se reproduce la zona en estudio y las diversas geometrías del puerto-- recurriendo al uso de tramos de obra, a escalas prefabri-- cadas a fin de orientarlos como se desee, según las al-- ternativas.

VIII.4.1 LEYES DE SEMEJANZA EN MODELOS MARITIMOS DE FONDO FIJO, EN EL CASO DE AGUAS PROFUNDAS:

Partiendo de la fórmula de Airy que nos da la cele-- ridad de la onda:

$$C = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \operatorname{tang} h \frac{2\pi d}{L}}$$

donde: L = Longitud de onda.

g = Aceleración de la gravedad.

d = Profundidad.

Para aguas profundas $\Rightarrow \operatorname{tang} h \frac{2\pi d}{L} \Rightarrow \infty$ por lo -- que la fórmula de Airy se modifica, quedando para aguas-- profundas, la siguiente fórmula:

$$C = \sqrt{\frac{gL}{2\pi}}$$

Aplicando esta ecuación a modelo y prototipo tene-- mos:

$$C_p = \sqrt{\frac{g_p L_p}{2\pi}} \quad \text{y} \quad C_m = \sqrt{\frac{g_m L_m}{2\pi}}$$

$$\frac{C_p}{C_m} = \frac{\sqrt{\frac{g_p L_p}{2 \pi}}}{\sqrt{\frac{g_m L_m}{2 \pi}}} \quad \text{simplificando términos tenemos:}$$

$$\frac{C_p}{C_m} = \sqrt{\frac{L_p}{L_m}} \quad \text{puesto que } g_m = g_p$$

Si llamamos: $C_e = \frac{C_p}{C_m}$ y a $L_{eH} = \frac{L_p}{L_m}$

$$C_e = \sqrt{L_{eH}} \quad \text{Escala de Celeridades.}$$

Sabemos que $C = \frac{L}{T} \Rightarrow C_p = \frac{L_p}{T_p}$ y $C_m = \frac{L_m}{T_m}$

$$C_e = \frac{C_p}{C_m} = \frac{\frac{L_p}{T_p}}{\frac{L_m}{T_m}} = \frac{L_p T_m}{L_m T_p} \quad \text{pero } T_e = \frac{T_p}{T_m} \text{ y } L_{eH} = \frac{L_p}{L_m}$$

$$C_e = L_{eH} \times \frac{1}{T_e} \Rightarrow T_e = \frac{L_{eH}}{C_e} \quad \text{pero } C_e = L_{eH}^{1/2}$$

Sustituyendo valores:

$$T_e = \frac{L_{eH}}{L_{eH}^{1/2}} \quad T_e = L_{eH} L_{eH}^{-1/2}$$

$$T_e = L_{eH}^{1/2} \quad \text{Escala de tiempos.}$$

De la ley de semejanza de "Froude"

$$F = \frac{v^2}{gL} \Rightarrow \left[\frac{v^2}{L} \right] = [g]$$

Luego si esto se hace cumplir en el prototipo y modelo se tendrá :

$$\frac{\left[\frac{v^2}{L} \right]_p}{\left[\frac{v^2}{L} \right]_m} = \frac{[g]_p}{[g]_m}$$

o bien :

$$\frac{\frac{v_p^2}{L_p}}{\frac{v_m^2}{L_m}} = \frac{g_p}{g_m}$$

haciendo el siguiente desarrollo resulta:

$$\frac{v_p^2}{g_p L_p} = \frac{v_m^2}{g_m L_m} \cdot \text{pero } g_m = g_p \text{ y agrupando términos:}$$

$$\frac{v_p^2}{v_m^2} = \frac{L_p}{L_m} \text{ pero } V_e = \frac{v_p}{v_m} \text{ y } L_{ev} = \frac{L_p}{L_m}$$

$$V_e^2 = L_{ev} \Rightarrow V_e = L_{ev}^{1/2} \quad \text{ya que el } N^2 \text{ de Froude}$$

se refiere en general a una distancia vertical, como el tirante, altura de ola, que son las que influyen en el flujo hidráulico.

de donde: Como $V_e = C_e$; de aquí que $L_{eH} = L_{ev}$. Es decir, que no debe haber distorsión.

VIII.4.2 LEYES DE SEMEJANZA EN MODELOS MARITIMOS DE FONDO FIJO PARA PEQUEÑAS PROFUNDIDADES:

De la fórmula de Airy:

$$c = \sqrt{\frac{g L}{2 \pi} \operatorname{tang} h \frac{2 \pi d}{L}}$$

En pequeñas profundidades, cuando la relación $\frac{d}{L} \Rightarrow 0 \Rightarrow \operatorname{tang} h \frac{2 \pi d}{L} \Rightarrow \frac{2 \pi d}{L}$; por lo que la fórmula de Airy para pequeñas profundidades se modifica de la siguiente forma:

$$c = \sqrt{\frac{g L}{2 \pi} \frac{2 \pi d}{L}} \quad \text{Simplificando}$$

$$c = \sqrt{g d} \quad \text{FORMULA DE LAGRANGE}$$

válida para $d < 0.05 L$.

Si aplicamos esta ecuación a modelo y prototipo y dividiendo miembro a miembro, se tiene:

$$\frac{C_p}{C_m} = \sqrt{\frac{d_p}{d_m}}; \quad \text{es decir: } c_e = \sqrt{L_{ev}} = \frac{L_{eH}}{T_e}$$

$$T_e = \frac{L_{eH}}{\sqrt{L_{ev}}} \quad \text{Es posible que } L_{eH} \neq L_{ev}$$

Ley de Semejanza de Froude:

$$C_e = \sqrt{L_{ev}}; \quad T_e = \sqrt{\frac{L_{eH}^2}{L_{ev}}}; \quad V_e = \sqrt{L_{ev}}$$

La Ley de Froude es compatible con la condición de semejanza de celeridades.

VIII.4.3 LEYES DE SEMEJANZA DE MODELOS MARITIMOS DE FONDO FIJO EN EL CASO DE PROFUNDIDADES MEDIAS:

De la fórmula de Airy:

$$C = \sqrt{\frac{g L}{2 \pi} \tanh \frac{2 \pi d}{L}}$$

Aplicando esta ecuación a modelo y prototipo, y dividiendo miembro a miembro se tiene:

$$\frac{C_p}{C_m} = \sqrt{\frac{L_p}{L_m}} \sqrt{\frac{\tanh 2 \pi \frac{d_p}{L_p}}{\tanh 2 \pi \frac{d_m}{L_m}}}$$

$$E_c = \sqrt{\frac{L_p}{L_m}} \sqrt{\frac{\tanh 2 \pi \frac{d_m}{L_m} \frac{E_{LV}}{L_m} E_{LH}}{\tanh 2 \pi \frac{d_m}{L_m}}} = \sqrt{E_L}$$

$$\sqrt{\frac{\tanh 2 \pi \frac{d_m}{L_m} \frac{1}{\Delta}}{\tanh 2 \pi \frac{d_m}{L_m}}} \text{ siendo } \Delta = \frac{E_{LH}}{E_{LV}} = \text{Distorsión.}$$

Por otro lado debe cumplirse que $E_c = E_v = \sqrt{E_L}$; - es decir:

$$\sqrt{\frac{E_H}{E_v}} = \sqrt{\frac{\tanh 2 \pi \frac{d_m}{L_m} \times \frac{1}{\Delta}}{\tanh 2 \pi \frac{d_m}{L_m}}}$$

$$\sqrt{\frac{1}{\Delta}} = \sqrt{\frac{\tanh 2 \pi \frac{d_m}{L_m} \frac{1}{\Delta}}{\tanh 2 \pi \frac{d_m}{L_m}}}$$

Esta igualdad es posible sólo si: $\Delta = 1$ o sea - -
 $E_c = E_L$.

Generalmente el estudio de oleaje se realiza en - -
aguas bajas, por lo que la escala de celeridades de onda
empleada es $C_e = L_e H^{1/2}$, que cumple además con el número
de Froude, ya que la fuerza principal que interviene es -
la gravedad.

VIII.4.4 MODELOS DE PUERTOS:

Los modelos de puertos tienden a cumplir los objetivos
siguientes:

Asegurar el acceso y operación de manejo de carga -
de embarcaciones para casi todas las condiciones de - -
oleaje incidente al puerto.

Para el cumplimiento de este objetivo, es necesario
estudiar a través de los modelos:

- Patrón de oleaje a la entrada y dentro del recinto
portuario o agitación.
- Maniobrabilidad de embarcaciones.
- Movilidad de embarcaciones en atraque.
- Transporte de sedimentos.
- Estabilidad de rompeolas.

VIII.4.5 MODELOS DE AGITACION Y MAREA:

Modelo de Agitación.- Estos permiten el estudio -- fundamental de fenómenos de oleaje como son: refracción, difracción, transmisión de energía a través de rompeolas y otras estructuras, reflexión de la playa y otras es--- tructuras en la costa, resonancia, reflexiones dentro -- del puerto, rompimiento del oleaje, corrientes playeras-- inducidas por oleaje, run-up y transporte de masa.

Específicamente dentro de un puerto, los estudios - en modelos hidráulicos de fenómenos del oleaje pueden -- ser divididos en dos categorías:

- Oscilaciones dentro del puerto (períodos largos), los cuales son aplicables a puertos de gran magnitud (co-- merciales, industriales, petroleros).

- Alturas de ola excesivas para oleajes normales -- (períodos pequeños) incidiendo a puertos para embarcacio-- nes pequeñas (turísticas, pesqueras) y de alguna impor-- tancia para puertos que permitan el acceso de embarcacio-- nes medianas. Hay otros tipos de problemas hidráulicos - en puertos, tales como intercambio de agua por marea, -- efectos de tsunamis que son tratados bajo las mismas le-- yes de similitud para oleajes de largos períodos.

En general, para dos categorías de modelos menciona-- dos las condiciones de similitud a cumplir son:

Similitud dinámica o de movimiento del oleaje, simi-- litud de refracción, difracción y reflexión del oleaje,-- que se explican en la tabla 8.6.

TABLA 8.6.

TIPO DE SIMILITUDES PARA MODELOS DE FONDO FIJO

SIMILITUD	CONCEPTO	SELECCION DE ESCALAS	
DINAMICA	La viscosidad es despreciable en modelo y prototipo y el criterio a seguir es el de FROUDE.	$E_x = E_y$ $E_v = E_x^{1/2} = E_y^{1/2}$ $E_T = E_x^{1/2} = E_y^{1/2}$	E_x = Escala de líneas horizontales. E_y = Escala de líneas verticales. E_v = Escala de velocidades. E_T = Escala de períodos.
REFRACCION	Existe cambio de la velocidad de propagación del oleaje (celeridad). $c = \left(\frac{g L}{2} \tan h \frac{2 \pi d}{L} \right)^{1/2}$; los efectos de refracción son función de la relación d/L.	$E_c = E_x^{1/2}$ $E_T = E_x^{1/2}$	E_c = Escala de celeridades. E_T = Escala de períodos.
DIFRACCION	Transferencia de energía lateral a la dirección de propagación de la ola. Su efecto consiste en "generar un nuevo oleaje" atrás de una estructura (rompeolas). - La variación de la superficie del agua en la zona de difracción deducida de la ecuación lineal del oleaje queda expresada para un instante como:	$E_\eta = E_x$ $E_H = E_x$ $E_T = E_x^{1/2}$ $E_L = E_x$	E_η = Escala de variación de la superficie del agua en la zona de difracción. E_H = Escala de alturas de ola. E_T = Escala de períodos. E_L = Escala de longitudes de ola.

TABLA 8.6.

SIMILITUD	CONCEPTO	SELECCION DE ESCALAS
DIFRACCION	$\eta = \frac{H}{2} i \frac{RC}{g} e^{i k c t} \cosh k d F(\gamma/L, \Theta)$ <p>Siendo: H = Altura de la ola. C = Celeridad de la ola. g = Aceleración de la gravedad. k = $2\pi/L$ L = Longitud de ola.. i = $\sqrt{-1}$; se toma de la parte real. F = Función. (r, Θ, t): Coordenadas espacio tiempo de un sistema b<u>í</u> dimensional.</p> <p>Los efectos de la difracción del oleaje son función de la relación r/L.</p>	
REFLEXION	<p>Superposición de dos olas la incidente y la reflejada, dando origen a una nueva forma de la superficie del agua en esa zona. La ecuación de la variación del nivel de esa nueva superficie es:</p> $\eta = H \sin \varpi t \cos kx$ <p>Siendo: $\varpi = \frac{2\pi}{T}$</p> <p>x = Distancia horizontal con respecto a la estructura reflectora donde se desea conocer. Los efectos de la reflexión del oleaje en función de la relación x/L.</p>	$E_y = E_x$ $E_T = E_x^{1/2}$ $E_H = E_x$ $E_x = E_x$ <p>E_T = Escala de periodos. E_H = Escala de altura de la ola. E_x = Escala de distancia horizontal.</p>

En los modelos de fondo fijo es interesante estudiar los efectos de la difracción o de la reflexión; esto implica necesariamente que las escalas de E_x , E_r (r , también es una magnitud lineal horizontal), y E_L sean iguales lo cual obliga también a que E_d sea igual a E_L ; ya que para satisfacer la relación:

$$\frac{\left(\text{Tan h } 2 \pi \frac{d}{L}\right)_p^{1/2}}{\left(\text{Tan h } 2 \pi \frac{d}{L}\right)_m^{1/2}} = 1 \quad \text{necesariamente} \quad \left[\frac{d}{L}\right]_p = \left[\frac{d}{L}\right]_m$$

De esto último se deduce que para cualquier estudio en modelo hidráulico donde tengan interés los efectos de los fenómenos de difracción y reflexión, las escalas E_x y E_y deben ser iguales, es decir no debe haber distorsión.

Si en el estudio, el interés de los efectos de la difracción y refracción no existiera pero sí el de la reflexión, y considerando la admisión de distorsión $\left(\frac{E_x}{E_y} = \Delta\right)$, entonces la relación:

$$\frac{\left(\text{Tan h } 2 \pi \frac{d}{L}\right)_p^{1/2}}{\left(\text{Tan h } 2 \pi \frac{d}{L}\right)_m^{1/2}} = \frac{\left(\text{Tan h } 2 \pi \frac{d}{L}\right)_p^{1/2}}{\text{Tan h} \left[\left(2 \pi \frac{d}{L}\right)_m^{1/2} \left(\frac{E_d}{E_L}\right)^{1/2} \right]} = 1$$

Para que se cumpla debe satisfacerse que:

$$E_d = E_L = E_y$$

Implicando esto una distorsión adicional únicamente en las características del oleaje. En la agitación que produce el oleaje dentro de recintos portuarios, están presentes los fenómenos de difracción, refracción y reflexión que dependen de la profundidad, período y dirección del oleaje, así como de la forma y elementos que componen dicho recinto; por lo cual el modelo debe ser no-distorsionado, puesto que se debe cumplir simultáneamente la teoría de STOKES y el número de FROUDE. Si se utilizara un modelo distorsionado, principalmente los efectos de la difracción se verían seriamente afectados.

Para conocer la relación existente entre la altura del oleaje fuera y dentro de la zona protegida, se define el factor de amortiguamiento como:

$$F_A = \frac{\text{ALTURA DE LA OLA FUERA DE LA ZONA PROTEGIDA}}{\text{ALTURA DE LA OLA DENTRO DE LA ZONA PROTEGIDA}}$$

Si $F_A > 1$ No existirá una agitación significativa que ocasione un efecto de resonancia.

Si $F_A < 1$ Se tendrá que modificar la geometría en planta de la zona protegida o colocar material que disminuya la reflexión en las paredes. Otro detalle que hay que tomar en cuenta, es que la zona protegida no forme una zona de generación cuando ésta es grande y actúa sobre ella el viento.

MODELO DE MAREA.

La marea astronómica, denominada comúnmente marea,-

es aquél fenómeno por medio del cual el nivel del mar va ría en una forma regular y con cierta periodicidad. El parámetro que controla este fenómeno es la gravedad y -- por tanto el número de Froude.

Por otro lado, la marea es una onda de gran período (gran longitud de onda) actuando en aguas bajas, por lo que según la teoría de STOKES:

$$c = \sqrt{\frac{g L}{2 \pi} \operatorname{Tan} h \frac{2 \pi d}{L}}$$

donde:

$$\frac{d}{L} \rightarrow 0 \rightarrow \operatorname{tan} h \frac{2 \pi d}{L} \rightarrow \frac{2 \pi d}{L}$$

Sustituyendo:

$$c = \sqrt{\frac{g L}{2 \pi} \frac{2 \pi d}{L}} = \sqrt{gd}$$

Donde la escala de celeridades de marea es:

$$C_{em} = \sqrt{\frac{gdp}{gdm}} = \sqrt{\frac{dp}{dm}} = d_e^{1/2}$$

Que cumple con el número de Froude.

Uno de los temas importantes que se estudia con la acción de la marea es: La formación de corrientes de marea cuyo tratado es idéntico al de las corrientes que -- produce el oleaje; es de gran importancia para el estudio de material sólido en la estabilidad de bocas. La marea influye en el transporte de material sólido al producir un flujo parecido al de un canal, cuyas relaciones -

de escalas se pueden deducir a partir de las escalas del modelo de transporte litoral (se verá más adelante).

VIII.5 MODELOS DE FONDO MOVIL.

Por medios de modelos de fondo móvil se pueden resolver los problemas relativos a erosiones y azolves, obteniéndose resultados tanto cualitativos como cuantitativos, que permiten verificar y prever los efectos del transporte de sedimentos.

Para la representación del fenómeno del transporte, se presentan problemas especiales al seleccionar el material de fondo, por lo que es necesario recurrir a ciertas simplificaciones o desarrollos experimentales de artefacto teórico a fin de poder reproducir la mecánica del movimiento de los sedimentos; a este respecto existen diferentes procedimientos para valuarlos, siendo el más común la distorsión de las escalas, aumentando la vertical, aunque también se recurre a la modificación de características de densidad de material.

Los procedimientos más usuales pueden ser: La selección de materiales cuyos perfiles bajo la acción de un cierto oleaje, se comporten siguiendo la similitud dinámica, con los observados en el prototipo; en consecuencia, el material del modelo debe sujetarse a las leyes de densidades comparativas con las de la naturaleza en el fenómeno por estudiar. Estas pruebas preliminares pueden realizarse en un canal diseñado expresamente para este fin o directamente en el modelo mismo.

Las escalas más usuales pueden ser: 1:50, 1:100 y - las distorsiones pueden variar de 40:1 para una distor-- sión vertical o 10:1, puesto que mayores valores de 40:1 se utilizan para velocidades de corrientes.

Los ensayos se realizan en tanques similares a los del modelo de fondo fijo sustituyendo parte del fondo fi jo por material móvil a partir de una cierta profundidad determinada de antemano a través del cálculo; en este ti po de modelos es muy importante determinar sus escalas- que en otros usos no tienen significación, esto es, la es cala de tiempo morfológico que normalmente no está en -- coincidencia con la escala de tiempo usada para las - - - transformaciones tales como el período del oleaje. Esta- escala se define experimentalmente comprendiendo los - - tiempos de evoluciones en el prototipo y en el modelo.

En la parte correspondiente al estudio en modelo de fondo móvil, se deberá reproducir en forma cualitativa.

VIII.5.1 Similitudes para modelos de fondo móvil.

1) SIMILITUD DINAMICA.- En el tema anterior ya se trató esta similitud de la cual se deduce que es el cri- terio de FROUDE el que debe satisfacerse, ya que para es te tipo de flujo son las fuerzas de inercia las que impe ran.

Aun cuando en el tema anterior no se tomó en cuenta la fuerza de fricción, en ésta hay que tomarla en cuen-- ta, misma que puede ser calculada de la ecuación de - - - CHEZY de la que se obtiene:

$$C = \frac{R^{1/6}}{h} \quad E_c = \left(\frac{E_x}{E_y} \right)^{1/2} = \Delta^{1/2}$$

válida para fondo fijo y móvil.

Para modelos de fondo móvil y para flujo hidráulicamente rugoso,

$$C = K \left(\frac{d}{D} \right)^{1/6}, \text{ siendo } K = \text{constante de proporcionalidad.}$$

Para el cumplimiento de esta ecuación es necesario que no se presenten dunas ni ripples ($R_x = \frac{U_* D}{\nu} = 11.6 \frac{D}{\delta} > 500$), obteniendo entonces:

$$E_D = \Delta^3 E_y$$

2) SIMILITUD DE REFRACCION, DIFRACCION Y REFLEXION:

Dependiendo de la presencia e importancia de los fenómenos de refracción, difracción y reflexión se obligará al cumplimiento de los mismos, por lo cual habrá que seguir las instrucciones del TEMA anterior.

3) SIMILITUD SEDIMENTOLOGICA:

De acuerdo con los datos obtenidos en el prototipo, relativos a densidad, granulometría, etc., del material del fondo del lecho marino localizado frente a la futura zona portuaria, se procede al estudio de las propiedades de los posibles elementos por emplear en el modelo reducido de fondo móvil, tales como arena, bakelita, etc.

Cabe recordar que la acción ejercida por las olas - sobre las costas, (siempre y cuando el material que lo -- componga pueda moverse libremente), da por resultado la - formación de una sección de playa característica llamada "perfil de equilibrio"; asimismo, para que exista transporte o acarreo litoral deben reunirse las siguientes -- condiciones:

- a) Energía suficiente en el oleaje.
- b) Angulo de incidencia del oleaje adecuado.
- c) Existencia del material por transportar.

Tomando en consideración que en los problemas de mo delos marítimos la fuerza a considerar es la acción de - la gravedad, se deduce que la ley de similitud utilizada es la de FROUDE.

$$F = \frac{V^2}{g L} \quad \text{donde: } F = N^{\text{a}} \text{ de Froude.}$$

V = Velocidad.
g = Acción de la gravedad.
L = Longitud.

Al cumplirse la condición de Froude se obtiene la - similitud hidráulica del fenómeno, debido a la existen-- cia de otros fenómenos que no son puramente hidráulicos, como en estos ensayos en que se tiene similitud, en el - arrastre de material.

Para obtener este último requisito es necesario sa- tisfacer:

- a) La iniciación del movimiento de arrastre.

b) La correspondencia de los perfiles de equilibrio del modelo con la naturaleza.

VIII.5.2 SELECCION DE ESCALAS:

La similitud que debe guardarse entre el modelo y prototipo en relación al movimiento del sedimento, se resume en:

VIII.5.2.1 LA CINEMATICA DEL MOVIMIENTO DEL GRANO DE SEDIMENTO:

Esta condición obliga a conservar las trayectorias de partículas en suspensión recorriendo distancias horizontales (X) y verticales (Y) proporcionales a su velocidad de caída (W) y a su velocidad horizontal (V).

De modo que:

$$\frac{V}{W} = \frac{X}{Y} \quad \text{luego:} \quad E_W = E_Y^{3/2} E_X^{-1} \quad \text{ESCALA DE VELOCIDAD DE CAIDA.}$$

Para cumplir con la iniciación del movimiento de arrastre se emplea la expresión desarrollada por el investigador J. Doddet, el cual ha permitido establecer una ley experimental relacionando las características del material (densidad y diámetro) con las de la ola (amplitud, longitud, período y profundidad), para determinar la velocidad de iniciación de movimiento de los materiales en el fondo; dicha expresión es:

$$V_i = 27e_*^{2/3} D^{1/4} T^{3/8}$$

donde:

V_i = Velocidad de iniciación del movimiento.

e_* = Densidad del material en el agua en gr/cm^3 =
densidad del material - densidad del agua.

D = Diámetro del material en cm.

T = Período de la ola en segundos.

La relación completa entre las características del material y las del oleaje se logra si se iguala la expresión anterior con la que representa la velocidad en el fondo en función de las características del oleaje.

$$V = \frac{\pi H}{T \operatorname{sen} h \frac{2\pi d}{L}}$$

donde: d = Profundidad

H = Amplitud de la ola.

Realizando las operaciones correspondientes al igualar dichas expresiones, se obtiene lo siguiente:

$$E_{e_*}^{2/3} \cdot E_D^{1/4} = E_L^{5/16} \dots\dots\dots (8.18)$$

Por lo que cumplida la ecuación, se satisface la -- iniciación del movimiento de arrastre.

En cuanto a la correspondencia de los perfiles de equilibrio, al hacer la relación del prototipo al modelo de la ecuación: $X = a y^2$, se tiene:

$$\frac{x_p}{x_m} = \frac{\left(\frac{k y^2}{e_*^{1/2} D H^{3/2}} \right)_p}{\left(\frac{k y^2}{e_*^{1/2} D H^{3/2}} \right)_m}$$

y realizando las operaciones respectivas, se tiene la siguiente ecuación:

$$E_L = E_{e_*}^{-1/2} \cdot E_D^{-1} \dots\dots (8.19)$$

Es decir, la solución de la última igualdad implica el cumplimiento de los perfiles de equilibrio.

Pero las ecuaciones 8.18 y 8.19 deben ser compatibles, puesto que no se deben tener en un mismo ensayo dos materiales; debido a la incompatibilidad de 8.18 y 8.19 se dedujo una sola ecuación, la que evidentemente satisface las condiciones ya mencionadas; esta igualdad es la siguiente:

$$E_L^{3/5} = E_{e_*}^3 \cdot E_D \quad E_D = \text{Escala de diámetros de material móvil.}$$

VIII.5.2.2 INICIO DE MOVIMIENTO DEL SEDIMENTO:

El movimiento del sedimento es causado por la acción de las corrientes generadas por el oleaje o por mareas, de modo que para las características particulares del sedimento existe una condición crítica del flujo que causa el movimiento de los granos de dicho material, situación que debe cumplirse en modelo, para lo cual se pueden seguir los siguientes criterios:

CRITERIO DE SHIELDS: El movimiento del sedimento - es causado por la acción de las corrientes generadas por el oleaje o por las mareas, de modo que para las características particulares del sedimento existe una condición crítica del flujo que causa el movimiento de los granos de dicho material, situación que debe cumplirse en el modelo, por lo cual puede seguirse este criterio, el cual establece que:

$$\frac{\tau_c}{g \gamma' D} = f (R_{*c}) \quad \text{siendo:}$$

τ_c = Esfuerzo cortante crítico.

γ' = Peso específico aparente del sedimento.
 $\gamma' = (\gamma_s - \gamma_a) / \gamma_a$

γ_s = Peso específico del sedimento.

γ_a = Peso específico del agua.

D = Diámetro medio del sedimento.

g = Aceleración de la gravedad.

R_{*c} = Número de Reynolds crítico en la capa límite - e igual:

$$R_{*c} = \mu_{*c} \frac{D}{\rho} \quad \text{ó} \quad R_{*c} = 2.1 D \cdot$$

$$\cdot \left(\frac{H^2}{\nu^3 T^2 \operatorname{sen} h \frac{2\pi d}{L}} \right)^{1/4}$$

$$\mu_{*c} = \text{Velocidad crítica al corte} = \left(\frac{\tau_c}{\rho} \right)^{1/2}$$

ρ = Densidad del agua.

d = Profundidad.

L = Longitud de la ola.

La ecuación anterior, también puede ser expresada -
como:

$$F_{*C} = f (R_{*C})$$

Siendo:

$$F_{*C} = \frac{U_*}{\sqrt{g \gamma' D}} = \text{Número de Froude crítico - en la capa límite.}$$

De esta ecuación se establece la relación F_{*C}/R_{*C}^2 que se denomina G o parámetro del grano mismo que resulta ser:

$$G = \gamma' g D^3 / \nu^2 = f (R_*)$$

mismo que será igual en modelo y prototipo, de donde :

$$E_D = E_{\gamma'}^{-1/3} E_{\nu}^{2/3} \quad \text{si } \nu_m = \nu_p = E_{\nu} = 1$$

$$\text{De donde: } E_D = E_{\gamma'}^{-1/3} \quad \text{Escala de diámetro del material móvil.}$$

CRITERIO DE EAGLESON: La velocidad U_* máxima generada por el oleaje, Eagleson lo define como:

$$U_{*m\acute{a}x} = \left(\frac{8 \gamma \nu_{m\acute{a}x}^2}{\pi T} \right)^{1/4}$$

Siendo :

$V_{\text{máx}}$ = Velocidad máxima horizontal de las partículas fluidas en el fondo e igual a:

$$V_{\text{max}} = \frac{\pi H}{T} \operatorname{sen} h \frac{2 \pi d}{L}$$

Luego: $E U_{*} = E_y^{1/8}$ Escala de velocidad máxima.

Si el régimen de flujo definido por R_{*} se conserva en modelo y prototipo, entonces:

$E_D = E_y^{-1/8}$ Escala de diámetro de material móvil.

VIII.5.3 PERFILES DE PLAYAS EN EQUILIBRIO:

Una playa es llamada en equilibrio cuando alcanza un perfil estable bajo la acción constante del oleaje; lo que significa que el transporte antes y después de la rompiente está en balance estático.

La forma de una playa en equilibrio, depende de las características de las olas (altura, período, relación de esbeltez) y del material (peso específico y tamaños).

En el análisis de perfil de equilibrio se distinguen dos zonas:

Zonas del perfil de equilibrio. { 1) Zona expuesta a la acción del oleaje (ola rota); la relación de esbeltez del oleaje es determinante en las características del perfil.

Zonas del perfil de equilibrio. { 2) Zona que recibe los efectos del oleaje - antes de romper.

Perfiles de equilibrio. { 1) VERANO.- Se presenta cuando la relación $\frac{H_o}{L_o} \geq 0.025$. El material de la playa es llevado del exterior de la playa al interior de la misma.

2) INVIERNO.- Se presenta cuando la relación $\frac{H_o}{L_o} \leq 0.025$. La berma desaparece en tanto que las barras longitudinales se desarrollan plenamente dando origen al perfil de invierno. Habrá un valor del período del oleaje a partir del cual se formará el perfil de verano y abajo del cual se presentará el de invierno; el valor de este período está formado por la expresión $T_c = \frac{2l}{2g H_b}$ (KEMP) donde $l = \frac{44 H b^{3/2}}{D^{1/2}}$ y H_b = altura de la ola al romper; l = distancia a la línea de rompiente y D = Diámetro medio (mm).

Entre las fórmulas de los investigadores que han avanzado en la búsqueda de expresiones analíticas de estos perfiles de playa, elegimos como muestra la de Larras, Sitarz y Bruun. Sus estudios sobre modelos reducidos han dado como resultado las fórmulas siguientes:

VIII.5.3.1 Fórmula de LARRAS. Larras se basó en 34 perfiles de equilibrio obtenidos en canal de olas y estudiando además 45 perfiles obtenidos de la naturaleza; llegó a la conclusión de que el perfil de equilibrio se-

podrá asimilarse a una parábola (figura VIII.5), cuya fórmula es la siguiente:

$$\frac{y}{L_0} = K \left(\frac{x}{L_0} \right)^m ; \text{ siendo:}$$

$$K = \frac{h_0}{L_0} + 0.039 \frac{D^{1/2}}{\varphi^{1/3}} ;$$

$$m = 11.5 \frac{h_0}{L_0} + 0.0275 \frac{1}{\varphi^{1/3}} - 0.05$$

D = Diámetro del grano en mm.

$$\varphi' = \varphi - \varphi_0$$

VIII.5.3.2 Fórmula de J. SITARZ: Por su parte este investigador ha llegado a la siguiente fórmula:

$$x = ay^2 + x_0 \text{ (válida si } H_0 \geq \frac{0.02}{\varphi' D^2}$$

$$a = \frac{0.95}{\varphi'^{1/2} D H_0^{3/2}}$$

$$x_0 = \frac{A_1 H^{3/2}}{\varphi'^{1/2} D^{1/2}} \text{ donde: } A_1 = 43.5 \text{ en modelo reducido sin barra.}$$

$A_1 = 66$ en modelo con barra.

$A_1 = 75$ en la naturaleza.

Ver figura VIII.6.

VIII.5.3.3 Fórmula de BRUUN. Per Bruun por consideraciones de orden energético y mediante sus observaciones, llegó a la conclusión de que el perfil podía ser reducido a la expresión:

$$y^{3/2} = p X$$

Siendo X, Y, los valores de las distancias de un punto de la superficie del agua a la línea de playa y al fondo respectivamente, y P un parámetro deducido a partir del propio perfil.

Por ejemplo: En una playa en que la profundidad sea de 10 m y que está situada a 500 m, tendríamos:

$$(10)^{3/2} = 500 P \quad P = \frac{10^{3/2}}{500} : \text{La fórmula de perfil sería:}$$

$$y^{3/2} = 0.063 X.$$

Realmente, la expresión más general a que llega Bruun, suponiendo que la pérdida de energía es debida sólo al rozamiento por el fondo y que esta pérdida es constante por unidad de área, es:

$$y^{3/2} = P \frac{X}{T^{2/3}}$$

Sin embargo, ya que el perfil se forma por temporales en los que la variación de T es pequeña, esta ecuación se puede reducir a la anterior.

VIII.5.4 VOLUMEN DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.

El volumen de sedimento transportado por las co-----rrientes (de oleaje principalmente) se expresa en forma general como:

$$\frac{Q_s}{U_* (U_*^2/g)} = f (R_*, F_*, \vartheta, \nabla_D)$$

Siendo:

Q_s = Volumen por unidad de ancho y por unidad de tiempo.

ϑ = Angulo de incidencia del oleaje.

D = Valor estadístico de la distribución granulométrica.

De esta similitud, se determina una escala de tiempos muy importante para modelos de fondo móvil, llamada-escala de tiempos sedimentológicos o morfológicos, y la cual es igual a la relación de tiempos de evolución de fondos entre el modelo y el prototipo.

$$\text{Si: } Q_s = \frac{E_D^{3/2}}{K 2g^{1/2} \gamma^{3/2}}, \text{ donde:}$$

E = Energía del oleaje a lo largo de la playa.

K = Un coeficiente constante.

Se obtiene que:

$$E_{tf} = \frac{E Q_s}{E_x^2 E_y} = \text{Escala de tiempos morfológicos.}$$

VIII.6 GENERADORES DE OLEAJE Y EQUIPOS DE MEDICION.

Los generadores de oleaje y los equipos de medición son sin duda el complemento indispensable para los estudios en un modelo hidráulico a escala reducida.

El equipo de aparatos e instrumentos van desde el más sencillo operado manualmente hasta los complejos aparatos electrónicos, que otorgan al experimentador la seguridad y facilidad de una medida y en ocasiones hasta la propia solución.

GENERADOR DE OLAS: Son aparatos cuya función es reproducir un movimiento análogo al del oleaje, pero en forma diferente a los que originan este oleaje en el mar.

El oleaje del modelo generalmente se produce por medio de un cuerpo que se mueve en el agua del vaso. El oleaje así producido no es semejante al del prototipo, en cuanto a trayectorias de las moléculas, al salir del batidor, sino hasta una cierta distancia del mismo, aproximadamente de 4 veces la longitud de la ola; a esta distancia se tiene una ola que puede considerarse "pura" para fines prácticos.

TIPOS DE GENERADORES: Los primeros generadores usados, fueron bastante simples en su funcionamiento, ya que consistían en una rueda giratoria o una paleta que se introducían en el agua con un movimiento periódico, pero tenían la desventaja de que producían una ola deformada, ya que el batidor no se adaptaba al movimiento de-

las partículas del agua. Posteriormente, se fueron construyendo generadores en los que se lograba una mayor - - aproximación del movimiento del batidor al del oleaje; - asimismo, se iba teniendo una mayor complejidad mecánica del funcionamiento, aunado a un mayor costo del aparato. Por esta razón existen en la actualidad una gran varie--dad de generadores de oleaje, los que son útiles dentro--del rango y bajo las condiciones que son proyectadas.

De una manera general, los generadores pueden clasificarse de acuerdo con el mecanismo de su funcionamiento en la siguiente forma:

1ª Paleta flexible. Es el único que puede generar una ola pura y semejante a las que se generan en el mar.

2ª Paletas rígidas. Son los generadores más em---pleados en los laboratorios, debido a que tienen un meca--nismo de funcionamiento sencillo y económico, además de--producir un oleaje bastante aproximado al real. Dentro--de este grupo se encuentran los siguientes:

a) Paleta con simple articulación. Son los más -- usuales; su mecanismo consiste en una paleta plana ar---ticulada en el fondo, estando unida a una biela que en - su otro extremo está articulada a una manivela, la cual--es movida por un motor eléctrico, tal como se muestra en la figura VIII.7.

Este tipo de batidores le imprime a las partículas--del agua un movimiento que va disminuyendo conforme la - profundidad aumenta, siendo nulo en el fondo, por lo que resulta adecuado para la generación del oleaje en el ca-

so de que la profundidad sea mayor que la longitud de onda, dando también buen resultado cuando la profundidad es menor que la longitud de onda, pero de baja esbelteza (h/L); en caso contrario se puede colocar un desnivel en el fondo del modelo de tal manera que la profundidad sea mayor que la longitud de onda en la zona cercana al batidor, como lo muestra la línea punteada de la figura ---- VIII.7.

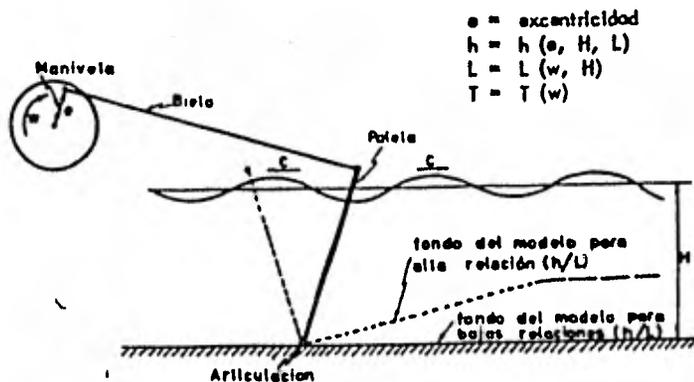


Figura VIII.7 PALETA CON SIMPLE ARTICULACION.

b) Paletas rígidas con doble articulación. Si se quiere evitar el escalón que se usa para pasar de aguas profundas a aguas reducidas, se emplea el de paleta de doble articulación. En este tipo de generadores, el extremo inferior de la paleta no está fijo en el fondo del modelo, ya que puede desplazarse, siendo así posible imprimir a las partículas de agua un movimiento semejante al que se tiene en aguas poco profundas. En este tipo de generador la paleta puede ser plana o curva,

pudiendo trabajar con movimientos combinados de rotación y traslación. Este batidor produce un oleaje bastante -- real. Cuando el batidor únicamente tiene un movimiento -- de traslación se le denomina "batidor de pistón" y generalmente se emplea en canales hidráulicos. Las olas que genera el batidor de pistón se pueden considerar puras, -- hasta una distancia de $5L$ aproximadamente como se muestra en la figura VIII.8.

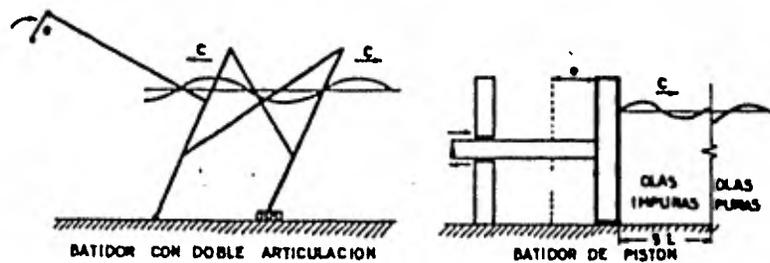


Fig. VIII.8 BATIDOR DE PALETA RIGIDA CON DOBLE ARTICULACION

3ª Elementos con movimiento vertical.

4ª Aparatos diversos:

- a) Batidores de tipo cilíndrico.
- b) Batidores neumáticos.
- c) Batidor de serpiente.
- d) Elementos seccionados.

Amortiguamiento del oleaje y filtros de olas.- Una de las características de los generadores de olas de paleta rígida, es la que al tener agua en el lado posterior y anterior de la paleta, producen olas de iguales características, tanto hacia adelante como hacia atrás del generador. Las olas que genera hacia adelante serán las que intervendrán en los ensayos, no siendo así con las olas generadas hacia atrás de la paleta, las que representan un verdadero problema ya que producen una gran agitación en la zona posterior del generador.

La forma de eliminar o disminuir dicha agitación, es mediante la colocación de dispositivos que amortiguen las olas lo más posible.

En los ensayos preliminares se colocan en la parte posterior del generador dos barreras de amortiguamiento. Una consiste en un muro de tabique colocado de tal manera que queden huecos por los que se permita pasar el agua y en los que se elimine parte de la energía de la ola. Atrás de este muro se coloca otra barrera que consiste en un muro de tezontle al cual lo contiene una caja de tela de alambre de una malla lo bastante cerrada para impedir que escapen las piedras. Este dispositivo se muestra en la figura VIII.9.

En los generadores de paleta rígida, las olas generadas hacia la estructura de protección salen de la paleta con algunas irregularidades (ondas armónicas), las cuales son debidas principalmente a fugas de agua que se presentan por los lados de la paleta. Este defecto se corrige mediante la colocación de un filtro de olas frente a la paleta del generador, consistente en una --

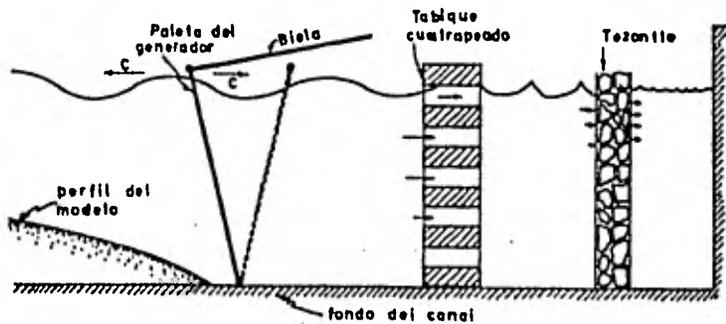


Figura VIII.9 AMORTIGUAMIENTO DEL OLEAJE.

tira de tela de alambre doblada en zig zag y aplastada - hasta formar un bloque de aproximadamente medio metro de espesor con el cual queda el filtro formado por varias - capas de alambre. Figura VIII.10.

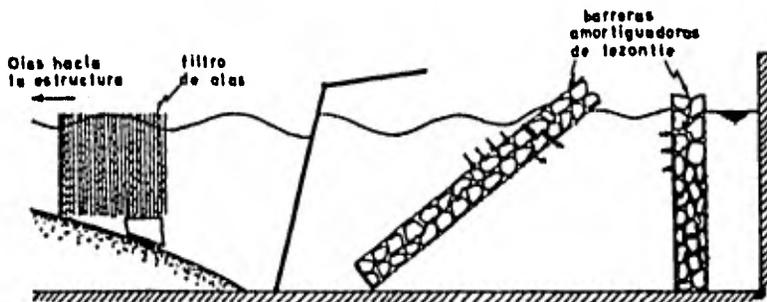


Figura VIII.10 CONSTRUCCION DE FILTROS.

Aparatos de medición. Las mediciones de las características del oleaje en un modelo reducido, pueden hacerse por medios mecánicos, fotográficos o eléctricos.

Para la obtención de datos más confiables en el uso de modelos hidráulicos reducidos, es muy importante tomar en cuenta los aparatos que deberán utilizarse en la reproducción de los fenómenos naturales (oleajes, mareas, avenidas, etc.), así como también los utilizados en los propios modelos.

Cualquiera que sea el aparato que se diseñe para -- tal efecto, debe tener las siguientes características:

1) Poca o ninguna inercia, de tal manera que midan hasta las más pequeñas variaciones de nivel.

2) Precisión suficiente para que al transportar -- las mediciones hechas en el modelo a conclusiones en el prototipo, se tenga suficiente aproximación.

3) En lo posible ser aparatos que lleven un registro gráfico continuo de las variaciones del nivel.

4) Ser de construcción sencilla y costo reducido.

5) Ser de operación sencilla.

Desgraciadamente, un instrumento que reúna estas -- condiciones no existe, por lo que se debe procurar tener un aparato que, cuando menos, reúna el mayor número posible de las características anteriores.

Aparato de reproducción. Entre los fenómenos por -
representar en el modelo en cuestión, tenemos oleaje y -
mareas, los cuales serán reproducidos por un generador -
de oleaje articulado en el fondo y un reproductor de ma-
reas del tipo de compuertas controladas.

Reproductor de mareas. La finalidad de los equipos
para la generación de mareas es la reproducción en el mo-
delo de una onda de marea mediante el cambio de nivel --
del agua, acumulándola o tirándola, según sea el caso.

Sus partes principales son una compuerta y un dispo-
sitivo de control de la misma, el cual proporciona en --
forma automática el nivel del agua requerido; este dispo-
sitivo a su vez puede consistir en un motor eléctrico, -
el cual, a través de un reductor mecánico, abre y cierra
la compuerta. El indicador del cambio relativo del ni--
vel ordenado para un programa es el transductor (Figuras
VIII.11, VIII.12 y VIII.13).

Medición de velocidades. El micromolinetete es un --
aparato que nos proporciona una forma sencilla de medir-
velocidades de la corriente dentro del modelo; consta de
una propela que gira con una velocidad angular proporcio-
nal a la velocidad del agua. Cerca de la propela se - -
encuentra un par de electrodos, entre los cuales varía -
la resistencia debida a la trayectoria de conducción del
agua con cada vuelta que da la propela; esta variación -
de resistencia nos proporciona un pulso de disparo que -
amplificado nos acciona un contador que acumula las - - -
vueltas para un tiempo determinado.

SISTEMA ELECTROMECHANICO PROPUESTO

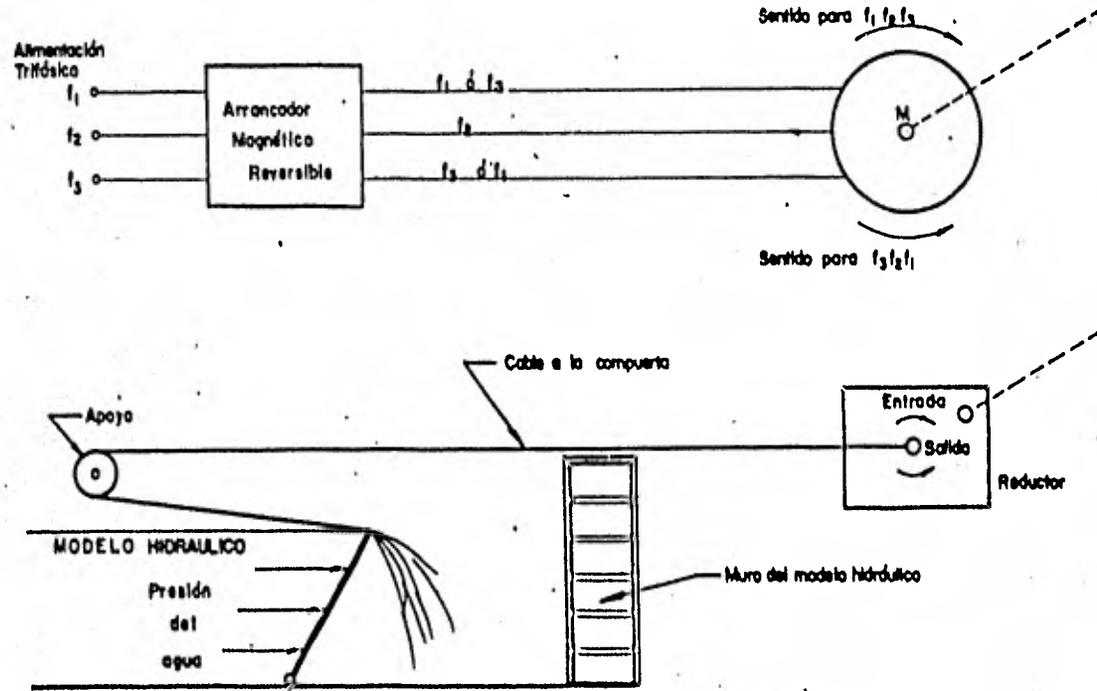


FIGURA VIII.11 PROGRAMADOR DE MAREAS

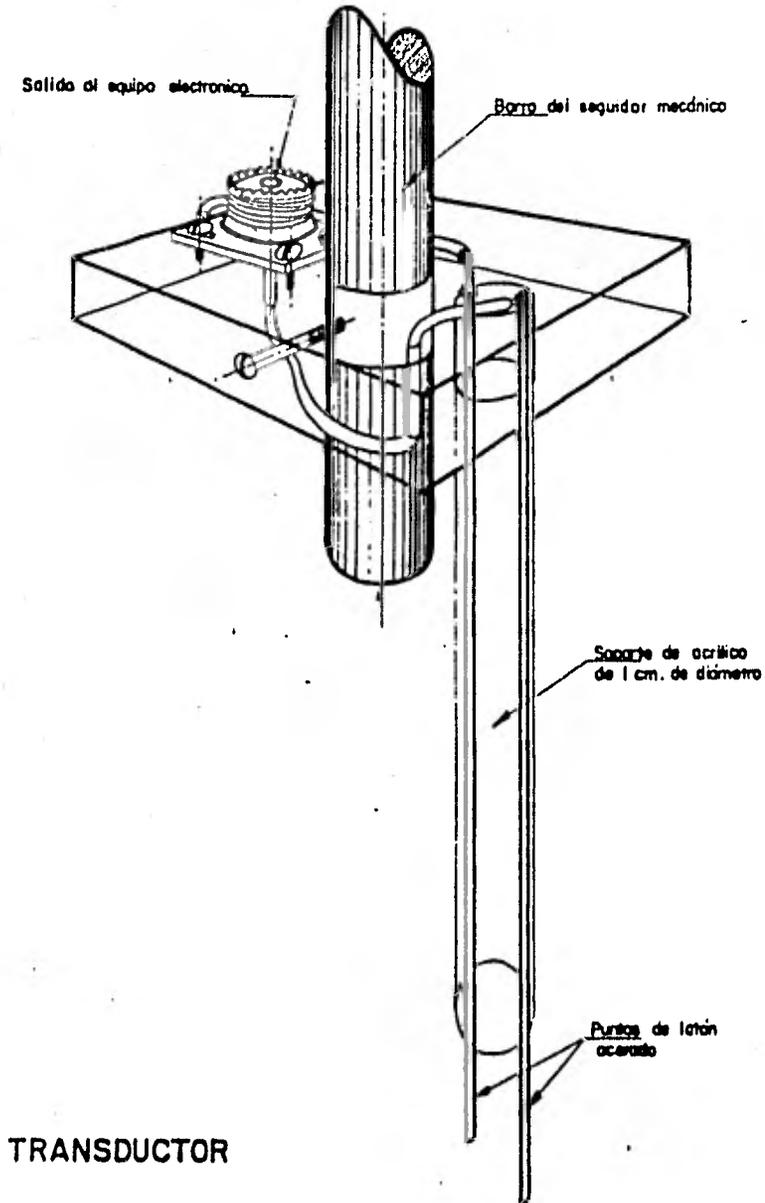


FIGURA VIII.12 TRANSDUCTOR

ESQUEMA DEL MECANISMO DE
PROGRAMACION

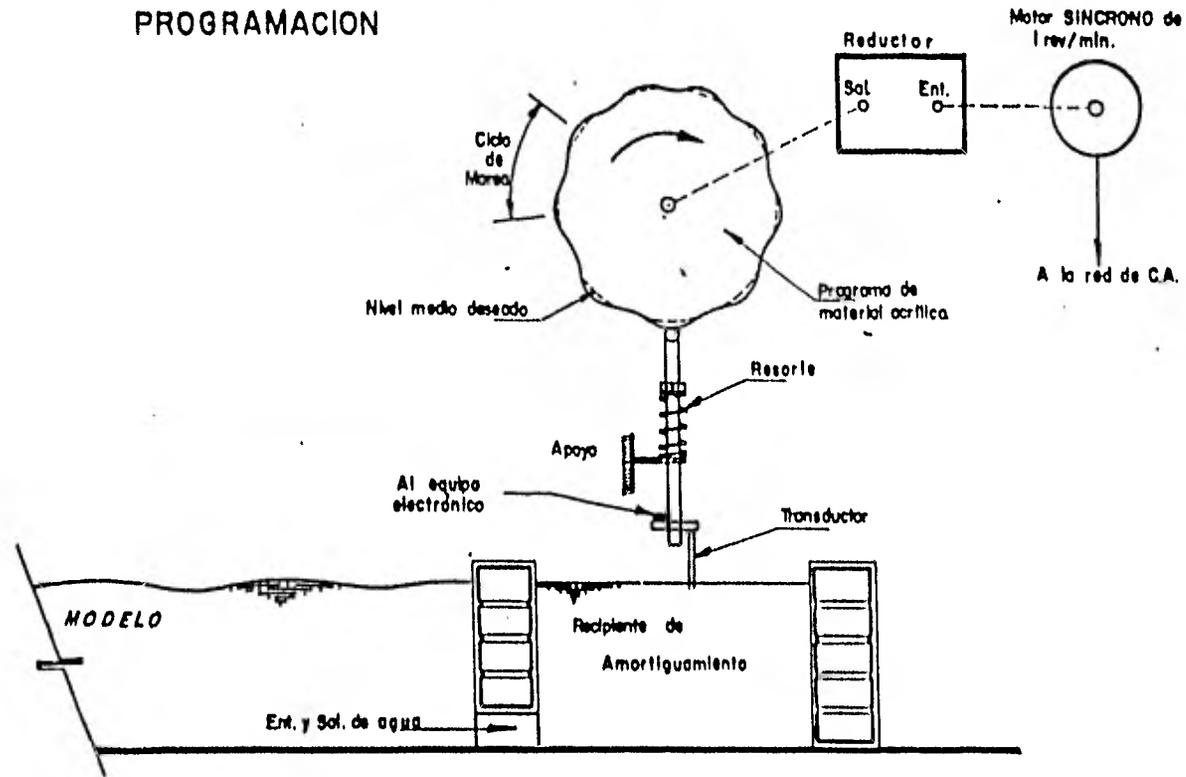


FIGURA VIII.13 MECANISMO DE PROGRAMACION

Medición del oleaje. Para la medición del oleaje -- se utilizará un ológrafo que consiste en un registrador, el cual tiene un ajuste de velocidad de rotación del papel registrador, de tal manera que cambiando el engranaje del mecanismo, se obtienen diferentes velocidades con las que es posible hacer variar la longitud de la ola registrada, un amplificador, un oscilador de modulator de un kilociclo/seg. Con interruptor para 5 puntos de medición y 5 caballetes equipados por un par de electrodos cada uno.

Los electrodos están constituidos por dos varillas de acero inoxidable de 30 cm de longitud, con un diámetro de 5 mm, separadas entre sí un centímetro de centro a centro, estando graduadas en su parte inferior con el objeto de controlar su inmersión.

Estos electrodos deber estar siempre sumergidos en el agua por lo menos 2 cm, ya que sólo en esta forma se logran obtener variaciones lineales de resistencia.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Applied Hydrodynamics, H. R. Vallentine. Butter - -
Worth and Co., London (second Ed.) 1967.
- 2.- Fluid Dynamics, V. L. Streeter, Mcgraw-Hill Booc Co.
New York, 1948.
- 3.- Hydrodynamics in Theory and Application. J. M. Robert
son, Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs New Jer--
sey, 1965.
- 4.- Theoretical Hydrodynamics. L. M. Milne-Thomson, Mac-
millan Co., New York, 1960.
- 5.- Estuary and Coastline Hydrodynamics. A. T. Ippen ---
(Ed.) McGraw-Hill Book Co., New York, 1966.
- 6.- Oceanographical Engineering. R.L. Wiegel, Pretice---
Hall Inc., Englewood Cliffe, N.J., 1964.
- 7.- Water Eaves, J.J. Stoker, Interscience Publishers, -
Inc., New York, 1967.
- 8.- Wind Waves, B. Kinsman, Prentice Hall, Inc., Engle--
wood Cliffs, N.J., 1965.
- 9.- Shore Protection Planning and Desing Tech., Report -
N^o 4, Army Corps of Engineers, Coastal Engineering -
Research Center, 1966.
- 10.- Advanced Engineering Mathematics, E. Kreyszig, J. --
Wiley and Sons, Inc., New York, 1962.

- 11.- Curso de Ingeniería de Puertos y Costas, Tomo II: --
Obras Marítimas. Autores: Dr. Rafael Del Moral Carro,
Ing. José María Berenguer Pérez. M.O.P.U. España, -
Dirección General de Puertos y Costas. C.E.E.O.P.-
Centro de Estudios y Experimentación de Puertos y --
Costas "Ramón Iribarren".

- 12.- Protección de Costas, Planificación y Diseño. Ejérci
to de los E.E.U.U. Centro de Investigación de Inge
nería de Costas. Reporte técnico N° 4, Tercera Edi
ción, 1966.

- 13.- Climatología General de la República. Dirección Ge
neral de Proyectos de Vías Terrestres. Seminario de
Proyecto de Drenaje en Vías Terrestres y Aeropistas.
Secretaría de Asentamiento Humanos y Obras Públicas.

- 14.- Tesis Profesional (U.N.A.M.) Diseño de Obras de Ta
lud para Protección de Costas. Presentada por: - -
Miguel M. Juárez Villareal (1979).

- 15.- Ingeniería de Ríos y Costas. Ing. José H. Aguilar -
Alcerreca, Ing. José A. Boyer Orozco, Ing. Roberto
Sempere Ramírez. Editorial Arte y Fotografía, S.A.

- 16.- Manual de Hidráulica Marítima. (Fenómenos Oceanográ
ficos, Mecánica del Movimiento de las Olas). Por: --
Javier Yllescas Torres. (D.G.O.M.) Coordinador: - --
Miguel Angel Vergara S.

- 17.- Curso de Ingeniería de Puertos y Costas. Tomo I: --
Planificación y Explotación de Puertos, Ingeniería -
Oceanográfica y de costas. Tomo II: Obras Marítimas,

Autores: Dr. Rafael Del Moral Carro, Ing. José María Berenguer Pérez. M.O.P.U. España. Dirección General de Puertos y Costas. C.E.E.O.P. Centro de Estudios y Experimentación de Puertos y Costas "Ramón Irribarren".

- 18.- Modelos Hidráulicos Marítimos.- Apuntes por el Prof. Ing. Jorge Meyer Corral. Secretaría de Marina. Depto de Planeación del Programa del Progreso Marítimo.
- 19.- Modelos Hidráulicos Reducidos en Obras Marítimas y Vías Navegables. Porfirio León Ruíz, Tesis Profesional, UNAM, 1968.
- 20.- Modelos Hidráulicos Marítimos. (De fondo Fijo). -- Apuntes tomados de la primera parte del curso de modelos hidráulicos marítimos impartidos en el Instituto de Ingeniería, UNAM.
- 21.- Análisis Dimensional por: Por P.W. Bridgman.
- 22.- Diseño Optimo de un Digue (Laboratorio de Puertos -- "Ramón Irribarren"). Por: Dr. Ing. Rafael del Morral Carro, Rafael Escutia Celda.
- 23.- Diseño y construcción de un reproductor de mareas, - para utilizarse en modelos hidráulicos reducidos en el Departamento de Estudios y Laboratorios de la Dirección General de Obras Marítimas. Tesis Profesional, Ing. Valente Octavio Lozano Cardiel. I.P.N. - - (1967).

24.- Centro de Educación Continua. División de Estudios -
Superiores, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., Curso-
de: Diseño y Construcción de Obras Marítimas, Mode--
los Hidráulicos, presentado por: M. en C. Miguel An--
gel Vergara Sánchez. México, 1977.