



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS

BASES PARA EL ANALISIS DE ESTRUCTURAS MARITIMAS

ING. LUIS HERREJÓN DE LA TORRE

SEPTIEMBRE, 1984

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

INDICE

	Pagina
INTRODUCCION	1.
ALGUNOS TERMINOS USADOS	3
CRITERIOS DE CALCULO	5
MAREAS	7
VIENTO	14
GARGAS VIVAS Y SISMO	17
IMPACTOS DE EMBARCACIONES	19
FUERZAS DE LAS AMARRAS	29
ANALISIS DE ESTABILIDAD GENERAL	33
SISTEMAS DE DEFENSAS	42
ESTRUCTURAS DE ATRANQUE	48
CIMENTACION DE PILOTES	52
DUQUES DE ALBA	63
MUROS DE GRAVEDAD	66
PAREDES DE TABLESTACA	71
EJEMPLOS DE MUELLES NORMALES A LA COSTA Y EN L ^o T	80
MANIOBRAS DE CARGA Y DESCARGA ALEJADAS DE LA COSTA	99
ROMPEOLAS O ESCOLLERAS	103
LINEAS DE CONDUCCION BAJO EL AGUA	107
PLATAFORMAS MARITIMAS	124
ESTUDIOS OCEANOGRAFICOS	131
REFERENCIAS	143

INTRODUCCION

Como una rama de la Ingeniería, las Estructuras Marítimas constituyen un tema tan amplio, que para su estudio sería necesario no sólo un curso, sino una serie de cursos de especialización. Por ahora solo nos proponemos dar una idea general de las bases fundamentales y referencias necesarias para abordar un problema de este tipo.

En las últimas décadas se ha obtenido un progreso sorprendente en el proyecto de las Obras Marítimas, como consecuencia del gran número de investigaciones que se han hecho acerca del comportamiento de los materiales de construcción, suelos, agua, etc....., no obstante en cada problema de este tipo, intervienen varios aspectos de la Ingeniería con estudios bastante amplios y además cada caso es uno diferente, razón por la que no se ha logrado una estandarización de los métodos que deben seguirse.

El uso de las Matemáticas nos dará una interpretación clara y razonable del fenómeno, y las consideraciones de partida estarán relacionadas lo más cerca posible prácticamente a hechos observados. Gran parte del tiempo de un ingeniero se dedica a obtener principios de diseño que han sido aceptados con buena confianza y usados con cierta autoridad pública. Muchos de ellos han probado ser convenientes puesto que pocos problemas se han obtenido con su uso, y lo mejor que puede decirse de ellos es que son antigua experiencia. La experiencia es muy valiosa en especial cuando se puede establecer cuantitativamente, no obstante, si una estructura construida hace varios años se encuentra en buenas condiciones, eso no es una razón adecuada para copiar las proporciones de diseño, puesto que pueden tenerse condiciones completamente diferentes; y procurando tener estructuras adecuadas para su función, éstas deben ser económicas.

Lo principal y esencial en todos los proyectos, es obtener hechos relevantes y apreciar su significado. Estos serán clasificados y su relación valuada, y en esta forma los valores respectivos pueden razonablemente proporcionarse.

ALGUNOS TERMINOS USADOS

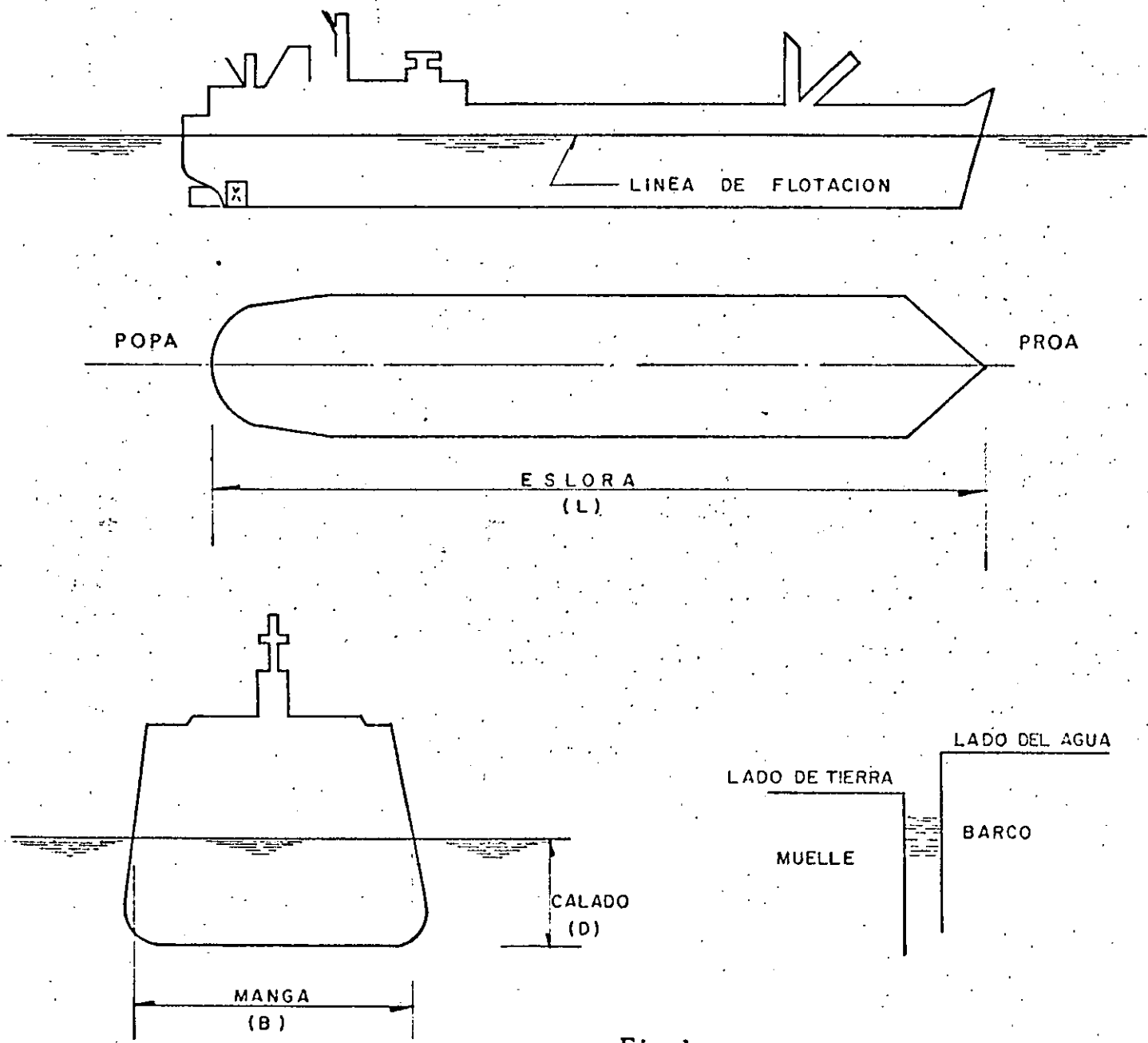


Fig. 1

Desplazamiento es el peso real de la embarcación o el peso del agua que desplaza cuando flota.

El barco puede estar cargado o descargado, correspondiendo a dichas condiciones calado y desplazamiento cargado o descargado.

Peso muerto (DWT) es la capacidad de carga del barco y es la diferencia entre el desplazamiento cargado y descargado. El peso muerto varía de acuerdo con las diferentes estaciones del año y diferentes partes del mundo, puesto que la densidad del agua y en consecuencia la flotación depende de la temperatura y la salinidad.

CRITERIOS DE CALCULO

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

A diferencia de otras estructuras en donde el diseño se lleva a cabo con base a cargas estáticas equivalentes, en el caso de una obra para atracar embarcaciones las estructuras se diseñan para absorber energía durante el atraque.

No obstante los cuidados que se tengan para realizar las maniobras de las embarcaciones, debido a las condiciones del tiempo en ocasiones -- tan severas, las estructuras están expuestas a sufrir grandes daños si no se tienen las precauciones necesarias, por lo cual, en general debe tomarse en cuenta que, al quedar fuera de servicio una estructura de este tipo, -- se tienen pérdidas mucho mayores a cualquier gasto adicional para protegerla y asegurar su funcionamiento.

Un aspecto muy importante en el que debe ponerse especial cuidado es que, en un gran número de casos predominan para el diseño los esfuerzos que se presentan durante la construcción sobre los correspondientes a la estructura en operación.

Por ser costumbre en la especialidad, en todos los temas tratados -- nos referimos a las obras marítimas, pero es conveniente aclarar que, los mismos conceptos son aplicables a las obras fluviales y lacustres del mismo tipo.

El Ingeniero dedicado a este tipo de trabajos deberá comprender -- las razones por las cuales en otros lugares se utilizaron determinados procedimientos ligados al conjunto de conceptos que intervinieron, y aplicar -- con criterio las experiencias obtenidas a su caso particular.

M A R E A S

Es un hecho de observación común en la costa que el nivel del mar tiene una oscilación constante ascendiendo y descendiendo aproximadamente dos veces en 25 horas. Este fenómeno no tuvo una explicación clara hasta que Newton estableció la ley de la Gravitación Universal y fue desarrollada principalmente por Lagrange y Laplace. Se ha establecido que el fenómeno es debido a la atracción gravitacional combinada del sol y la luna sobre las aguas en la superficie terrestre. Los niveles máximo y mínimo de la marea se denominan Pleamar y Bajamar o Marea Máxima y Marea Mínima. Tomando el promedio entre estos niveles se obtiene un resultado poco más o menos constante en todos los puertos, denominado Nivel de Marea Media o Nivel Medio del Mar al cual se refieren las altitudes.

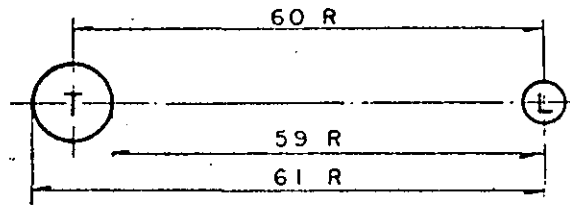
La influencia de la luna es mayor por estar más cercana a la tierra. La distancia del sol a la tierra es aproximadamente 390 veces mayor a la de la luna, no obstante, su masa es aproximadamente 26,000,000 veces mayor. El análisis matemático basado en la Ley de Newton (atracciones directamente proporcionales a las masas e inversamente proporcionales al cuadrado de la distancia) demuestra que la acción del sol equivale aproximadamente a $\frac{2}{5}$ de la acción de la Luna.

La atracción de los demás astros no se hace notar en las aguas de los mares, en virtud ya sea de sus pequeñas masas, o bien de sus enormes distancias. Teoría debida a Newton conocida también como teoría estática o de equilibrio.

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:

$$\frac{1}{59^2} : \frac{1}{60^2} : \frac{1}{61^2}$$



y las diferencias de estos que da la razón de atracción en cada extremo del diámetro, son:

$$\frac{1}{59^2} - \frac{1}{60^2} = \frac{1}{3481} - \frac{1}{3600} = \frac{1}{105,307}$$

$$\text{y } \frac{1}{60^2} - \frac{1}{61^2} = \frac{1}{3600} - \frac{1}{3721} = \frac{1}{110,708} \quad (1)$$

$$\text{la media es } : \frac{1}{107,940} = \frac{2}{215,880} = \frac{2}{60^3}$$

atracción suficiente para mover las partículas del mar.

Consideremos la tierra moviéndose alrededor del centro gravitacional (M) de ella y la luna que se encuentra a 3,000 millas del centro de la tierra y por consiguiente 237,000 millas del centro de la luna. Cada 24 horas la tierra tiene la misma posición relativa respecto a la luna, considerada fija, por lo que la rotación de la tierra no influye en las mareas y solo consideraremos la translación. (La variación de la atracción gravitacional por la rotación mantiene constante la configuración adoptada por el nivel del mar).

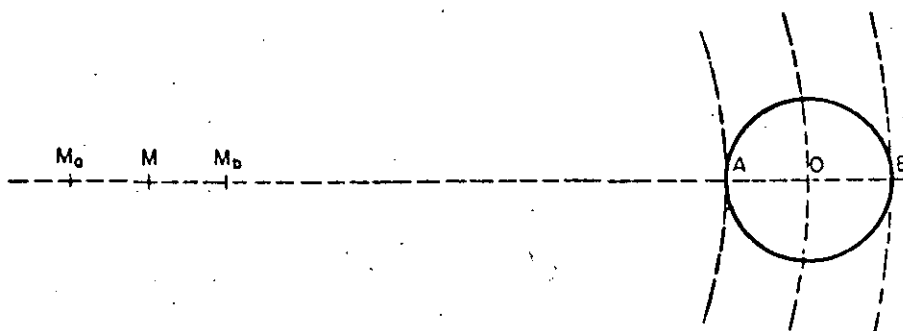


Fig. 2

En la figura 2 el punto A describe un círculo alrededor de Ma y B alrededor de Mb. Cualquier partícula del cuerpo A B se mueve con velocidad constante de translación y la fuerza centrífuga en cualquier punto es igual y paralela (por unidad de masa). La fuerza gravitacional varía inversamente proporcional al cuadrado de la distancia y es mayor en A que en B. En otras palabras hay una fuerza resultante en A hacia M y en B en sentido contrario, - - - mientras que en O las fuerzas centrífuga y gravitacional se anulan mutuamente. La resultante total centrífuga es igual y de sentido contrario a la resultante total gravitacional.

Considerando a la tierra compuesta de un núcleo sólido rodeado de una capa delgada de agua en toda su superficie, la forma de equilibrio que tomará es la indicada en la figura 3.

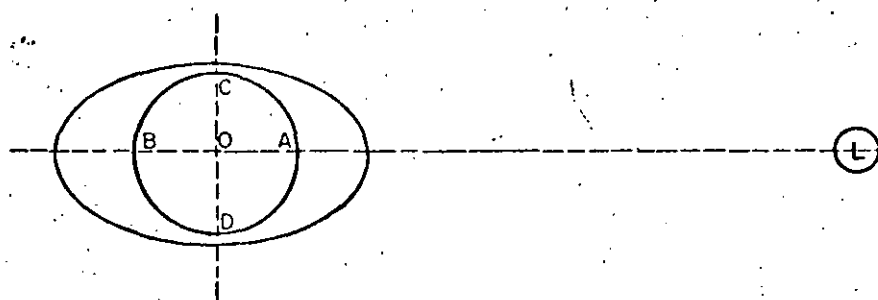
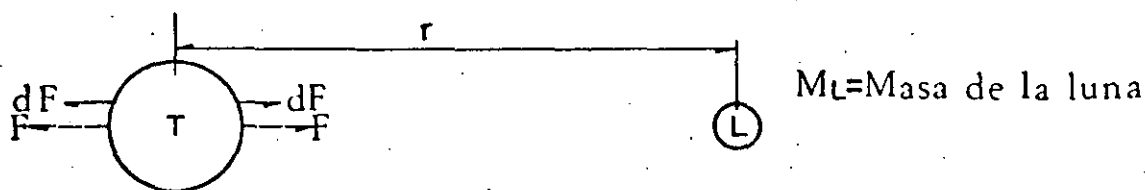


Fig.3

En los puntos C y D la atracción gravitacional es aproximadamente la misma que en O. El espesor de la capa en A y B aumenta y en C y D disminuye.

De acuerdo con la expresión (1)



$$dF = \frac{2 M_L dM_{AGUAS}}{r^3}$$

$$F = \frac{2 M_L M_{AGUAS}}{r^3}$$

Fig. 4

Por lo que podemos obtener la siguiente relación:

$$\frac{\text{Influencia de la Luna}}{\text{Influencia del Sol}} = \frac{390^2}{26000000} = 2^{1/4} \quad (2)$$

Más correcto, 2.34 a 1, o 7/3; antes consideramos 5/2.

En virtud del movimiento propio de la luna por el cual este astro se desaloja diariamente un arco de 13° aproximadamente en la esfera celeste en sentido contrario al movimiento diurno aparente, el intervalo de tiempo comprendido entre dos culminaciones de nuestro satélite por un mismo meridiano o sea el día lunar, resulta más largo que el día sideral siendo su duración de 24 horas 50 minutos aproximadamente. De aquí resulta que 6 horas 12 minutos después de la pleamar en A y B la luna se encontrará en una dirección perpendicular a la B O A de la figura 3, presentándose bajamar en A y B y pleamar en C y D; 12 horas 25 minutos después tendremos nuevamente pleamar en A y B y bajamar en C y D.

La acción atractiva del sol produce efectos semejantes a las anteriores con alta marea a su paso por el meridiano al medio día y baja marea cuando se encuentra en el horizonte.

La acción de la luna y el sol se combinan según las posiciones relativas de los dos astros tal como se indica en las figuras 5 y 6. Cabe recordar que el mes lunar en que la luna realiza un giro completo alrededor de la tierra tiene una duración de 29 días, 12 horas, 44 minutos y 2.8 segundos

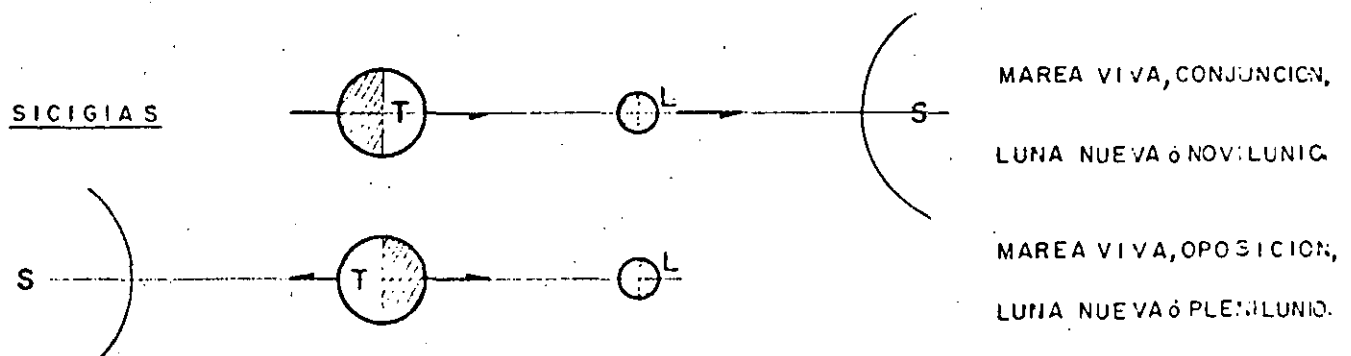


Fig. 5

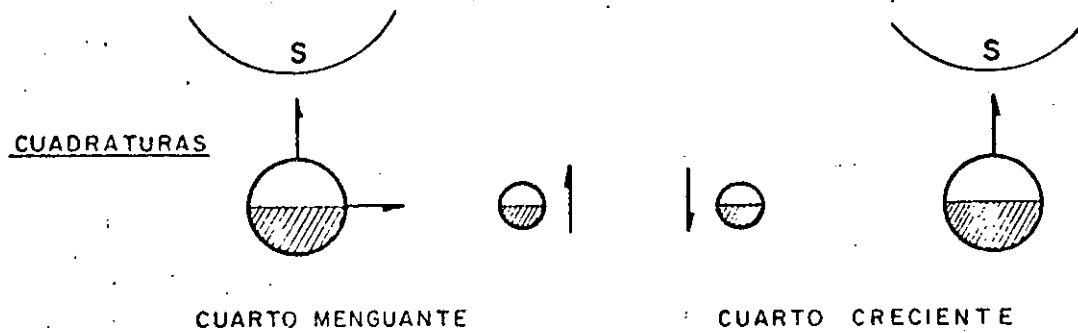
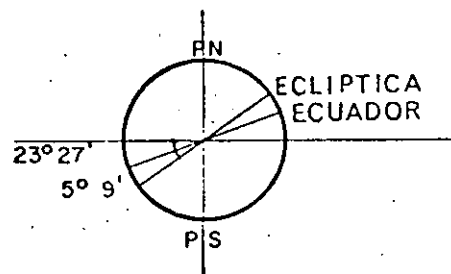


Fig. 6

Debido a retardación por las condiciones terrestres, la marea máxima - en cada lugar no coincide con la conjunción u oposición, sino a un intervalo de tiempo después llamado edad de la marea.

El plano de la trayectoria lunar forma un ángulo de $5^{\circ} 9'$ con la eclíptica o plano de la trayectoria del sol. Cerca del tiempo de los equinoccios la luna y el sol se encuentran casi verticalmente sobre el ecuador y las mareas de sicigias equinocciales son excepcionalmente altas.



Las mareas más bajas del mes ocurren cerca del tiempo en que la luna está en sus cuadraturas. La edad de la marea también se presenta.

Un poco antes y después del novilunio y plenilunio el sol y la luna ocupan posiciones tales que la atracción resultante sobre la superficie de la tierra está dirigida hacia un punto entre ellos, debido a ésto el alta marea se presenta un poco antes y después, en tal forma que el intervalo promedio entre las respectivas mareas varía entre 24 horas 32 minutos y 25 horas 32 minutos.

Desigualdad diurna.- En algunas partes del globo terrestre la diferencia de altura en las mareas el mismo día es muy notable. Esta desigualdad diurna es debida a que la luna se mueve arriba y abajo del plano del ecuador, y al empezar y terminar de 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 sujeto a influencia lunar de grado variable. La desigualdad diurna es muy marcada en los Oceanos Indico y Pacífico.

La teoría de Newton asume equilibrio en todo momento de las partículas sujetas a fuerzas atractivas. Esto en realidad es incorrecto o más bien es una presentación incompleta de los hechos. En la teoría de equilibrio es una conclusión legítima que la pleamar coincide con el paso de la luna por el meridiano, lo cual no es el caso puesto que en general ocurre varias horas después. La discrepancia es tal, que en algunos lugares del Oceano Pacífico frecuentemente se tiene bajamar en tiempo del paso de la luna por el meridiano.

Laplace en su investigación tomó en cuenta el efecto de la rotación de la tierra y su teoría se distingue como la teoría dinámica. En ésta, el movimiento del agua se calcula como un resultado del movimiento diurno y la atracción de la luna.

Ninguna teoría abarca todo el fenómeno, y ambas parten de consideraciones de dudosa validéz, pero en general se puede decir que ellas sirven como bases suficientemente satisfactorias de una explicación aproximada del problema, el cual está lleno de complejidades que impiden la solución completa.

Otras teorías sobre la misma base y con algunas otras modificaciones se han presentado pero no son más que de interés meramente académico. Es

suficiente para nuestro propósito aceptar el fenómeno y confirmar nuestros estudios a las condiciones bajo las cuales existe.

V I E N T O

La circulación de las masas de aire más o menos paralela a la superficie de la tierra se conoce como viento. Este movimiento del aire se produce debido a los cambios en la temperatura de la atmósfera. Cuando el aire se calienta, su densidad disminuye, y como resultado de esto asciende y es sustituido por aire más frío que fluye adentro y abajo de éste. Los cambios en temperatura en la atmósfera debidos a diferente absorción superficial del calor por la tierra en comparación con el agua y las montañas comparadas con los valles, y los cambios producidos por la noche y el día producen vientos locales y brisas. Las brisas frescas en el lado de la playa durante el día y aquellas desde las montañas que reemplazan el aire tibio en los valles en la noche son ejemplos de este fenómeno. Además de vientos locales y brisas, existe un flujo de aire general debido a que el aire cálido del ecuador es reemplazado por aire más frío fluyendo desde el norte y sur, desviado por la rotación de la tierra.

Toda localización está sujeta a lo que se llama viento predominante o a un viento soplando de una dirección general en la mayor parte del año. Los Monzones son vientos predominantes que soplan en una dirección durante parte del año y en la opuesta en el resto. Los vientos Monzones son los que prevalecen en el Pacífico Oeste. Los vientos predominantes no son necesariamente los más fuertes, ya que vientos muy frecuentes de mayor intensidad pero que ocurren con menos frecuencia soplan de otras direcciones. La dirección del viento está dada del punto desde el cual viene, hacia el observador. El lado de la estructura expuesta a la dirección desde la cual viene el viento es el lado de barlovento y el opuesto es el lado de sotavento.

. La dirección, frecuencia, e intensidad de los vientos en una localización

particular sobre un período de tiempo se representan gráficamente por la rosa de los vientos. (Fig.7)

La fuerza de los vientos se clasifica de acuerdo con la escala de Beaufort, en la cual la intensidad está dada por 13 números de 0 al 12, cada número representando una velocidad aproximada y descripción general de la intensidad.

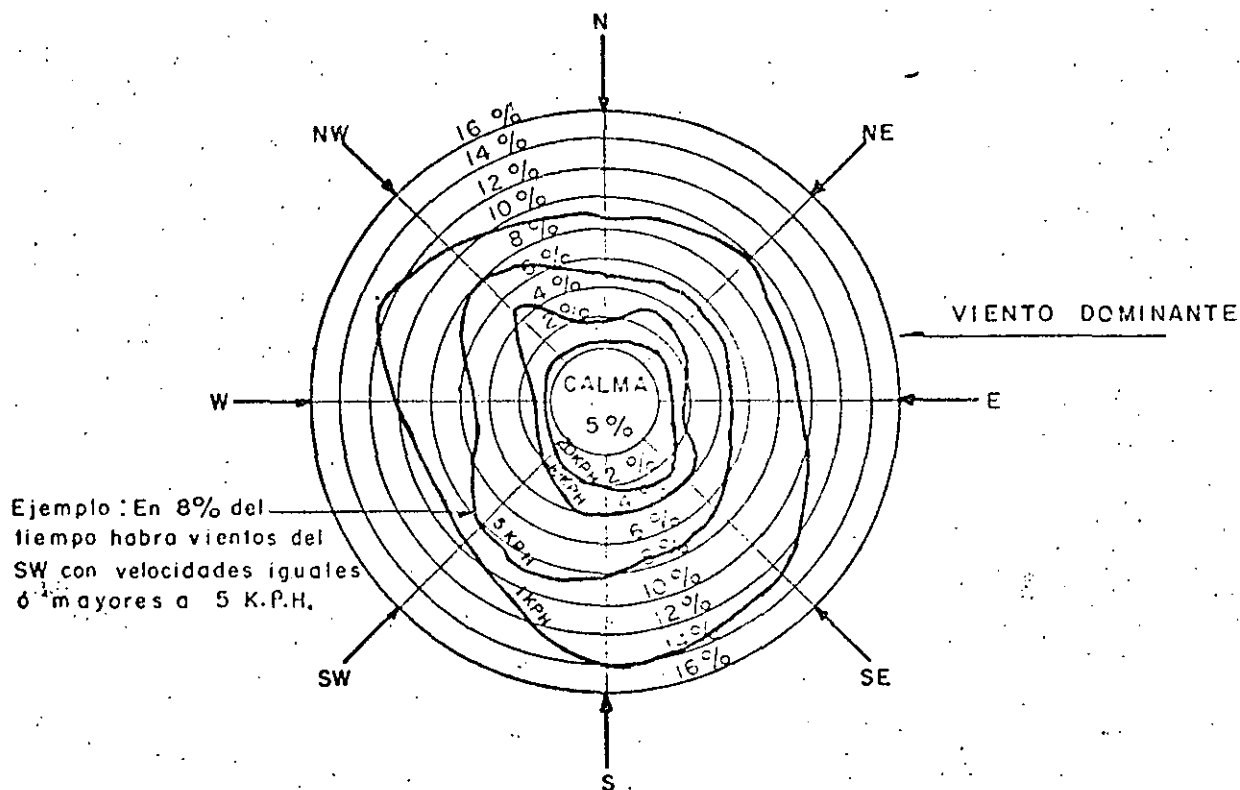


Fig. 7.

ROSA DE LOS VIENTOS

ESCALA DE BEAUFORT

<u>Número de Beaufort</u>	<u>Descripción</u>	<u>Velocidad en millas por hora</u>
0	Calma	0 - 1
1	Aire ligero	1 - 3
2	Brisa leve	4 - 7
3	Brisa suave	8 - 12

4	Brisa moderada	13 - 18
5	Brisa fresca	19 - 24
6	Brisa fuerte	25 - 31
7	Vendaval moderado	32 - 38
8	Vendaval fresco	39 - 46
9	Vendaval fuerte	47 - 54
10	Vendaval total	55 - 63
11	Tormenta	64 - 75
12	Huracán	Arriba de 75

La presión del viento varía con el cuadrado de la velocidad y está dada por la fórmula $p = cv^2$, donde c es una constante tomada normalmente como 0.00256 cuando v está en millas por hora y p en libras por pie cuadrado. La presión total del viento sobre una estructura varía con su forma, y por consiguiente, la presión p se multiplica por un factor que varía entre 1.3 y 1.6, el valor más pequeño siendo adecuado para una superficie plana baja de un barco o un muelle. Al diseñar muelles con la fuerza del viento contra el barco y para cargas de viento del equipo operando sobre el muelle tales como torres móviles o grúas debe aplicarse un juicio considerable para elegir la velocidad del viento usada en el diseño. Es costumbre considerar que equipo tal como torres cargadas no operarán cuando la velocidad del viento es mayor a 15 millas por hora y, por consiguiente, una presión del viento de 5 lb/ft² bajo condiciones de operación se considera adecuada. Además no se espera que un barco permanezca a lo largo del muelle durante condiciones de tormenta severa y huracán, y una fuerza de diseño que exceda 20 lb/ft² es raramente garantizada.

CARGAS VIVAS Y SISMO

Las cargas vivas de piso varían considerablemente dependiendo del tipo de carga y el procedimiento de moverla. La carga general tiene un promedio de $2 \text{ M}^3/\text{Ton.}$ y colocada en pilas de 4 M. de altura dará 2 Ton./m^2 sobre el piso. Se puede suponer que la carga sobre el piso puede variar en 50% respecto al promedio, pero que no es posible almacenar pacas cubriendo más del 75% del área de piso, por lo que una carga de 2500 Kg./M^2 es satisfactoria en general. Esta carga puede ser menor para el caso de algodón o madera (1500 a 2000 Kg./M^2).

La carga viva uniformemente distribuida normalmente regirá para el diseño de losas, trabes, pilotes, etc., no obstante, es conveniente revisar por cargas de ruedas de montacargas, grúas móviles y camiones de las cuales se dan algunos valores en la figura 8. Para el caso de grúas fijas, giratorias, sobre rieles o de cualquier otro tipo, el fabricante proporcionará un plano de cargas para el diseño de la cimentación.

En el caso de muelles petroleros las cargas vivas se reducen tan solo al equipo necesario para maniobrar las garzas de carga y descarga, puesto que las descargas de las tuberías sobre sus apoyos son bien conocidas y pueden considerarse dentro de las cargas muertas.

Sobre todo en lugares como Mexico, es muy importante llevar a cabo el análisis sísmico de las estructuras considerando para ellos los coeficientes establecidos para cada lugar del país por el Instituto de Geofísica de la Universidad Nacional Autónoma de México.

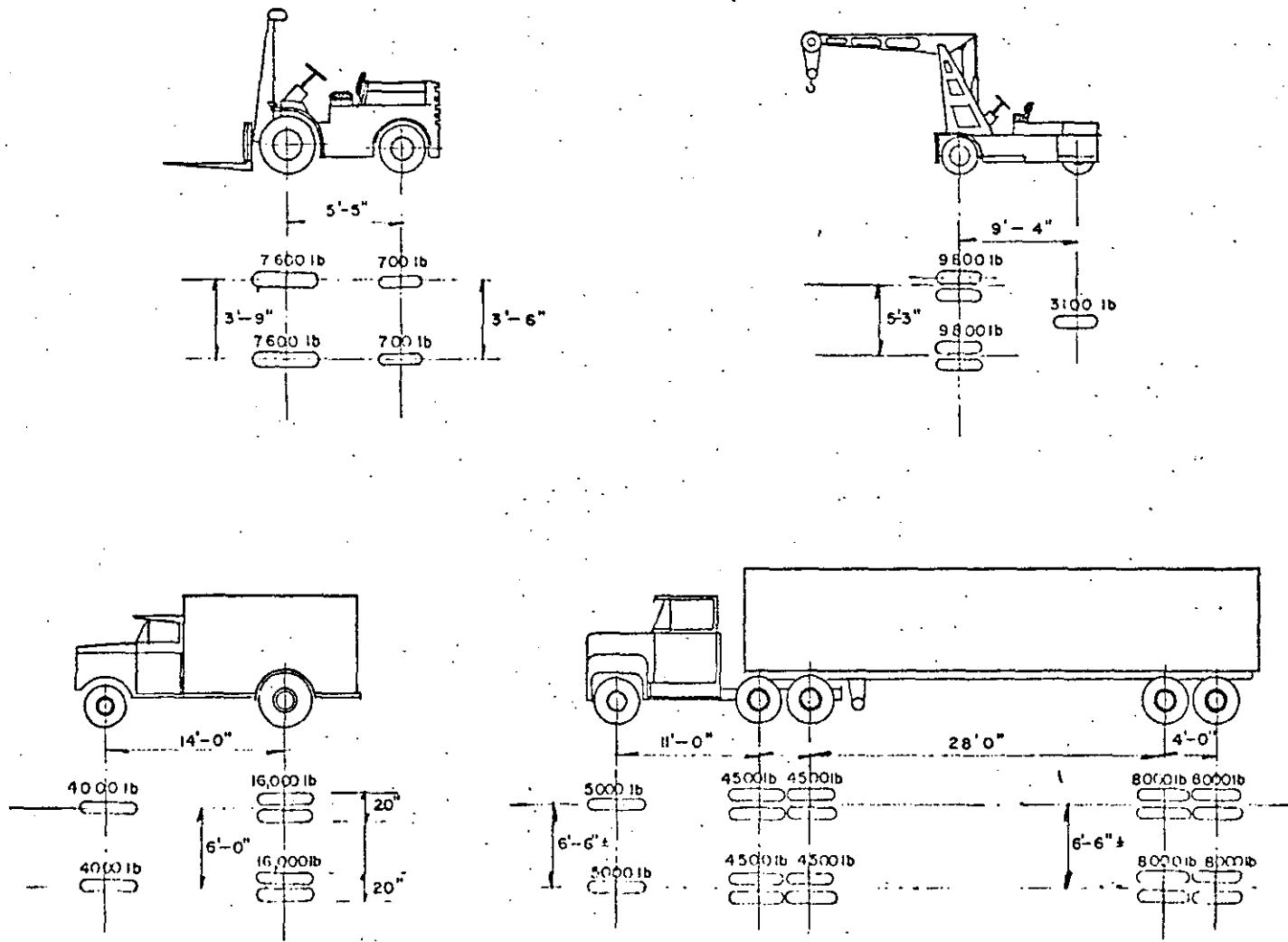


Fig. 8

IMPACTOS DE EMBARCACIONES

Las cargas laterales más importantes que debe soportar un muelle son las debidas al impacto de las embarcaciones. Estas se presentan en dos formas:

a) Atraque bajo condiciones normales. Las fuerzas varían de acuerdo con las condiciones de la marea, pero en todos los casos puede considerarse el viento.

b) Atraque accidental en condiciones no normales o excepcionales.

Es económicamente injustificable diseñar una estructura capaz de soportar una colisión de punta a proa, u otra condición más excepcional sin daño - -

(Ref. 1)

Un análisis de la determinación de la estabilidad de muelles puede ser por consiguiente dividido en los siguientes problemas:

- 1) Determinación de la magnitud y dirección del impacto.
- 2) Estimación de la proporción de la energía cinética de la embarcación transmitida y absorbida por el muelle u otra estructura y defensas en el impacto.
- 3) Determinación del monto de esta energía que será absorbida por las defensas junto con el diseño de éstas.
- 4) Determinación de los esfuerzos en el muelle u otra estructura debido al impacto lateral que recibe.

Desafortunadamente los datos aprovechables son vagos e incompletos y el impacto puede ocurrir bajo un amplio rango de condiciones. Obviamente un buen tratamiento tiene que tomar en cuenta la velocidad de la embarcación atracando, el ángulo al cual el impacto es transmitido y la masa. Ha habido un cierto monto de investigación, observación y colección de datos de impactos reales en años recientes por observación práctica y medición.

El impacto entre dos cuerpos puede ser elástico o inelástico. Cuando --

éste es elástico, las deformaciones continúan mientras estos actúan uno sobre el otro y se moverán hasta que la energía cinética del cuerpo móvil, es decir, el que causa el impacto, se ha gastado en el trabajo de deformación interna. Así, el principio de la absorción de impactos de embarcaciones es que la energía cinética se utiliza en deformar la estructura o una parte de ella, de acuerdo con su movimiento, y si esto sucede elásticamente, ésta regresará a su posición original cuando el total de la energía se ha absorbido, o en otras palabras, la embarcación llega al reposo y ha cesado de apoyarse en la estructura. La masa de la estructura es efectiva en reducir la energía cinética de la embarcación ya que la inercia debe vencerse antes de que la estructura resista el movimiento. Así, en un muelle de muro con relleno en el respaldo, no es necesario considerar el impacto, excepto posiblemente para proteger la embarcación y preveer daño local en la estructura. En las estructuras soportadas sobre pilotes, el caso es diferente, ya que su masa es mucho menor.

Es deseable examinar la manera en la cual es posible para una embarcación atracar y hacer contacto con un muelle u otra estructura. Hay normalmente tres posibilidades:

- a) Un impacto de Punta.
- b) Un impacto de lado, es decir, paralelo a la banda de atraque
- c) Por el cuarto de la embarcación a cierto ángulo con la estructura.

Excepto en el caso de accidentes, es muy raro que una embarcación llegue de punta. Con una marea considerable, una embarcación normalmente llega en la forma c) cabeceando contra la marea y sigue

en b) cuando la marea balancea a la embarcación hacia el muelle. La embarcación puede rebotar en el primer impacto moviéndose hacia adelante una cierta distancia y llegar nuevamente a hacer contacto con el cuarto o puede deslizar a lo largo de la banda de atraque, y finalmente hace contacto a todo lo largo. En agua quieta en general el contacto se hace a todo lo largo, pero algunas veces la embarcación toca primero en el cuarto con un ligero ángulo. Deberá notarse que debido a la forma del impacto de una embarcación, usualmente la parte superior de las defensas o cubierta del muelle reciben el primer impacto. En realidad, excepto en el caso a), y posiblemente en ciertos casos de b), la energía cinética total de la embarcación no se transmite a la estructura. Al no usarse amarras de inmediato y rebotar el barco gran parte de la energía se transforma en resistencia del agua.

Para el cálculo del impacto con este criterio (ref. 1 y 4), lo más común es considerar una velocidad de atraque de 6 in/seg=15cm/seg y un ángulo de 20°. El desplazamiento cargado es usado en los cálculos y si no se conoce puede calcularse aproximadamente en la siguiente forma:

$$W = k \frac{LBD}{35} \quad (3)$$

W - Desplazamiento cargado en ton. (1 ton = 2240 lb)

L, B Y D - en ft. (en promedio)

Valores de k: -

0.80 - 0.85 - pequeñas embarcaciones de carga

0.75 - 0.80 - pequeñas embarcaciones de carga más rápidas.

0.70 - 0.75 - grandes embarcaciones de carga.

0.65 - 0.70 - grandes embarcaciones de carga rápidas

0.60 - 0.65 - grandes embarcaciones de pasajeros rápidas

Se pueden considerar dos componentes de la energía, una transversal $C_1 \frac{W}{2g} (V \sin \alpha)^2$, y otra longitudinal $C_2 \frac{W}{2g} (V \cos \alpha)^2$ en donde C_1 y C_2 son menores que la unidad, v y α son respectivamente la velocidad y el ángulo de atraque (fig. 9).

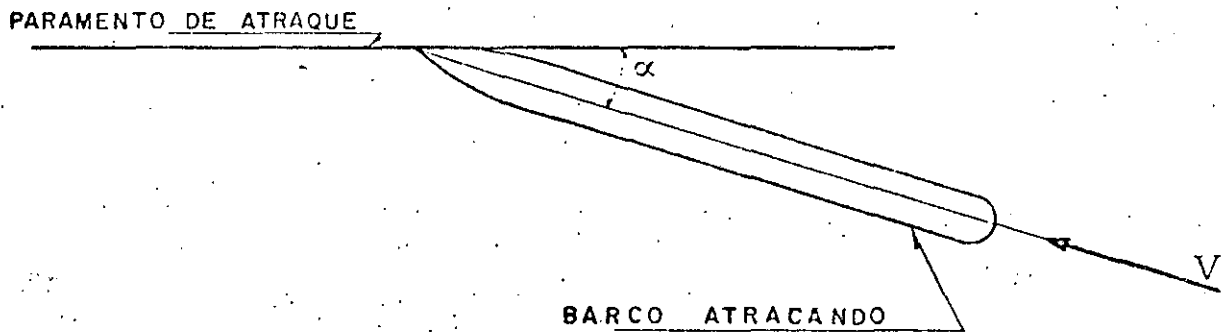


Fig. 9

La energía de la embarcación se absorbe en la siguiente forma para llegar al reposo:

- 1) Trabajo de deformación de la misma embarcación.
- 2) Resistencia de fricción del agua durante los cambios en dirección de la embarcación.

3) Calor debido a fricción entre el barco y la estructura o las defensas mientras se logra el reposo. Por ejemplo, durante el deslizamiento a lo largo del paramento de atraque.

4) Trabajo de deformación de la estructura y las defensas.

5) Restricción de los cables de las amarras.

Si se asegura una amarra de la parte delantera y se jala el barco hacia el muelle, se tiene un deslizamiento longitudinal, durante el cual la componente longitudinal de la energía se transforma en fricción de las defensas, tensión de los cables y resistencia del agua. Si después se despega el barco, la tensión de los cables sobre el muelle es de sentido transversal contrario al del impacto y longitudinalmente del mismo sentido, lo cual solo sucede en raros casos al igual que cuando no se usan amarras en cuyo caso rebota el barco y la energía se transforma en resistencia del agua.

Solo en casos calificados como "criminales" como cuando se pega con la popa o los llamados impactos de proa se tienen ángulos entre 40° y 90° .

Para calcular la fuerza de diseño producida por la embarcación en el momento más desfavorable se tiene lo siguiente:

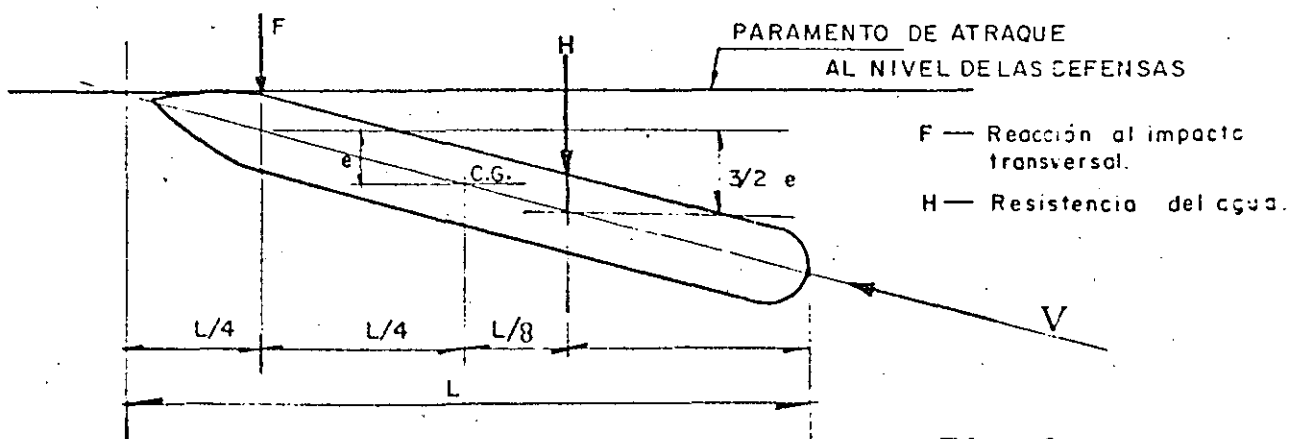


Fig. 10

Puesto que consideramos una velocidad angular constante, no se tiene aceleración angular y por lo tanto:

$$\Sigma M_{c.g.} = 0$$

$$F L/4 = H L/8$$

$$\therefore H = 2 F$$

$$F = \frac{H}{2} \quad (4)$$

Para detener el barco se presenta un movimiento uniformemente decelerado y,

$$2 e \bar{a} = v^2 \quad \bar{a} = \text{aceleración del C.G.}$$

$$\text{Energía Total} = E_T = \frac{1}{2} m v^2 \quad m = \text{masa}$$

$$= \frac{1}{2} m (2 e \bar{a})$$

$$E_T = m e \bar{a}$$

(5)

De acuerdo con el principio del movimiento del centro de masa se tiene:

$$F + H = m \bar{a} \quad (6)$$

Sustituyendo (4) en (6)

$$\frac{3}{2} H = m \bar{a}$$

$$H = \frac{2}{3} m \bar{a}$$

Por lo que la energía absorbida por el agua es:

$$E_H = \frac{1}{2} H \left(\frac{3}{2} e \right)$$

$$= \frac{1}{2} \left(\frac{2}{3} m \bar{v} \right) \left(\frac{3}{2} e \right)$$

y de (5)

$$E_H = \frac{1}{2} m e \bar{v}$$

$$E_H = \frac{1}{2} E_T$$

Por lo que el impacto solo toma la energía restante, es decir:

$$E_F = \frac{1}{2} E_T \quad (7)$$

De acuerdo con los experimentos de MiniKin, solo 0.18 a 0.27 de la energía cinética total del barco se transmite al muelle por un - - impacto de proa, con el peligro de que si la velocidad es baja, y el ángulo grande, el barco puede voltearse. Vemos así que utilizando la expresión (7) estaremos del lado de la seguridad.

A partir de esta energía puede calcularse la fuerza de impacto, por ejemplo considerando que el sistema con rigideces en serie del barco, defensas y estructura absorberá dicha energía. La rigidez del barco en general es muy pequeña y no se toma en cuenta, y la rigidez de las defensas dependerá de su tipo, pero en general es conveniente obtenerla por - - tateos a partir de las gráficas proporcionadas por el fabricante.

La fuerza transmitida longitudinalmente tiene mucha importancia en el diseño y para obtenerla puede considerarse un coeficiente de - - fricción de 0.5 entre el barco y las defensas. Principalmente para el caso de los duques de alba, pueden hacerse intervenir las rigides torsionales y longitudinal en el sistema en serie que absorbe la energía de la embarcación.

Existe suficiente evidencia dice R. R. MiniKin y H. T. Horsfield, para mostrar que la energía cinética en aguas quietas, transmitida a la estructura es no mayor de 0.5 de la total en un impacto de punta.

Arthur L. Baker haciendo pruebas sobre duques de alba opina que para un ataque de punta se tome la energía cinética total, y para impactos laterales el 40% de ésta.

La velocidad máxima del viento para que un barco pueda atracar es 12.5 o 15 m/seg. y una fórmula confirmada sobre un modelo en Francia es:

$$F = k_s (V-U)^2 \quad (8)$$

Donde:

F - Fuerza del viento en kg.

S - Superficie expuesta del barco en m²

V - Velocidad del viento en m/seg.

U - Velocidad del barco en m/seg.

normalmente U es despreciable.

La fuerza retardante debido a la resistencia del agua puede obtenerse como:

$$R = K 'S' U^2$$

$$K' = 60$$

S' = área de la superficie sumergida como plana.

A. Eggink en un artículo establece que en sus modelos de Delft $U/V = 1/20$, no obstante este valor debe depender de la forma del barco y el calado. Una buena aproximación es tomar $V = 15$ m/seg. y $U = 0.30$ m/seg.

A. Pagés, en su investigación de impactos oblicuos calculó con una aproximación muy clara que la energía cinética es reducida a la mitad cuando el barco pega de flanco, y a 1/5 cuando pega en uno de los extremos.

De acuerdo con las pruebas realizadas en la Shell Petroleum Co., se recomienda que para barcos de 10,000 ton. (DWT) o menos, se tome en el diseño de las estructuras 40 in-ton, y para embarcaciones mayores, 40 in-ton para cada 10,000 ton. adicionales.

Existe otra recomendación de diseñar en general con una energía de 400 in-ton, ya que embarcaciones pequeñas atracan con mayor velocidad que las de gran desplazamiento, y todas llegan aproximadamente con la misma energía.

Alonzo De F. Quinn en su libro Design and Construction of Ports and Marine Structures, recomienda para α un valor de 10° , y una velocidad normal a la banda de atraque entre 0.15 y 1.00 ft/seg. correspondiendo este último valor aproximadamente a una velocidad de atraque de $3\frac{1}{2}$ nudos.

Algunas fórmulas dan en forma lógica la velocidad de atraque en función del desplazamiento de la embarcación y las condiciones de abrigo del puerto. También existen gráficas en las cuales pueden obtenerse la energía e impacto durante el atraque en función del desplazamiento (o peso) y la velocidad.

Se tienen métodos teóricos consistentes en asociar masas y rigideces con armónicos cuyo comportamiento amortiguado se estudia llegando a ecuaciones diferenciales de poca aplicación práctica, por lo que se requiere hacer ciertas consideraciones simplificadorias y aplicar

coeficientes obtenidos con criterios semejantes a los antes mencionados. Posiblemente otra objeción a este tipo de métodos es que, en general se supone un comportamiento elástico lineal de los elementos que intervienen, lo cual principalmente en el caso de las defensas no siempre es real. Desde luego la importancia de este tipo de desarrollos es que se tiene con ellos una mejor interpretación del fenómeno.

El fenómeno de transmisión y absorción de energía requiere de más pruebas e investigaciones, pero se puede afirmar que nunca se transmite a la estructura el total de la energía de la embarcación, excepto en casos de impactos de punta en los que se tenga incertidumbre de cómo se absorberá la energía. Tanto esto, como considerar en general una transmisión de la mitad de la energía nos coloca del lado de la seguridad.

FUERZAS DE LAS AMARRAS

En la Fig. 11, se muestra en general la posición de las amarras en un barco atracado en un muelle.

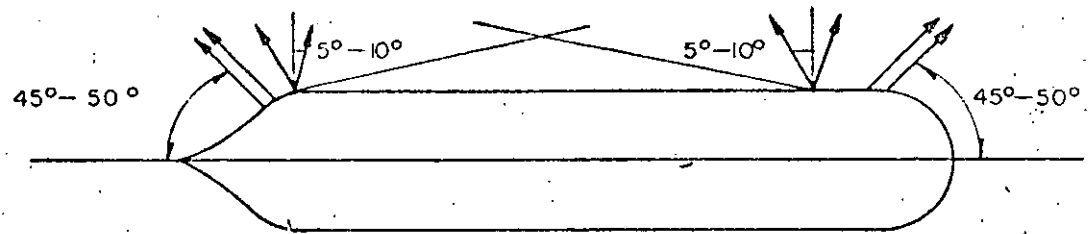
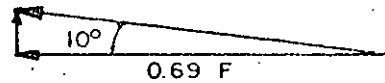
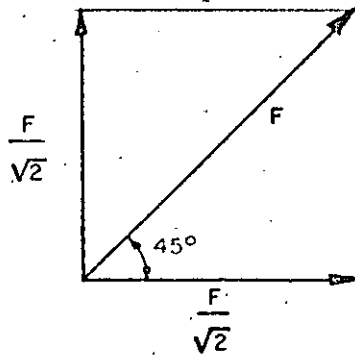


Fig. 11

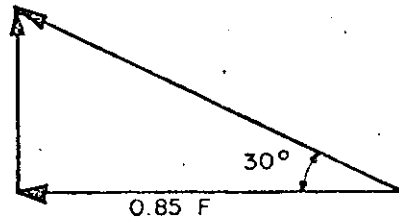
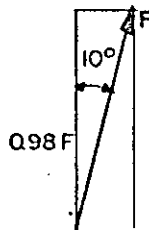
Fuerzas en las amarras de proa y popa.-



Fuerza soportada transversalmente = 0.69 Resistencia del cable

En el diseño se puede utilizar 0.5 Resistencia del cable

Fuerzas en las líneas de los lados.-



Fuerza soportada transversalmente = 0.85 Resistencia del cable

En el diseño se puede utilizar 0.8 Resistencia del cable.

Difieren mucho las opiniones respecto a si es conveniente utilizar cables de alambre o de fibra. (Refs. 7 y 8).

- Efecto del viento y la corriente.-

Cuando un fluido de velocidad V choca contra una superficie, se tiene transformación de carga de velocidad en carga de presión.

Si,

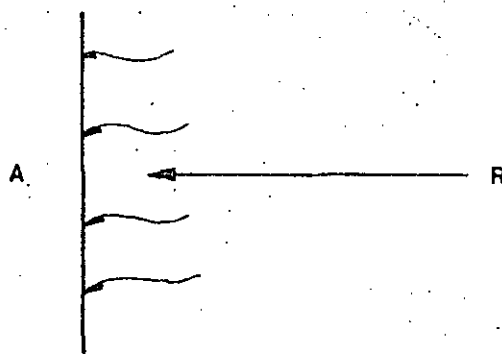
R = Fuerza contra la superficie

C = Coeficiente de arrastre

ρ = Densidad del aire o agua

V = Velocidad del viento o corriente

A = Area del barco expuesta al viento o la corriente



Teóricamente

$$\frac{V^2}{2 \rho} = \frac{R/A}{\rho}$$

Introduciendo el coeficiente de arrastre obtenido de experiencias

$$C \frac{V^2}{2 \rho} = \frac{R/A}{\rho}$$

$$R = \frac{1}{2} C \rho A V^2$$

Viento actuando perpendicularmente al eje de la embarcación.

$$R = 1.6 \times 10^{-6} L (D - d + 15) V^2 \quad (10)$$

Donde:

R = Fuerza contra la superficie expuesta en ton.

L = Eslora en la línea de flotación en ft.

D = Profundidad de la cubierta principal en ft.

d = Calado medio en ft.

V = Velocidad del viento en nudos.

Corriente actuando perpendicularmente al eje de la embarcación

$$R = 1.6 \times 10^{-3} A V^2$$

Donde:

R = Fuerza contra la superficie expuesta en ton.

A = Area lateral proyectada bajo el agua en ft².

= Eslora al nivel de la flotación x calado medio

V = Velocidad de la corriente en nudos.

Corriente actuando en la dirección del eje de la embarcación:

$$R = 3 \times 10^{-6} S V^2$$

Donde:

R = Fuerza contra la superficie en ton.

S = Area de la superficie mojada en ft².

V = Velocidad de la corriente en nudos

Se puede utilizar la siguiente fórmula para obtener el área de la superficie mojada.

$$S = 15.6 \sqrt{WL}$$

En donde:

W = Desplazamiento en toneladas para el dragado correspondiente

L = Eslora al nivel de flotación

En las referencias 7 y 8 se presentan gráficas para obtener áreas proyectadas y fuerzas de viento y corriente, así como algunas explicaciones y - esquemas de la forma en que deben arreglarse las amarras y las bitas.

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GENERAL

Antes de abordar el análisis y diseño de la estructura en sí, es necesario realizar un análisis de estabilidad general. En seguida daremos algunos criterios prácticos para este objeto.

Caso de suelos no cohesivos - Teoría de la cuña.-

Suponiendo varios planos de deslizamiento se puede, por equilibrio, obtenerse las fuerzas sobre el muro y graficar los resultados para llegar al valor máximo de ésta (Fig.12).

En la ref. (3) se dan valor de ϕ y δ

Suelos cohesivos.-

Mostraremos en forma simplificada algunos ejemplos y posteriormente daremos una explicación más general de las bases de Mecánica de Suelos. En todos se procede por tanteos suponiendo círculos de falla --- (Figs.13, 14 y 15) (Ref.3)

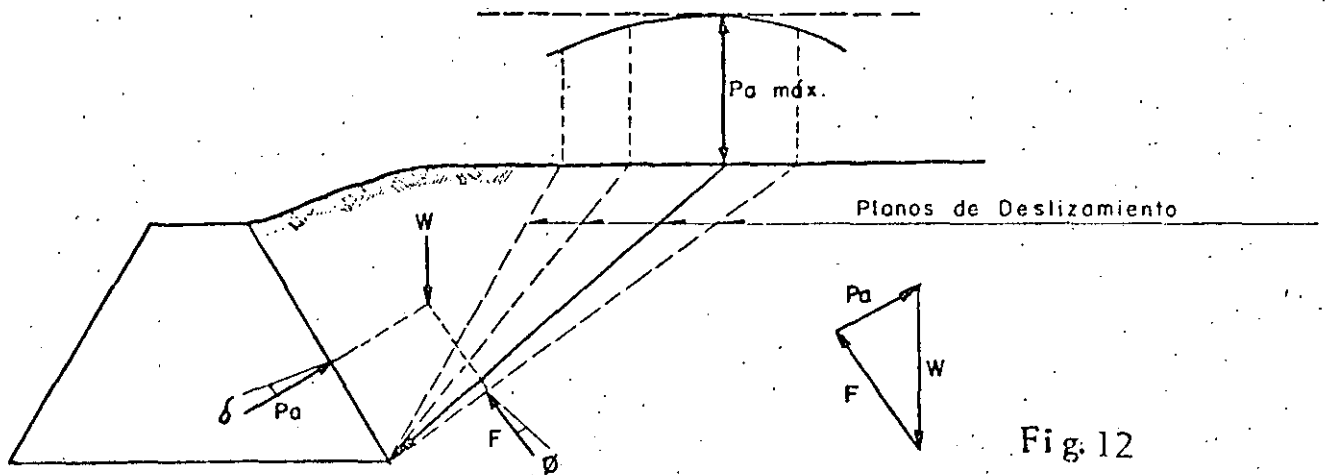
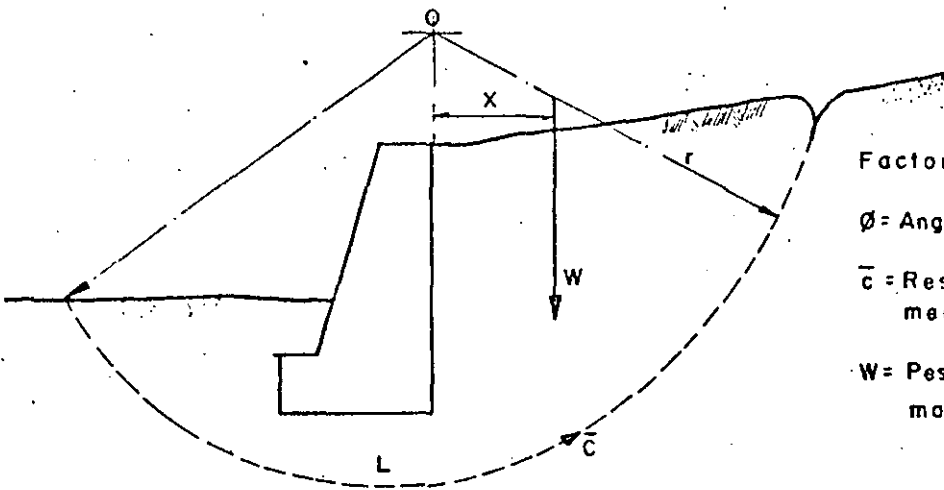


Fig. 12



Factor de seguridad = $\frac{r \bar{c} L}{W X}$

ϕ = Angulo de fricción interna = 0

\bar{c} = Resistencia al cortante promedio a lo largo del arco.

W = Peso de la arcilla y el muro mas la carga superficial.

Fig. 13

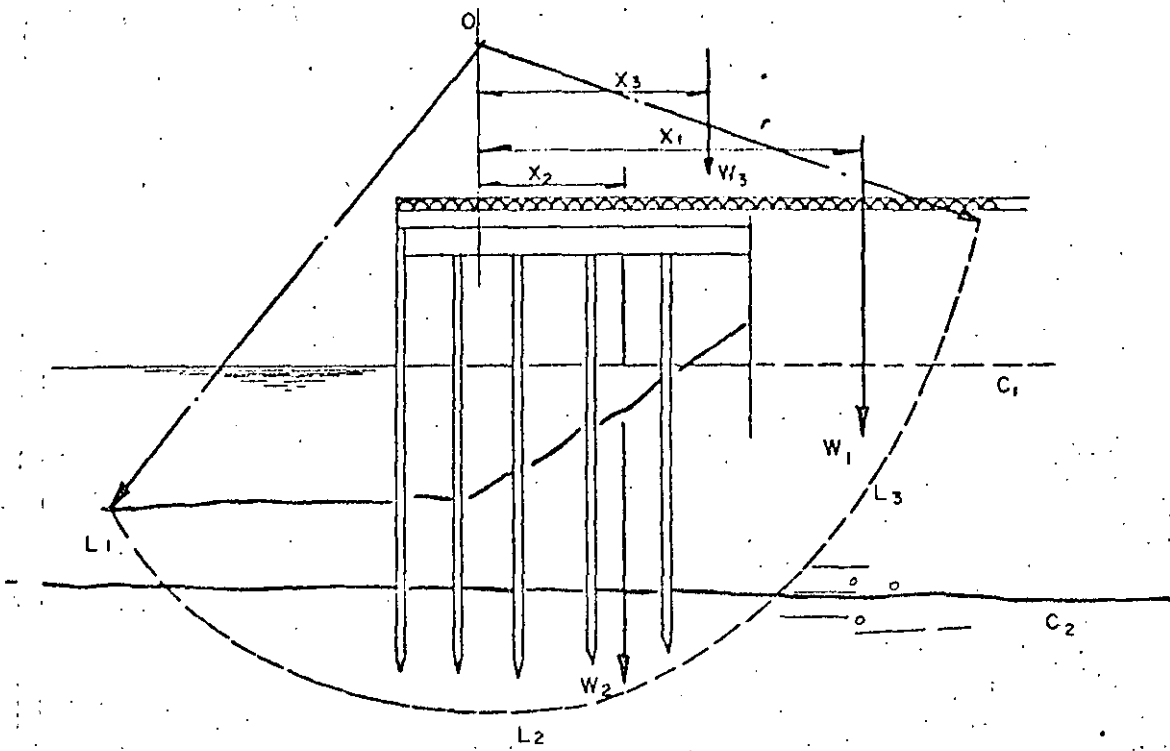


Fig. 14

FACTOR DE SEGURIDAD

$$= \frac{r [C_1 (L_1 + L_3) + C_2 L_2]}{W_1 X_1 + W_2 X_2 + W_3 X_3}$$

$\phi = 0$

C_1 y C_2 = RESISTENCIA AL CORTANTE DE DOS ESTRATOS DIFERENTES DE ARCILLA.

L_1 , L_2 y L_3 = LONGITUD DEL ARCO EN CADA ESTRATO.

W_1 = PESO DE ARCILLA SATURADA ARRIBA DEL NIVEL DEL AGUA.

W_2 = PESO DE ARCILLA SUMERGIDA ABAJO DEL NIVEL DEL AGUA.

W_3 = PESO DE LA ESTRUCTURA Y SOBRECARGA.

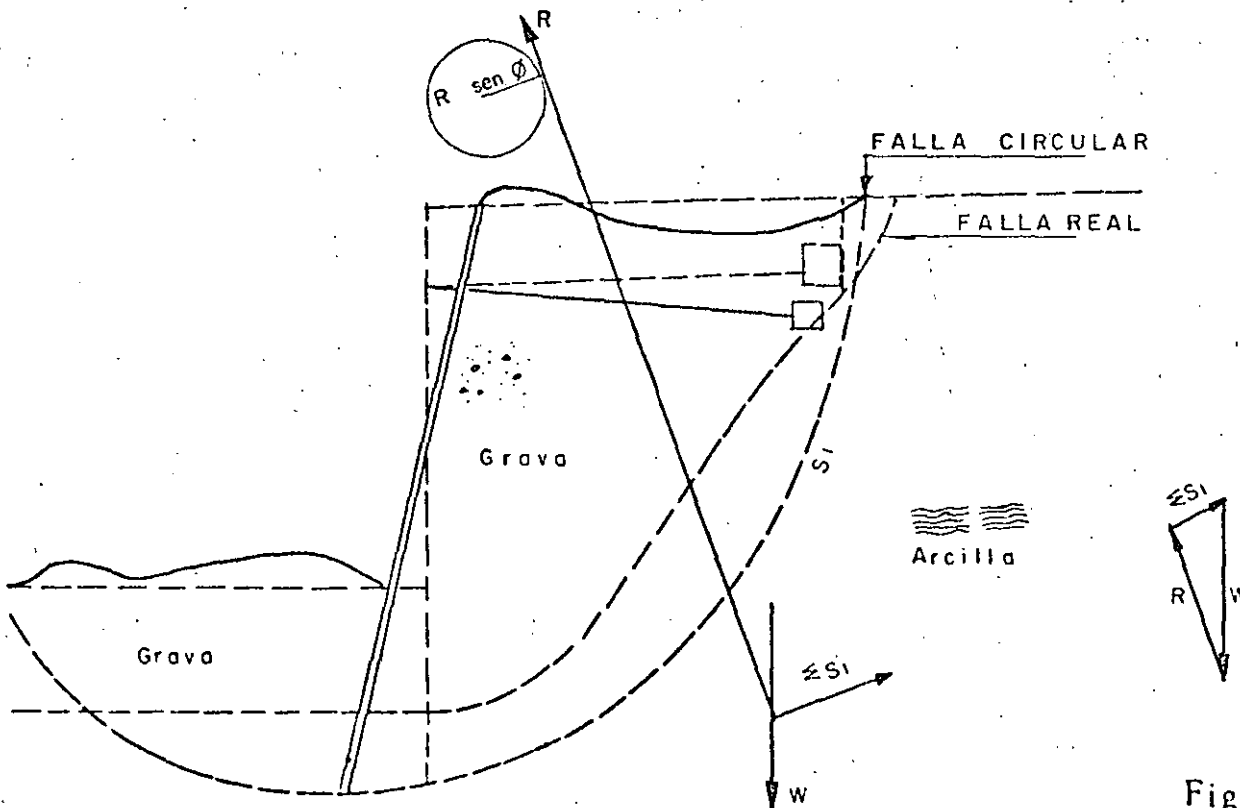


Fig. 15

Método sueco para revisar la estabilidad de un talud.-

La consideración de Patterson referente a la forma de la falla es equivalente a la consideración de que la cuña A B C D localizada arriba de la línea de falla circular A B C, desliza girando alrededor del centro o de este arco (Fig 16) (Ref.12)

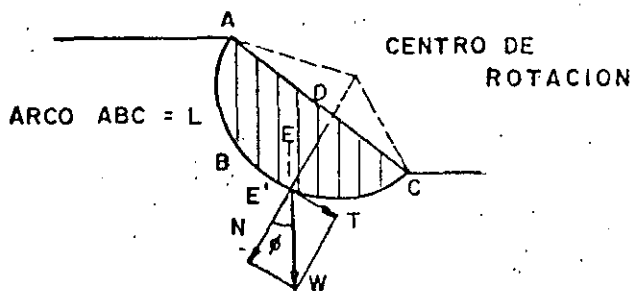


Fig. 16

Los tres pasos seguidos de acuerdo con el método sueco (Swedish-Method) son los siguientes:

- Considerar el centro de rotación para la falla.
- La cuña deslizante A B C D se divide con líneas verticales -- en un cierto número de segmentos, quizás 10 ó 12.
- El peso de cada segmento se determina y se considera actuando en la -- proyección E^i del centro de gravedad E del segmento sobre la línea de -- falla, y se descompone en una fuerza normal N pasando por el centro de rotación, y una fuerza tangencial T actuando en dirección normal a N. Para calcular el peso de la cuña A B C D se supone un ancho unitario -- en el sentido normal al plano de la figura.

La fuerza que tiende a producir el deslizamiento o fuerza cortante -- en el punto E', es T. La fuerza resistente lo es en parte debido a la fricción y en parte a la cohesión. La primera igual a $N \tan \phi$, donde ϕ es el ángulo de fricción, y la última igual a la resistencia de cohesión C obtenida en una prueba de cortante multiplicada por el área de contacto del elemento dado con la línea de falla. Sumando todas las fuerzas cortantes o --

desplazantes para todos los elementos de la cuña que se desplaza, el total sería ΣT ; y sumando las fuerzas resistentes, el total sería $\tan \phi \Sigma N + CL$, donde L es la longitud total de la línea de falla $A B C$, entonces el factor de seguridad verdadero es:

$$\text{Factor de seguridad} = \frac{\tan \phi \Sigma N + CL}{\Sigma T} \quad (11)$$

El mismo resultado se obtiene igualando los momentos de las fuerzas desplazantes y resistentes alrededor del centro de rotación tal como se muestra en las figuras 13 y 14.

El método sueco considera esfuerzos cortantes promedio a lo largo de una trayectoria predeterminada y éstos se comparan con la resistencia cortante promedio a lo largo de la misma trayectoria. Puesto que el método sueco es sólo un diseño convencional, el factor de seguridad calculado con la fórmula no puede considerarse como absoluto. Se ha reportado por ejemplo que en la construcción de bordos, pendientes con un factor de seguridad de 0.75 a 1.00 fueron en algunas ocasiones estables. Inconsistencias similares pueden explicarse en algunos casos por la poca aproximación en la estimación del factor de seguridad.

Otra objeción al método sueco (llamado también método de dovelas), es la consideración de que la interacción entre dovelas puede despreciarse. Así el punto E' dentro de la masa del suelo se considera cargado con el peso del terreno encima de él (ordenada $E' E''$ en la fig 17). Este punto llevaría exactamente el mismo monto de carga si se colocara terreno adicional en la parte superior de la masa dada, como se muestra con línea punteada, y esto es obviamente ilógico.

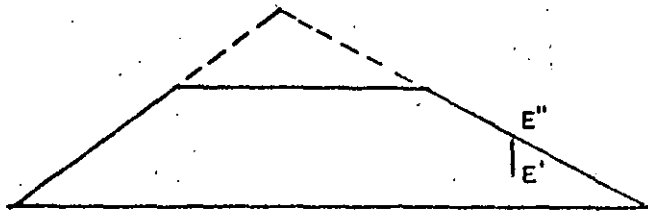


Fig.17

FACTOR DE SEGURIDAD

El método aceptado generalmente para calcular el factor seguridad contra deslizamiento es el dado por la expresión (11). La poca - - aproximación de este método ha sido demostrada, en efecto, parte de la fuerza tangencial. ΣT actúa en favor de la estabilidad contra el deslizamiento. Esta parte debería restarse del denominador y aumentarse en el numerador lo que proporciona un aumento del factor de seguridad.

CENTRO DE ROTACION

Para localizar aproximadamente el centro de rotación, los ángulos α y β (fig.18), tomados de la siguiente tabla se trazan en la parte superior e inferior del talud respectivamente. La intersección de las líneas correspondientes determina el punto O, o centro de rotación.

Pendiente	Angulo con la horizontal (A)	α	β
1: 0.58	60°	40°	25°
1: 1.00	45°	37°	28°
1: 1.50	33° 47'	35°	26°
1: 2.00	26° 34'	35°	25°
1: 3.00	18° 26'	35°	25°
1: 5.00	11° 19'	37°	25°

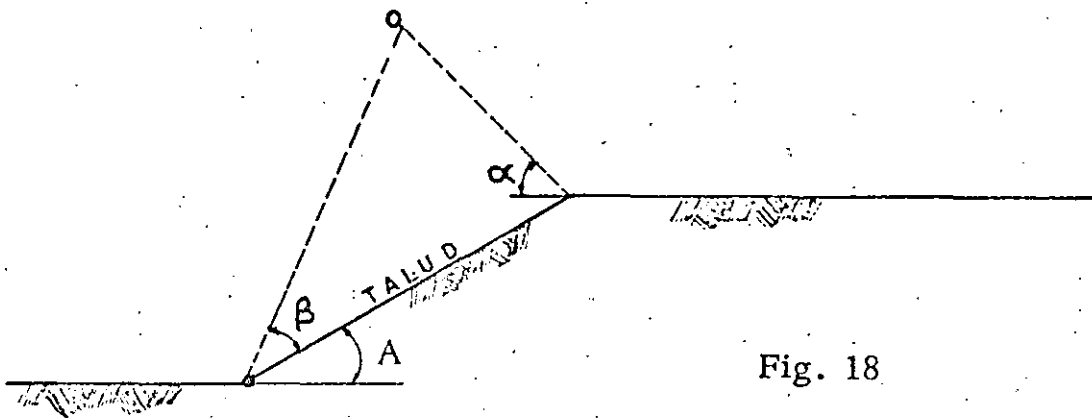


Fig. 18

Este método aproximado ha sido propuesto por Fellenius. El procedimiento aquí descrito debe repetirse para otros centros de rotación, - localizados arbitrariamente, hasta que el centro de rotación y radio de - curvatura den el valor mínimo del factor de seguridad. El arco correspondiente puede entonces aceptarse como el crítico, a lo largo del cual - es más probable que ocurra la falla.

Método del círculo ϕ . -

Este método está basado en la consideración de que la reacción resultante de la línea de falla circular toca a un círculo de radio $r \sin \phi$ teniendo como centro el mismo que la línea de falla o (fig. 19). En la Fig. 15 se sigue este procedimiento.

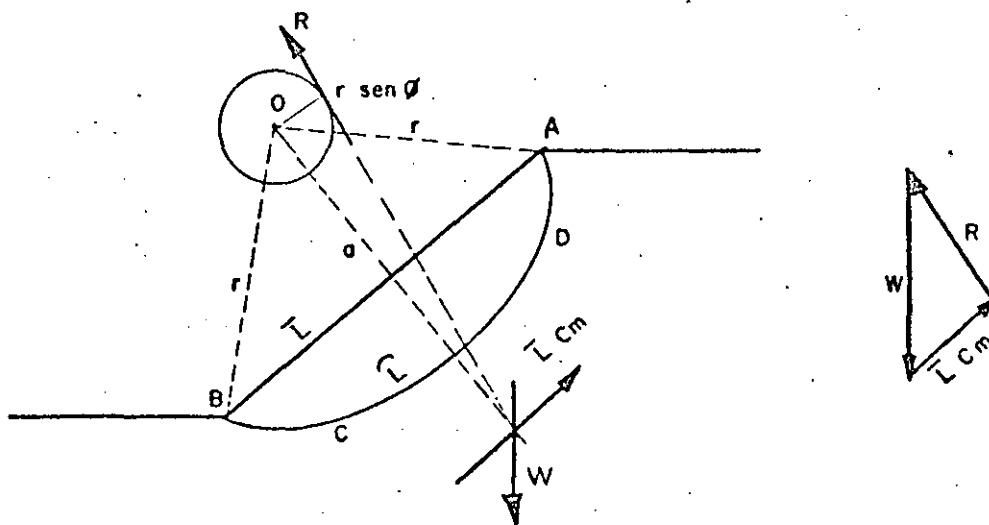


Fig. 19

La reacción en cada dovela, forma un ángulo ϕ con el radio y por lo tanto tiene un brazo de momento $r \text{sen } \phi$, y como consecuencia la resultante total deberá tener el mismo brazo.

Se considerará que la cohesión unitaria C_m requerida para mantener el equilibrio de la cuña deslizante es constante a lo largo de la línea de falla A B. Si el esfuerzo cortante C_m es constante a lo largo del arco deslizante $A B = \widehat{L}$, su resultante será $\bar{L} C_m$, donde \bar{L} es la longitud de la cuerda AB y es paralela a ésta. El brazo "a" de la resultante cortante puede determinarse tomando el momento de todas las fuerzas actuando a lo largo de \widehat{L} alrededor del centro de rotación "o", e igualándolo al momento de la resultante $\bar{L} C_m$ alrededor del mismo punto.

$$\widehat{L} C_m r = \bar{L} C_m a$$

$$a = r \frac{\widehat{L}}{\bar{L}} \quad (12)$$

En otras palabras, el valor del brazo de la resultante, no depende del valor de los esfuerzos C_m considerando a éstos constantes a lo largo de la línea de falla y la localización de la resultante $\bar{L} C_m$, puede determinarse fácilmente ya sea que se conozca o no la cohesión unitaria C_m .

La cuña A B C D está en equilibrio bajo la acción de las siguientes fuerzas:

- a) Su peso
- b) Resistencia cohesional $\bar{L} C_m$ actuando paralela a la cuerda A B.
- c) Resistencia friccional o reacción de la línea de falla circular.

El valor de la resultante cohesional $\bar{L}C_m$ que actuará en el terreno puede encontrarse por equilibrio, y la correspondiente cohesión unitaria - puede obtenerse simplemente dividiendo el valor total de $\bar{L}C_m$ entre \bar{L} . Si el valor de C_m así obtenido es menor que la cohesión máxima C que puede soportar el suelo dado según una prueba de cortante, no se presentará deslizamiento, si sucede lo contrario la cuña deslizará. El significado del índice m es "movilizado".

Para encontrar el valor del peso W , el área $A B C D$ se puede medir y multiplicarse por el peso unitario del material. La dimensión normal - al plano del dibujo debe ser la unidad. Encontrado el centroide, una línea vertical trazada a través de él intersectará a la cohesión resultante que se encuentre a una distancia "a" de "o" y es paralela a la cuerda $A B$, en un punto M .

La reacción R pasa a través del punto M y es tangente al círculo

Los valores de $\bar{L}C_m$ y R pueden medirse a escala en el polígono de fuerzas.

Los resultados de los dos métodos antes descritos, son prácticamente los mismos.

Para el caso de zonas sísmicas deberán incluirse en el análisis -- fuerzas de inercia horizontales actuando en los centros de gravedad en el sentido más desfavorable, y cuya magnitud es igual al coeficiente sísmico de la zona por los pesos correspondientes.

SISTEMAS DE DEFENSAS

Es evidente la ventaja de las defensas, puesto que al ser más deformables en comparación con la estructura absorben energía con mayor desplazamiento y menor fuerza.

La inercia de una estructura contribuye a la absorción de la energía, por lo que en una estructura masiva el impacto importa más bien - desde el punto de vista de efectos locales y del barco en sí. En los ducks de alba que son estructuras especialmente diseñadas para absorber la energía de la embarcación y soportar el impacto, en general es conveniente tener un cabezal pesado.

Prácticamente se tienen los siguientes tipos de defensas:

- a) Fijas
- b) Colgantes
- c) Con pilotes
- d) de gravedad
- e) Otras

En el tipo a), elementos flexibles fijos en la pantalla de atraque absorben energía al deformarse durante el impacto. Las más comunes consisten de grandes masas de hule.

En cuanto al tipo b), pueden estar constituidas de piezas colgantes de hule, pantallas de madera o una combinación de ambos.

Posiblemente el caso c), es el más aceptado en el caso de querer absorber energía en una forma sencilla y económica. En general sobre los pilotes se apoya una pantalla de madera, y éstos a su vez se apoyan en sus cabezas sobre elementos elásticos como bloques de hule. Ca-

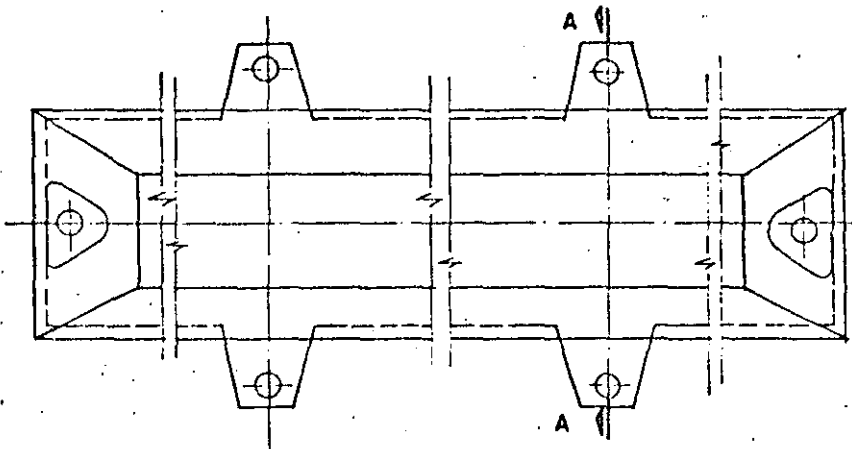
si siempre se prefiere utilizar pilotes de madera.

El tipo d) podría incluirse en el tipo b), ya que en general en defensas colgantes se absorbe energía al incrementar la energía potencial gravitatoria de masas y vencer la fricción. Existen varios sistemas de este tipo que, en los últimos años han demostrado gran efectividad principalmente para el ataque de grandes embarcaciones.

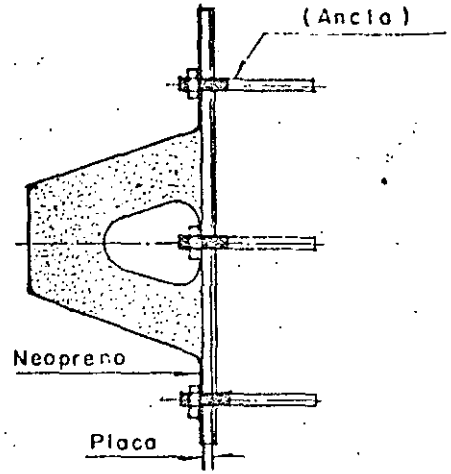
Refiriéndonos al inciso (e) podemos mencionar algunos tipos de defensas en las cuales se aprovecha la resistencia del agua para absorber energía y algunos sistemas poco comunes a base de arreglos complicados de resortes, muelles, pistones, piezas de hule, madera o cualquier elemento elástico que absorben energía combinados entre sí o con alguno de los tipos anteriores.

Es muy común que los fabricantes de defensas proporcionen gráficas y tablas muy útiles para el diseño.

En las figuras 20, 21 y 22 se muestran algunos ejemplos de los tipos de defensas antes mencionados.

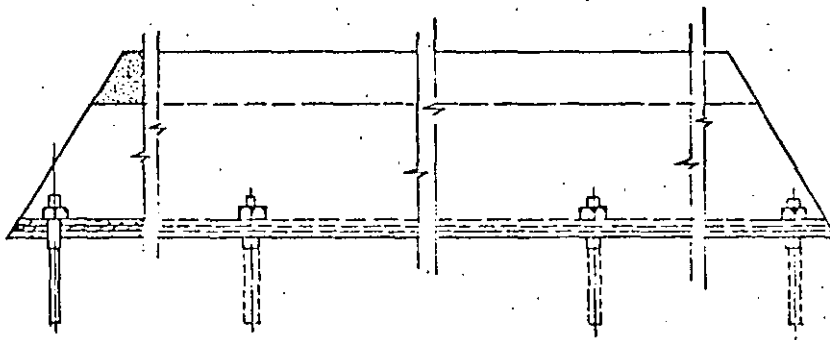


E L E V A C I O N



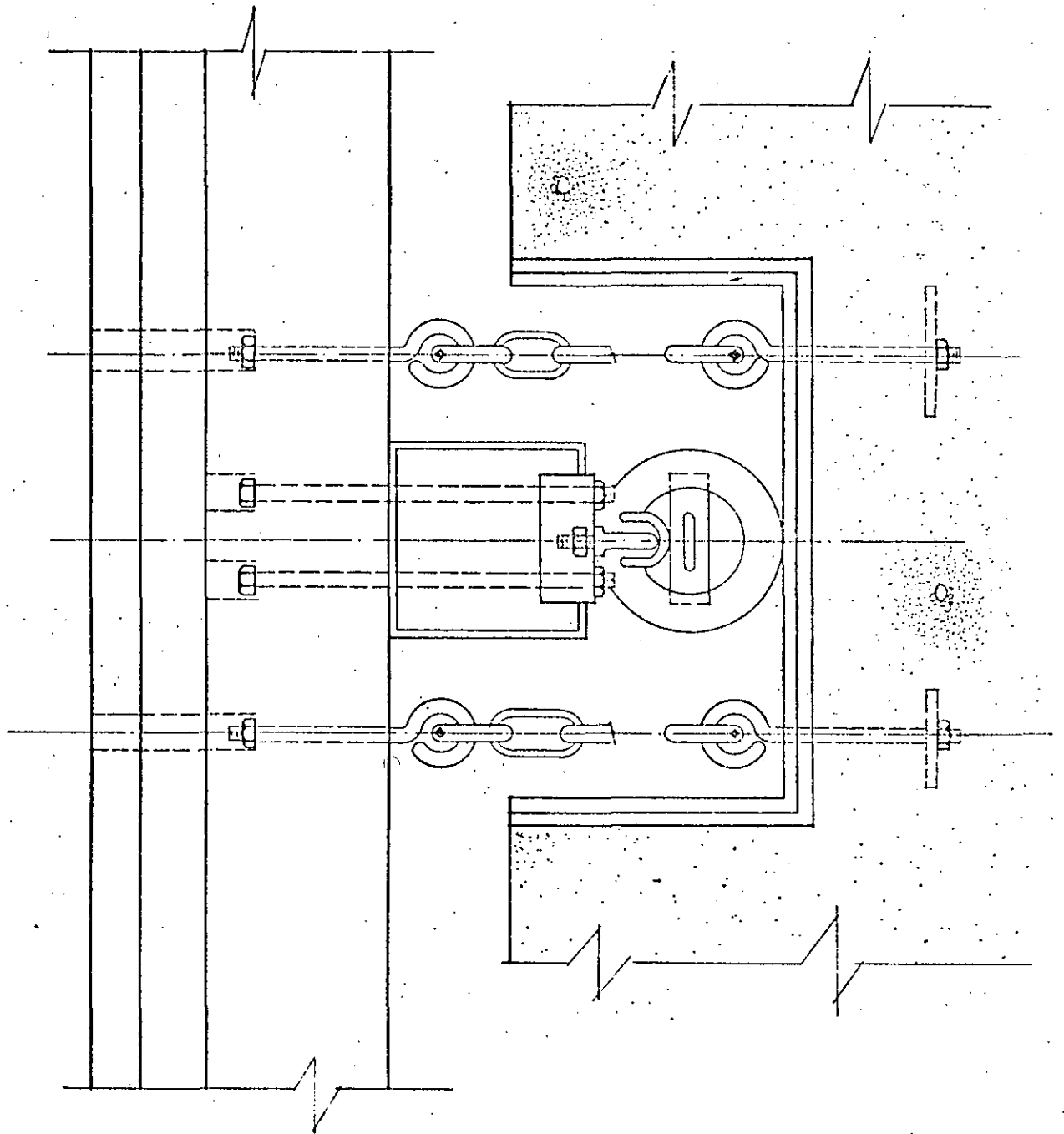
SECCION A-A

Fig. 20



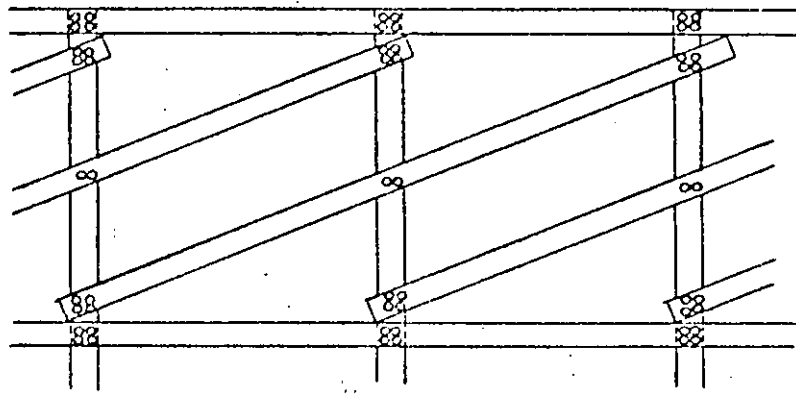
P L A N T A

EJEMPLO DE DEFENSAS FIJAS

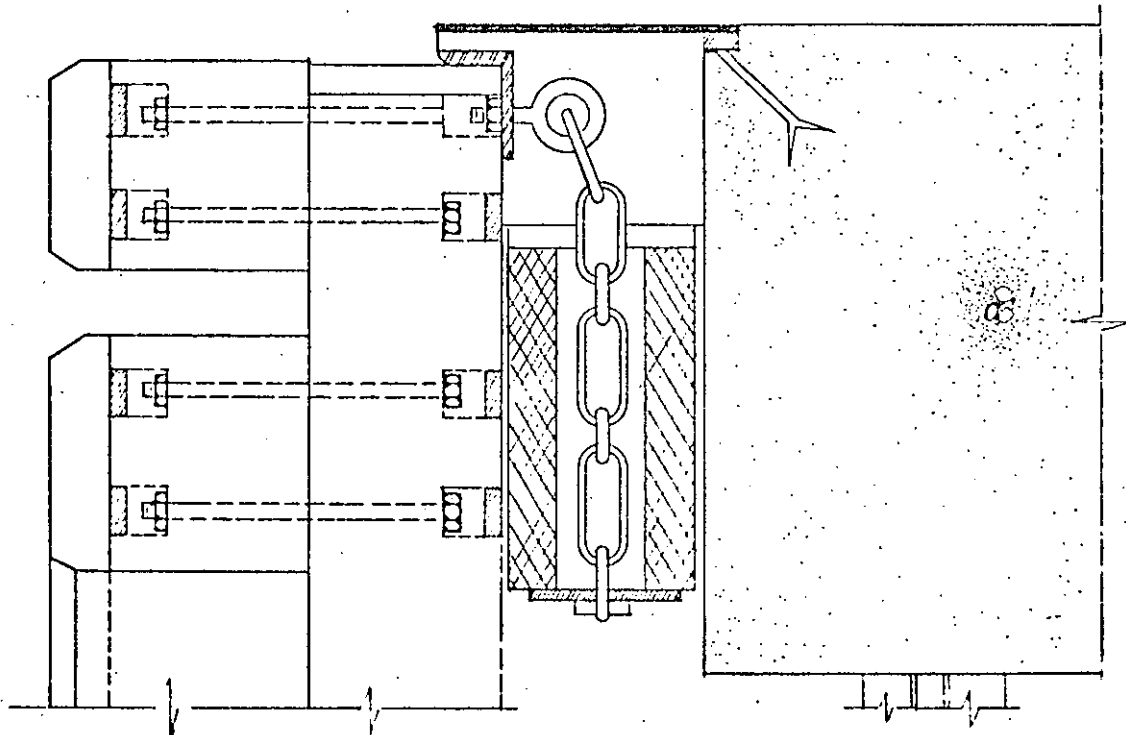


EJEMPLO DE DEFENSAS CON PILOTES

Fig. 21



ELEVACION FRONTAL



S E C C I O N

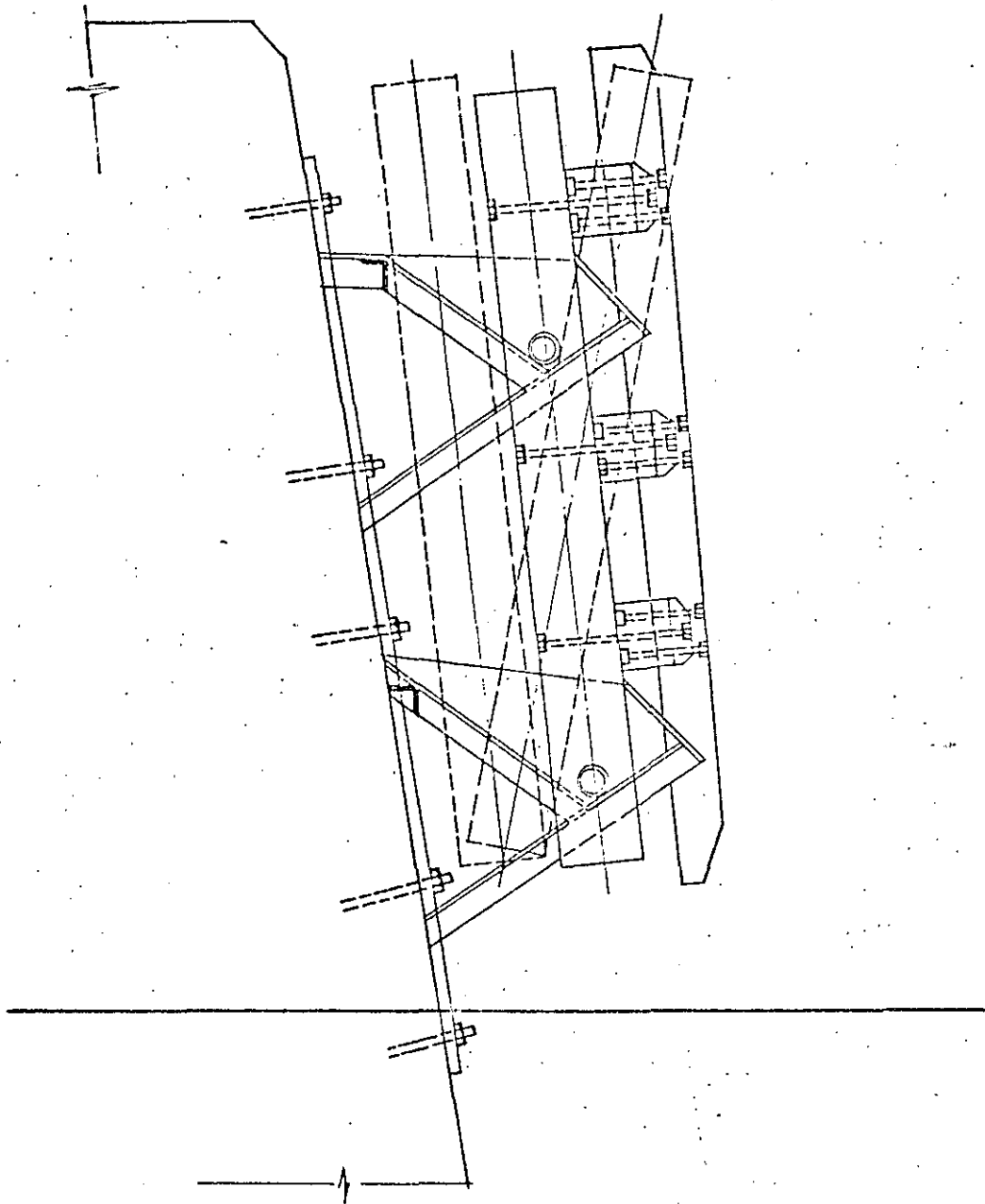


Fig. 22

EJEMPLO DE DEFENSAS DE GRAVEDAD

ESTRUCTURAS DE ATRAQUE

En general y en cuanto a su localización, se presentan los siguientes tipos de estructuras de atraque:

- a) Marginales o paralelas a la costa
- b) Normales a la costa o en espigón
- c) Cuando en la costa no se tienen condiciones adecuadas para la cimentación o cuando se requieren dragados excesivos para -- obtener la profundidad necesaria del agua, será necesario localizar el muelle a la distancia necesaria del lado del agua y -- unirle a tierra con una pasarela de acceso. Se acostumbra denominar a este tipo de muelle en L o T.
- d) Estructuras de atraque fuera de las instalaciones portuarias.

Los tipos a) y b), son muy convenientes principalmente en el caso de que se tengan que cargar o descargar los barcos cerca de las bodegas haciendo uso de grúas y transportadores, o para el caso de terminales para pasajeros. A los muelles normales a la costa también se les denomina en algunas ocasiones en espigón, puesto que su localización es semejante a la de un espigón, aunque la función es diferente, puesto que un espigón construido generalmente a base de enrocamiento y costales rellenos de cemento, tiene por objeto detener los arrastres litorales para evitar que estos azolven las zonas de operación. Cuando los movimientos de la carga se hacen en forma mecanizada como en el caso de productos conducidos por tubería utilizando bombas y transportados en grandes barcos, tales como los buque-tanques petroleros, la experiencia ha demostrado que el tipo c) es el más indicado, ya que en esta forma se tiene más libertad para las maniobras, y al tenerse menores cargas verticales las -

pasarelas de acceso son más ligeras en comparación a lo que resulta en los casos anteriores. El tipo d) es una solución muy simple, rápida y económica para la carga y descarga de grandes barcos en lugares donde no se tienen las instalaciones portuarias adecuadas y principalmente se carece del calado necesario y espacio para las maniobras de ciaboga. En esta forma se eliminan problemas de navegación y el uso de remolcadores. En el caso de las boyas IMODCO utilizadas principalmente para barcos petroleros, se le permite a la embarcación acomodarse en su posición más favorable respecto al viento en condiciones que con otro tipo de instalaciones sería imposible cargar o descargar, se incrementa el factor de seguridad contra incendios u otros accidentes y se pueden mover para colocarse en otros lugares. La comunicación a tierra en este caso se obtiene mediante una tubería submarina.

En las figuras 12, 13, 14, 15, 33, 34, 35 y 36 se muestran algunos ejemplos de muelles del tipo a), de la Fig.40 a la Fig.53 algunas instalaciones con muelles de los tipos b) y c) y en las figuras 54 a 57 tipos de estructuras de atraque alejadas de la costa.

Por lo que respecta al tipo de cimentación se debe elegir la construcción de algunos de los siguientes tipos de estructuras:

Estructuras masivas:-

Convenientes cuando el estrato resistente se encuentra cerca de la superficie del terreno; pueden estar constituidas de un muro de gravedad con material de relleno en el respaldo (Figs.12,13, 33, 34, 35 y 36), que deberá elegirse en tal forma que sea ligero y suficientemente resistente.

También se tienen estructuras masivas en las cuales, apoyadas sobre paredes de tablestaca se colocan rellenos de arena, grava, concreto --

pobre, etc. constituyéndose en esta forma muros (Fig.15) gaviones o recintos celulares (Figs.48, 49 y 53). Las características del terreno en cuando a su capacidad de carga y resistencia de fricción deberán ser satisfactorias durante y después de la construcción.

Razones definitivas que justifican la selección de estructuras masivas son el hecho de que se haga necesario ganar terreno sobre el que se construirán nuevas bodegas, para construir terminales de pasajeros, en diques o dársenas de maniobras artificiales, etc.

Estructuras sobre pilotes:

Son las adecuadas en el caso de tenerse un terreno de poca resistencia y un estrato resistente alejado de la superficie del terreno, o cuando se quiere absorber energía aprovechando la flexibilidad de la estructura (Figs. 14 y 40-54).

Diques de Alba.-

Son estructuras especialmente diseñadas para amarrar las embarcaciones o para recibir los impactos y absorber la energía de éstas. En el primer caso se dice que son de amarre y en el segundo de atraque. Los duques de alba de atraque protegen a la estructura principal que únicamente se diseñará por cargas verticales y sismo o empujes del terreno en su caso. Es conveniente construir estructuras bastante flexibles con pilotes verticales o estructuras rígidas (a base de pilotes inclinados o masivas), con un sistema de defensas muy efectivo para evitar la probabilidad de grandes impactos que con mucha frecuencia causan fallas considerables.

Estructuras sobre pilas.-

Son un caso intermedio de rigidez y en general también se utilizan en el caso de que el estrato resistente esté cercano.

Como punto de partida, deberán conocerse las características del suelo de cimentación, y de preferencia tenerse curvas de nivel de los estratos.

CIMENTACIONES DE PILOTES

Desde un punto de vista muy estricto, el análisis por cargas horizontales es el de una viga sobre apoyos elásticos, no obstante debido a la gran rigidez de la superestructura en comparación con la subestructura se procede en una forma más práctica.

En general las longitudes del muelle entre juntas de expansión son grandes y el impacto se distribuye en el número de marcos comprendidos en una expansión de 45° (fig.23).

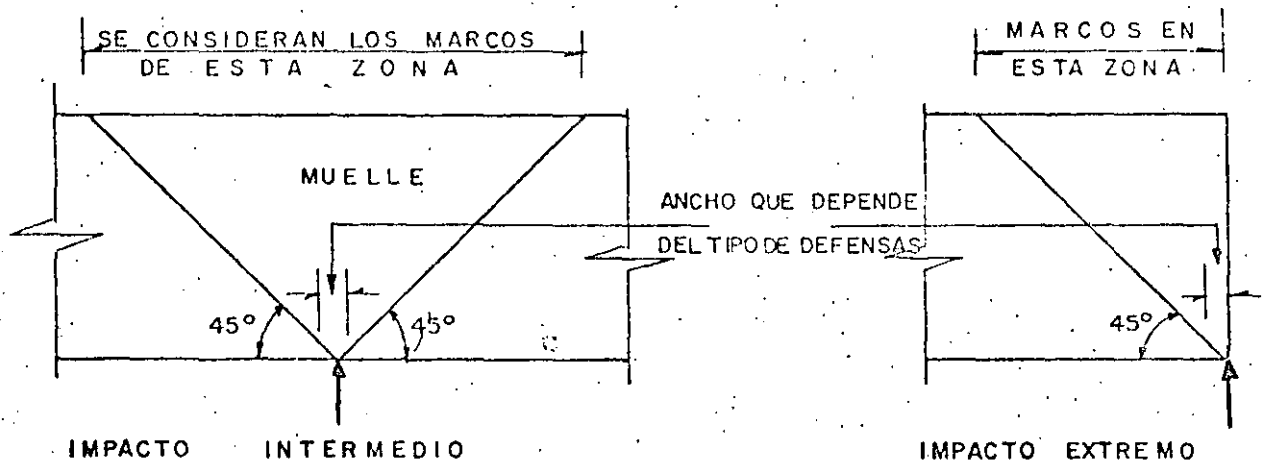


Fig. 23

Para el caso de estructuras de corta longitud debe tenerse especial atención en la tendencia al giro alrededor del centro de rigidez, a menos de que la carga se aplique en dicho punto.

En todos los casos los marcos extremos se encuentran en las condiciones más desfavorables, por lo que frecuentemente es conveniente colocar pilones inclinados.

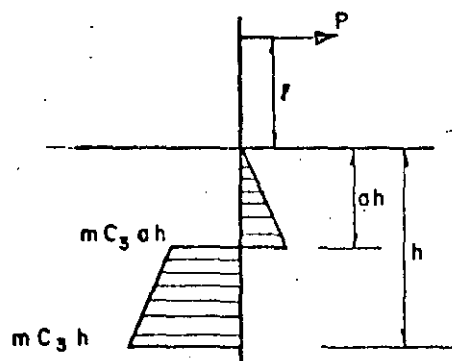
La deformación de los marcos está muy influenciada por la longitud de los pilotes y si estos solo son verticales, verticales e inclinados o

solo inclinados. La longitud no soportada se puede reducir colocando contraventeo transversalmente y longitudinalmente.

Cuando un impacto es soportado por un sistema de pilas o pilotes la energía al final es absorbida por el terreno. La resistencia de un pilote no es solamente debida a considerarlo como columna sino de la capacidad del terreno para tomar la carga.

En ocasiones se acepta el criterio de considerar para el punto virtual de fijación una profundidad 5 ft. en un buen terreno como arena, y de 10 ft. en terreno pobre como arcilla, limo, etc....

R. R. MiniKin realizó algunos experimentos con modelos para obtener datos respecto al comportamiento de pilotes verticales simples sujetos a fuerzas laterales. (Ref. 4). Como la mayoría de los suelos son comprensibles y de baja resistencia al cortante, la tendencia de un pilote sujeto a carga lateral será a desplazarse alrededor de un punto "o" a una profundidad ah abajo de la superficie. Sabemos que la resistencia pasiva de los suelos no se presenta hasta que existe movimiento y que el desplazamiento varía con la distancia a "o" por lo que la resistencia pasiva del suelo al principio del movimiento será menor a la dada por el siguiente diagrama (Fig.24).



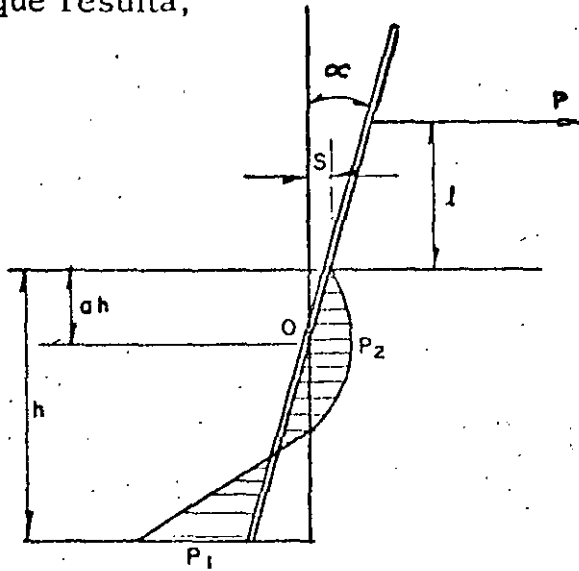
C_3 = EQUIVALENCIA HIDRÁULICA DEL TERRENO.

m = Coeficiente

Fig. 24

En suelos homogéneos de naturaleza suave se puede suponer que el pilote se conserva recto, y el desplazamiento a una profundidad x es $s(1 - \frac{x}{ah})$ en donde s es el desplazamiento en la superficie, con lo

que resulta,



$$a = \frac{4l + 3h}{6l + 4h}$$

$$n = (2l/h + 1)$$

$$P_1 = 6 \frac{Pn}{hd}$$

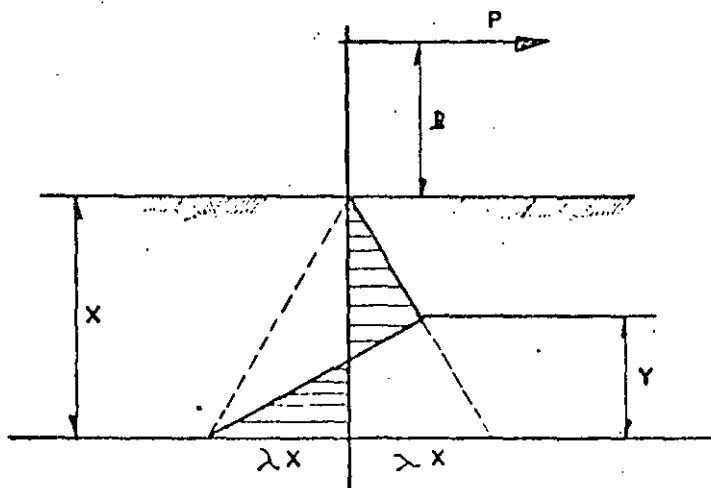
$$P_2 = \frac{a}{4(1-a)} P_1 \quad (13)$$

Fig. 25

Los coeficientes de pilotes aislados son mayores que para una pared y se encontró en las pruebas para arena de 2.3 a 3.4 veces, y para arena y arcilla minada de 1.3 a 1.7 esto es debido a que los planos de falla por cortante son en abanico aproximadamente a 45°.

Según las experiencias, el pilote no recobra su posición original cuando la deformación en la superficie del terreno es $0.3 ah \operatorname{sen} \alpha$ y se puede considerar esta como deformación crítica. Trazando el diagrama de momentos flexionantes se puede notar que el punto virtual de fijación se encuentra aproximadamente a una profundidad $0.3 ah$.

Se puede notar a partir de este estudio, que un diagrama de presiones simplificado y del lado de la seguridad es el lineal de la Fig.26.



$$\lambda^2 x^4 - 8 P \lambda x^2 - 12 P B \lambda x - 4 P^2 = 0$$

$$Y = \frac{1/2 \lambda x^2 - P}{\lambda x} \quad (14)$$

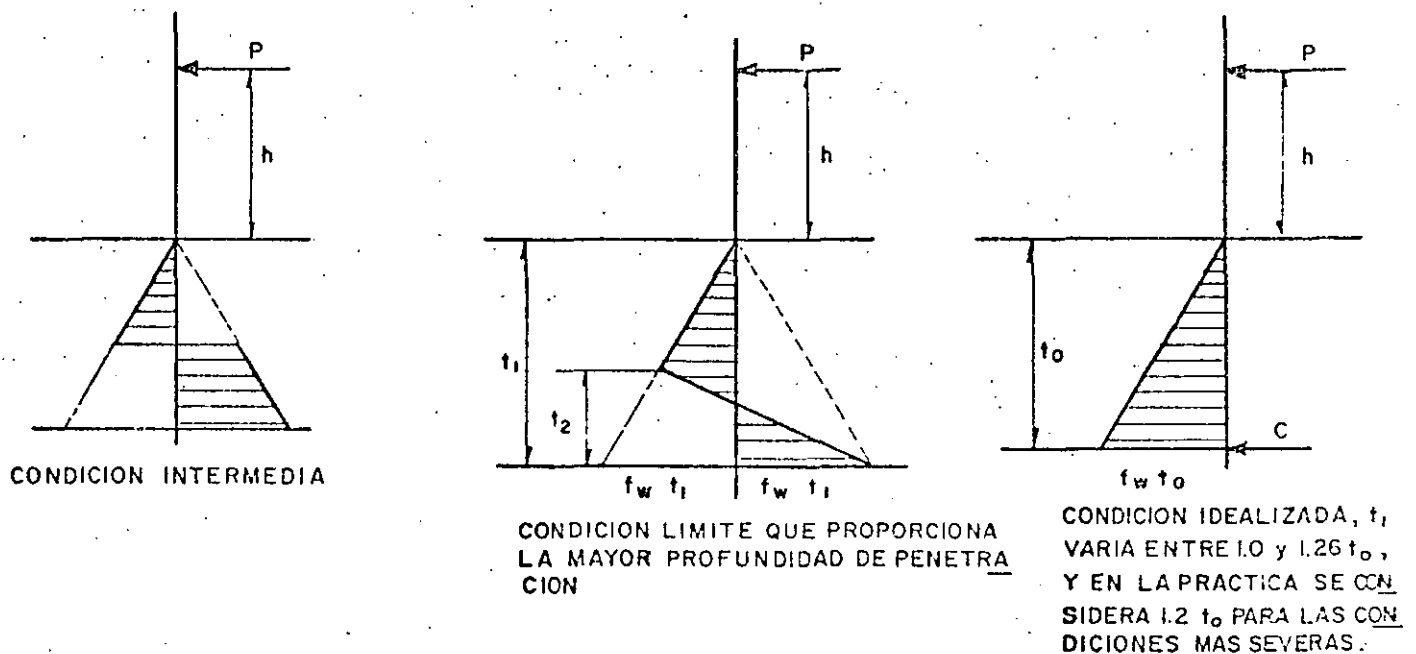
Fig. 26

Si el terreno no es suave, el pilote no permanece recto y su deformación está dada por $(1 - x/h)^2 s$. El punto fijo "o" es el extremo inferior.

Existen algunos otros desarrollos teóricos de este problema suponiendo cimentación elástica tales como el de HopKins.

Se puede también proceder haciendo una prueba de medición de deformaciones con strain gauges o bien llevando un registro de cargas aplicadas con gatos hidráulicos y deformaciones leídas en extensómetros.

En especial para el caso del diseño de duques de alba, el Dr. Blum propone el siguiente procedimiento:



Distribución de Presiones.

Fig. 27

Tomando equilibrio de momentos respecto al extremo inferior en el 2o. y 3er diagrama, suma de fuerzas igual a cero en el 2o. diagrama y haciendo

$$\alpha_1 = \frac{h}{t_1} \qquad \alpha_0 = \frac{h}{t_0}$$

se obtuvo sin tomar en cuenta las cuñas laterales (Fig.27)

α_1	0.250	0.500	0.750	1.000	2.000
α_0	0.300	0.606	0.916	1.227	2.400
$\frac{\alpha_0}{\alpha_1} = \frac{t_1}{t_0}$	1.200	1.212	1.221	1.227	1.240

por lo que aparece apropiado tomar

$$\frac{t_1}{t_0} = 1.20 \qquad (15)$$

Se puede demostrar experimentalmente que pueden considerarse cuñas laterales en la siguiente forma (Fig.28).

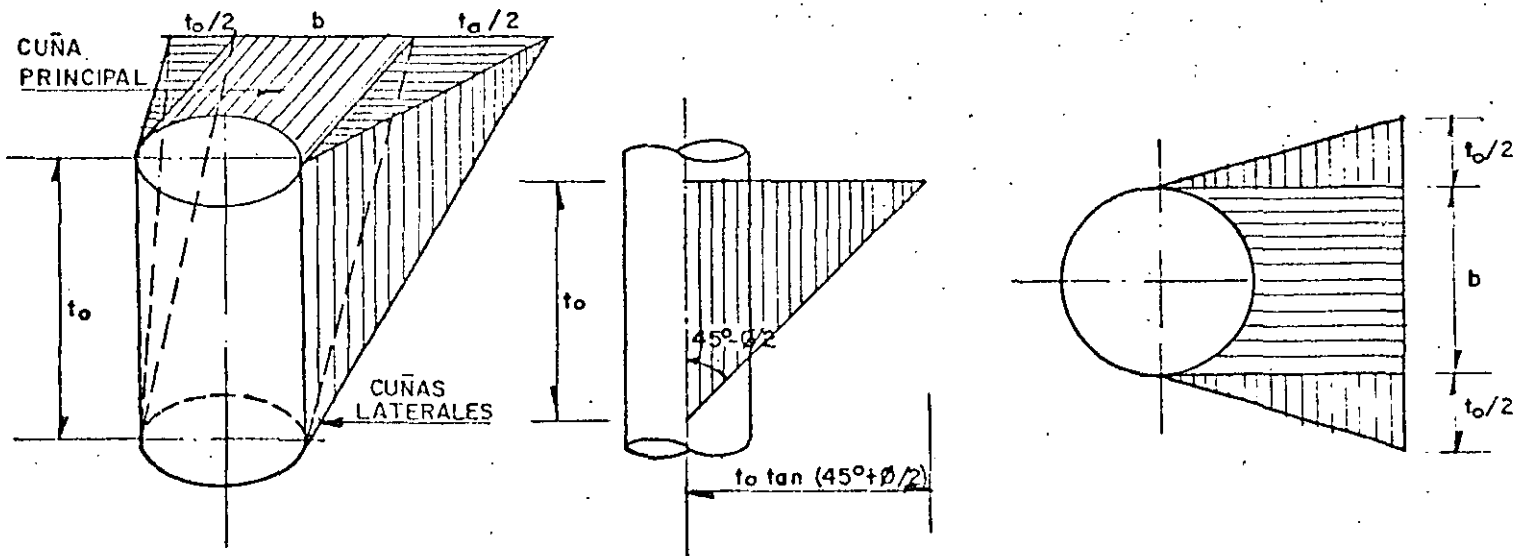


Fig. 28

Con lo que se obtienen los siguientes diagramas:

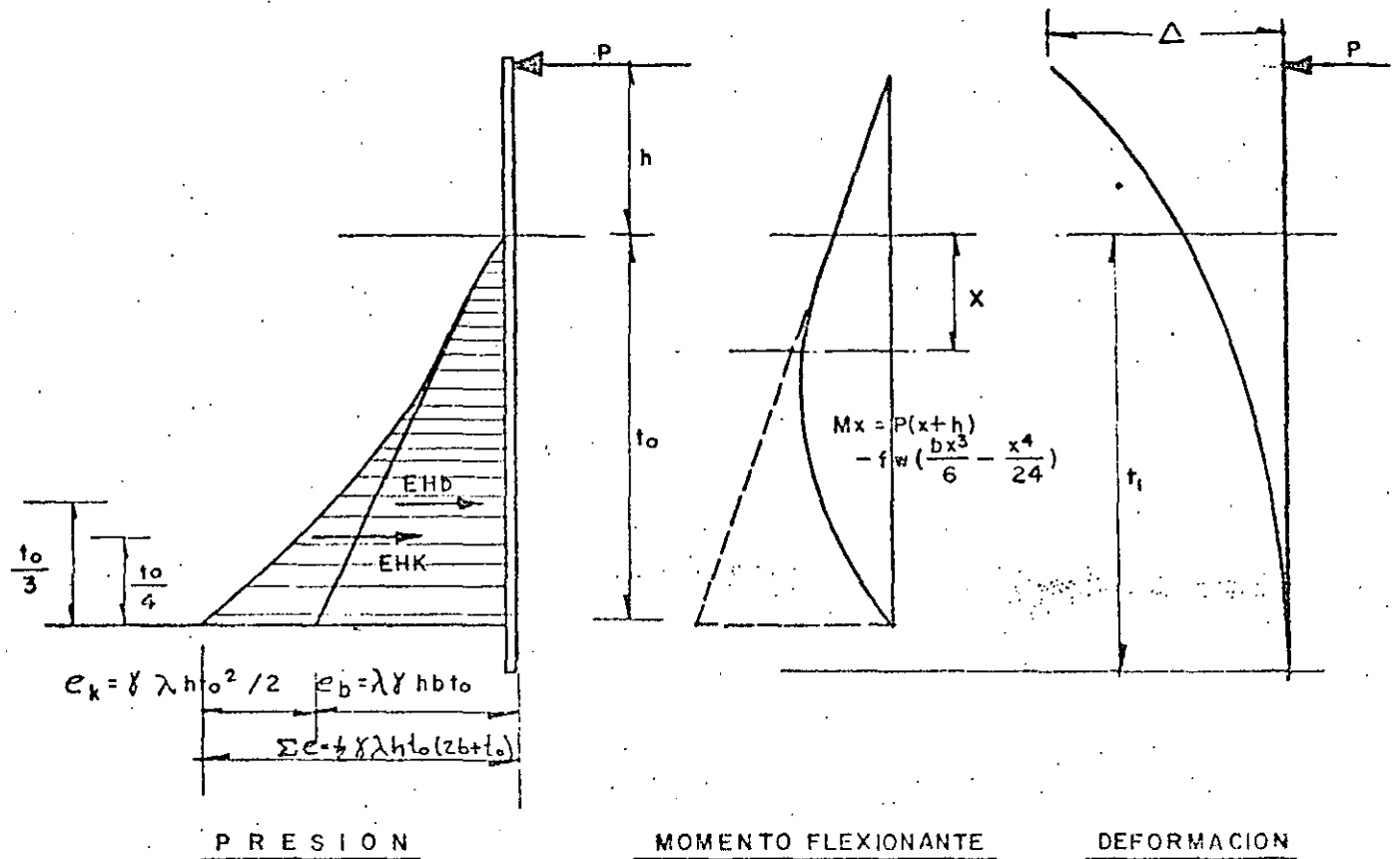


Fig. 29

Se ha supuesto que la resistencia ofrecida por el terreno actúa paralela a la superficie; es decir, el ángulo de fricción entre suelo y pilote es cero. En realidad, sin embargo, la línea de acción de esta resistencia está inclinada con respecto a la horizontal un ángulo δ , principalmente en materiales como arena. Algunos experimentos indican que este ángulo depende del de fricción interna y su valor está entre $1/3$ y $2/3$. Así, sobre el pilote actuarán verticalmente el peso de la estructura, el peso del relleno en el caso de que sea hueco y las fricciones indicadas en la Fig. (30).

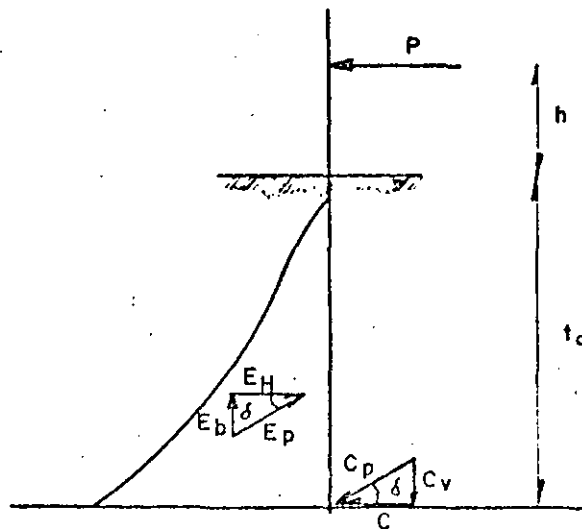


Fig. 30

Si existe la posibilidad de realizar pruebas de campo sobre dos pilotes de prueba separados o que formarían parte de la misma estructura, cargándolos lateralmente hasta llegar a mover el terreno, se obtienen los valores de la carga P y la deformación Δ , con lo que pueden obtenerse las características promedio del terreno de cimentación para posteriormente procederse al diseño. El factor de seguridad en duques de alba es bajo, y puede hacerse trabajar los pilotes con 0.9 de la carga de falla.

Las cargas verticales actuando en la estructura se pueden distribuir sobre los pilotes utilizando la fórmula de la escuadria, pudiéndose utilizar para la resistencia la siguiente expresión:

$$R = 2W = \frac{u W_l h_l}{S + q \tan \phi} \quad (16)$$

en donde:

R = Resistencia última del terreno a penetración (ton)

W = Carga de seguridad (ton)

W_l = Peso del martillo (ton)

h = Altura de caída (in)

s = Hincado permanente (in)

u = Proporción efectiva de energía de hincado

$$= \left(0.3 + \frac{W_i}{SP} \right)$$

$$q = \left(\frac{mp}{l} + \frac{L}{n} \right)$$

n = 200 para arcillas suaves y medias

100 para arcillas duras, arenas compactas y gravas

ϕ = Angulo de fricción interna virtual del terreno

l = Longitud hincada del pilote (ft)

L = Longitud total del pilote (ft)

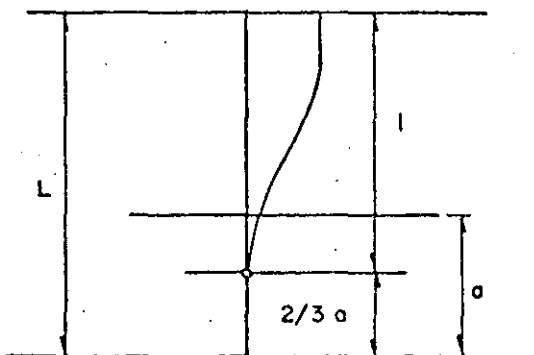
p = Perímetro del pilote

P = Peso del pilote

Angulo de reposo	20°	25°	30°	35°	40°	45°
Valores de m	32	2.8	2.5	2.0	1.7	1.5

El diseño deberá hacerse considerando a los pilotes como columnas sujetas a flexo-compresión o flexo-tensión.

En la Ref. 1, se dá como un buen criterio para analizar pilotes -- verticales en terreno firme el siguiente:



L = Longitud total del pilote.

l = Longitud libre

Fig. 31

En la ref. 3 se dice:

Para pilotes de punta tórnese la longitud entre el cabezal y en punto de apoyo en el terreno.

Para pilotes de fricción la posición de la articulación inferior depende de la resistencia encontrada. Para resistencia uniforme de fricción puede mostrarse que la longitud de un pilote por fricción es 2/3 de la total.

El punto de fijación en el caso de pilotes hincados en un material firme estará entre el fondo y a una distancia de 1/3 de la longitud hincada.

En el caso de un pilote hincado en un material uniforme que ofrece resistencia por fricción a cargas verticales y resistencia lateral a la componente horizontal de la carga aplicada, la longitud efectiva, es decir la longitud a la articulación inferior, puede no coincidir con la longitud al punto de fijación L_r que Cummings ha obtenido como:

$$L_r = \sqrt[5]{\frac{216 E I N}{\gamma}} \quad (17)$$

N - Coeficiente no dimensional para el cual él sugirió 0.005 para arena muy densa. Para este módulo de elasticidad lateral Tcheboteriof recomienda un valor entre 0.003 y 0.0003

γ - Densidad del suelo

E - Módulo de elasticidad del pilote

I - Momento de inercia del pilote

Quinn recomienda varios valores de la longitud crítica de diseño en función del terreno de cimentación (Ref.5)

Es un hecho conocido que cuando se está hincando un pilote y pasa

a través de un estrato suave hacia y penetrando a otro más duro y más compacto, la presión en la punta se incrementa en proporción a la mayor resistencia al cortante del nuevo material penetrado, o en otra forma, pasando de un estrato firme a otro más suave se disminuye la resistencia. Se puede observar que la resistencia total al hincado está gobernada en general por el monto de resistencia en la punta más bien que por la fricción en la superficie del pilote siempre y cuando éste se encuentra en movimiento. Así si un pilote atraviesa varios estratos de diferentes características, el estrato en el cual se apoya la punta tiene la mayor influencia sobre su capacidad. En arcillas minadas se observa frecuentemente que no hay incremento en resistencia después de considerable penetración. Esto es debido a que la expulsión del agua de poro forma una película en la superficie del pilote y que el modulamiento temporal del terreno hueco rodeando el pilote se conserva por la presión hidráulica ocasionada en el hincado. Después de algún período de suspender el hincado en este tipo de arcilla, frecuentemente se cierra sobre el pilote, así que al comenzar nuevamente el hincado mostrará resistencia adicional.

En pruebas sobre pilotes inclinados se llegó a las siguientes cargas de falla (Fig. 32)

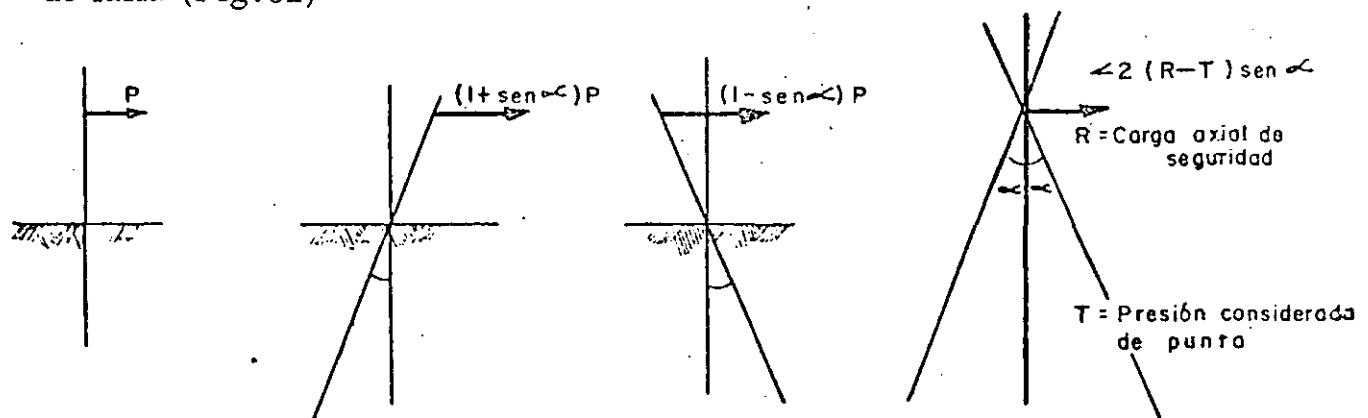


Fig. 32

El diseño de la cubierta o superestructura, dependerá de su tipo, pero en general debido a su gran rigidez en comparación a la subestructura, se podrán considerar vigas continuas.

No debemos olvidar considerar los efectos del sismo en zonas donde se presente, muy comunes en México.

DUQUES DE ALBA

Los factores principales por considerarse son: La elasticidad del terreno, la capacidad del terreno, la elasticidad de la estructura sujeta al impacto de las embarcaciones y el peso propio de la estructura.

Un duque de alba cimentado sobre pilotes puede estar constituido de uno o varios de éstos.

Tal como antes se dijo se puede aproximadamente considerar el punto de fijación localizado 0.3 ah bajo el nivel del terreno o bien obtenerse con alguno de los otros procedimientos.

Cuando se tiene un solo pilote éste actúa como cantiliver resorteando para tomar fuerza horizontal debido al impacto de la embarcación. Si dicha fuerza es P y la longitud del cantiliver l, la deformación máxima será $\Delta = P l^3 / 3 E I$, y el trabajo hecho por la fuerza sobre el pilote $\Delta P / 2$. Si la energía de la embarcación es $w v^2 / 2 g$, solo se transmitirá al duque de alba una fracción $x = \eta \frac{w v^2}{2 g}$, y en esta forma,

$$\frac{\Delta P}{2} = x = \frac{P^2 l^3}{6 E I} \quad (18)$$

Si se tienen varios pilotes unidos a un cabezal rígido

$$\Delta = \frac{P l_i^3}{12 E I}$$

Se obtiene sobre el pilote i un momento M_i dado por la expresión

$$M_i = n k_i^2 \frac{\sqrt{x}}{\sqrt{\sum k_i^3}}$$

$$k_i = \frac{I}{l_i^3}, \quad n = \sqrt{6 E}$$

Desde luego los esfuerzos se reducen enormemente haciendo uso de defensas que pueden ser almohadas de cables, resortes, piezas de hule, — madera, pilotes de madera o una combinación de éstos.

Solamente en casos muy raros, un barco navegando golpea a un muelle o duque de alba en tal dirección que transmita el total de su energía cinética y aún entonces se pierde un porcentaje apreciable por impacto. La longitud hincada del pilote está sostenida elásticamente en el terreno, lo cual dentro de ciertos límites contribuye en su parte a la deformación reduciendo la intensidad del impacto del choque.

Frecuentemente esfuerzos estructurales calculados cuidadosamente no tendrán validez con un diseño no juicioso de las defensas. Es particularmente peligroso asegurar tramos de hule pesados y de extremos angulosos a las defensas puesto que ponen en peligro su funcionamiento. Para tomar el primer impacto es conveniente utilizar espirales de cable pesadas o madejas de cable viejo suspendidas.

El barco pega oblicuo y no centrado, por lo que hay otra absorción de energía debido al giro alrededor del centro de rigidez que da un factor de seguridad adicional al no considerarse. Recuérdese que el coeficiente de fricción puede considerarse de 0.5. El Dr. Blum recomienda por economía duques de alba lo más flexibles posibles para poder absorber energía con la mayor deformación posible y en consecuencia con la menor fuerza. En una forma muy amplia estudia las secciones más convenientes y económicas, y recomienda especialmente las secciones en cajón o en caso de no ser muy costosos, tubos huecos. En general este tipo de pilotes no llevarán contraventeo y éste solo se pondrá en el cabezal.

Las estructuras de madera fueron muy usadas con muy buena efectividad. Siempre son rígidas contraventeadas a diferencia de las de acero que en dicho caso tienen un costo inicial elevado y requieren un sistema de defensas muy efectivo que si falla hace fallar a la totalidad de la estructura. No obstante, un duque de alba flexible de acero en general es superior en costo y vida útil a uno de madera. Desde luego es necesario colocar piezas de madera entre los pilotes como defensas.

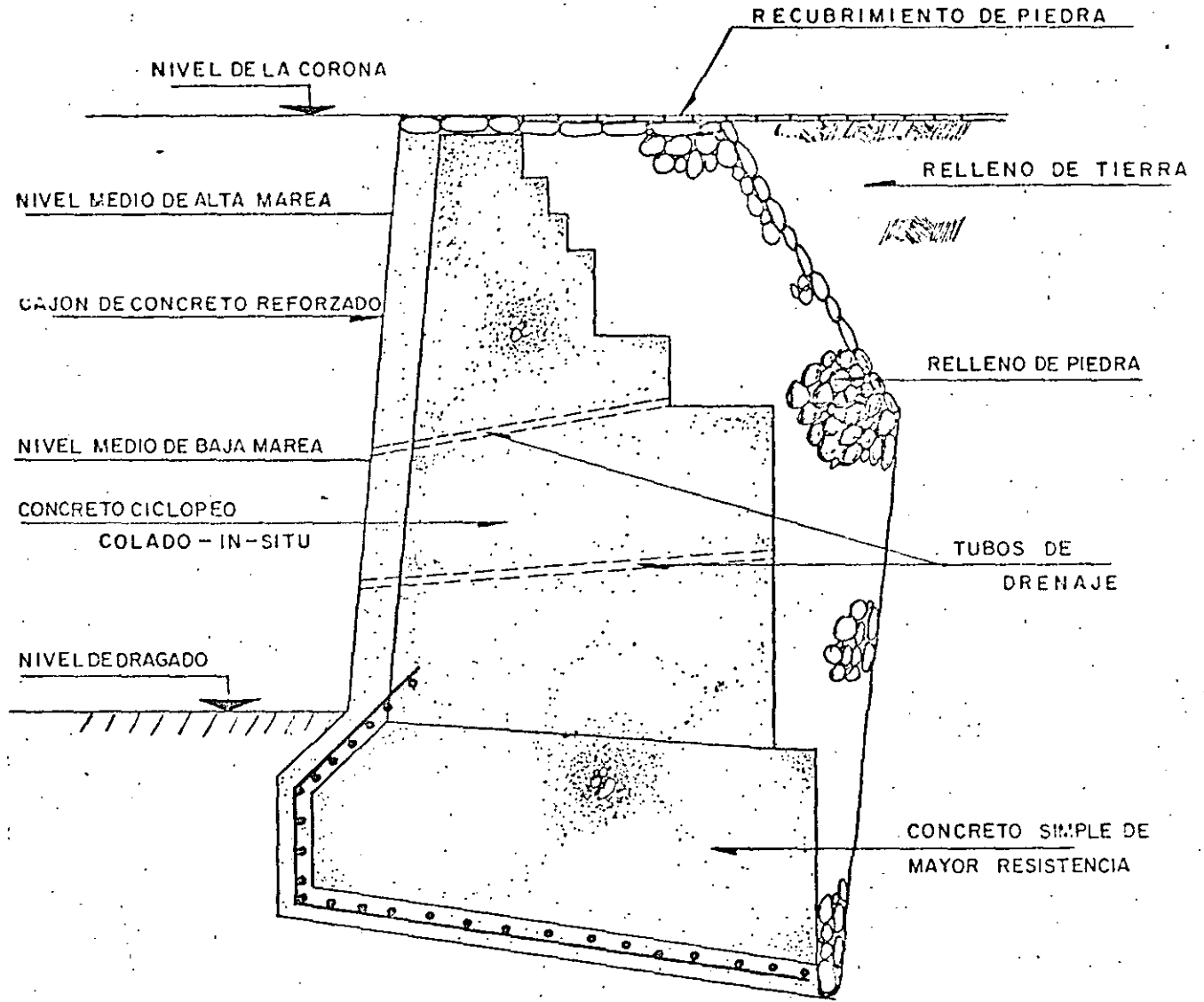
En México la madera y principalmente el acero son materiales -- más caros que el concreto en general, y la corrosión en el acero es muy considerable. Siempre y cuando la posibilidad de daño local se reduzca con defensas eficientes y se evite la formación de grietas á través de las cuales el agua de mar destruya el acero de refuerzo, no hay razón por la cual -- una estructura de concreto no pueda ser hecha bastante elástica y flexible.

Existen desarrollos para demostrar que es más efectivo absorber -- energía con pilotes inclinados que se deforman longitudinalmente que con pilotes verticales y contraventeo superior, lo cual no siempre está de -- acuerdo con los resultados de la práctica.

MUROS DE GRAVEDAD

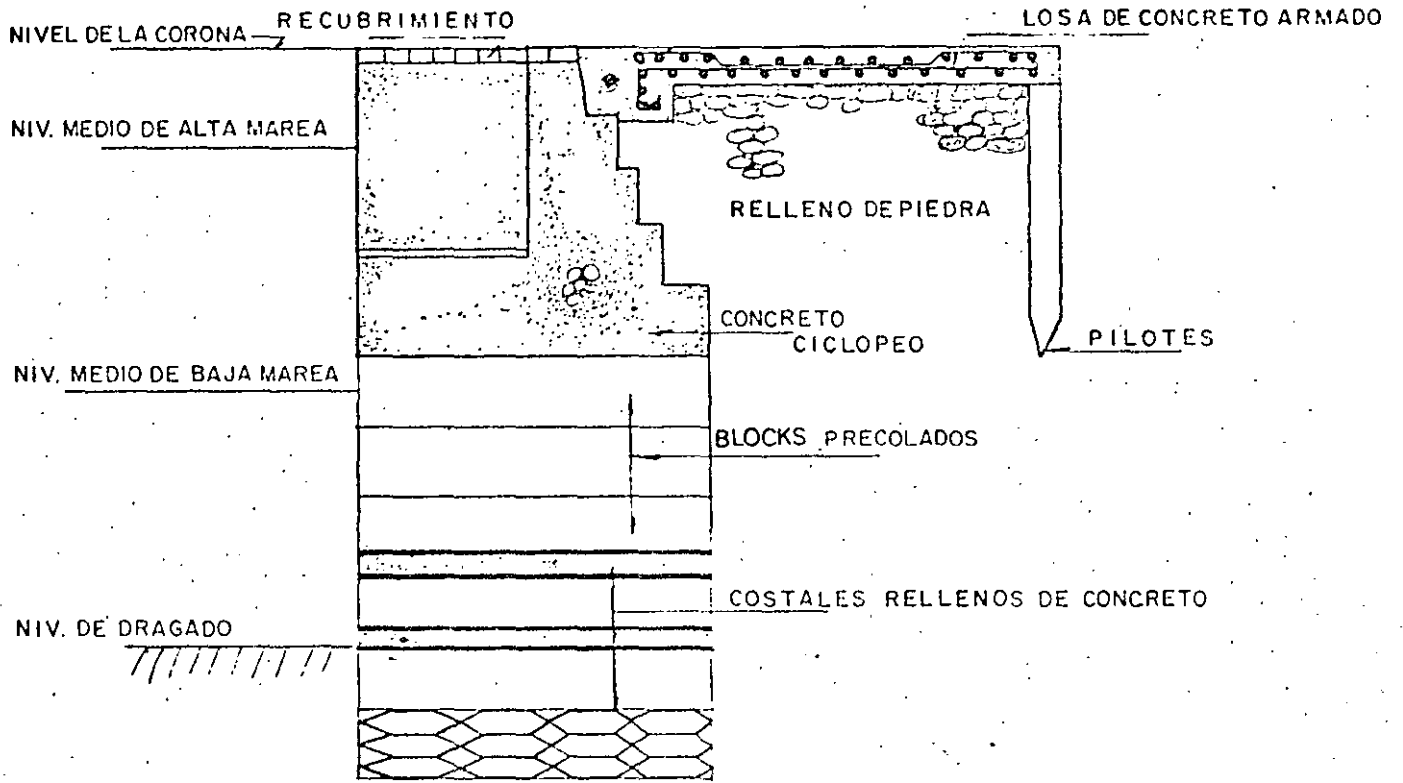
Su análisis es ya bien conocido, y consiste en suponer secciones y revisar el equilibrio en diferentes niveles que debe resultar con un factor de seguridad adecuado, así como aplicar la fórmula de la escuadría y -- obtener esfuerzos máximos que no deben exceder los permisibles de los materiales. Se considerarán cargas verticales muertas y vivas, empujes del terreno, presión hidrostática y la flotación o subpresión de los elementos que se encuentren sumergidos.

La forma de construir el muro de concreto salvo en algunas excepciones es a base de bloques de diferentes formas, colocados en hileras - horizontales y en ocasiones en planos inclinados. En otros casos se utilizan grandes cilindros de concreto o cajones colocados por secciones que se hincarán al excavar el material del centro y cargarse, rellenándose posteriormente. En las Figs. 12, 13, 33, 34, 35 y 36 se muestran algunos ejemplos de muros de gravedad.

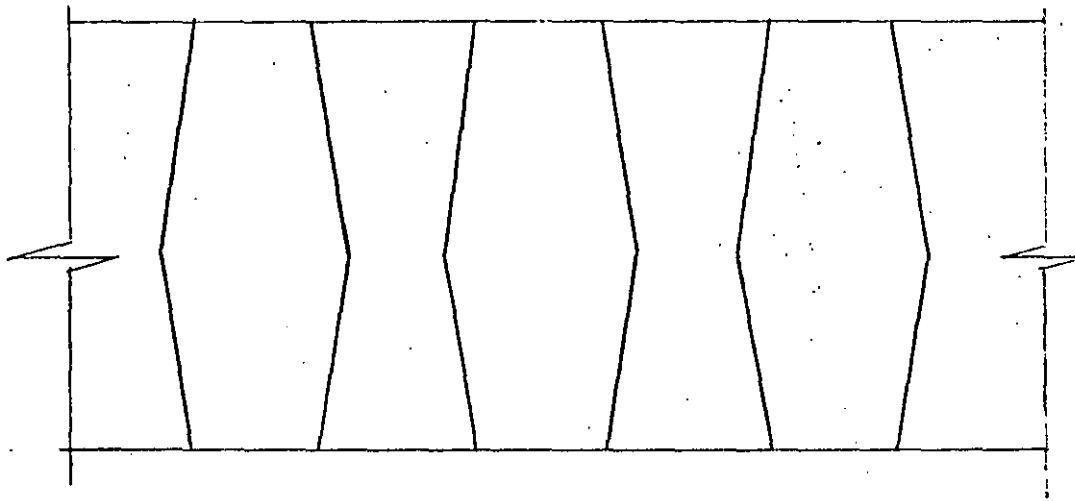


SECCION TRANSVERSAL

Fig. 33

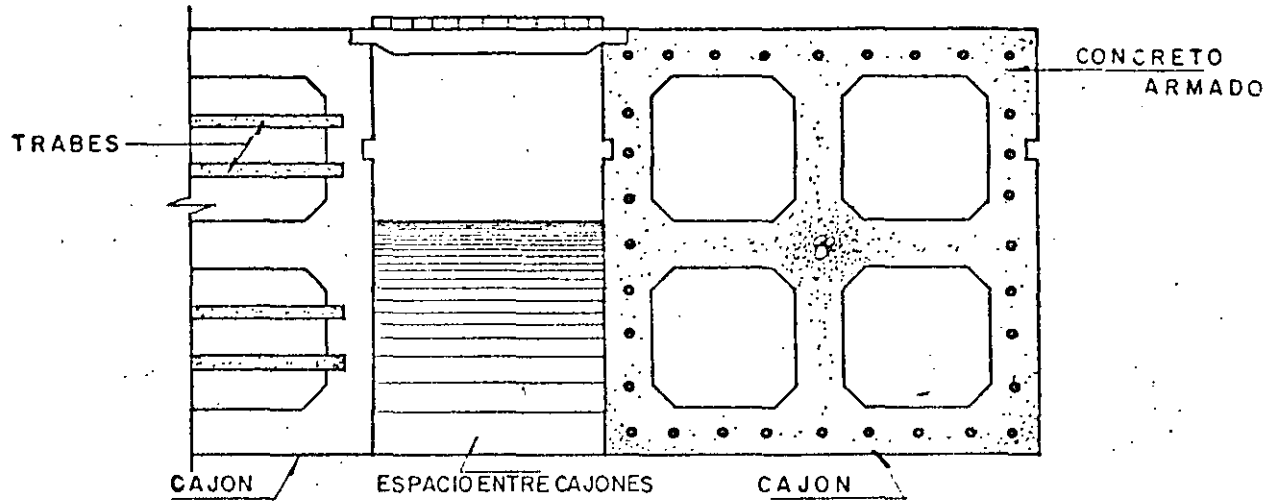


SECCION TRANSVERSAL

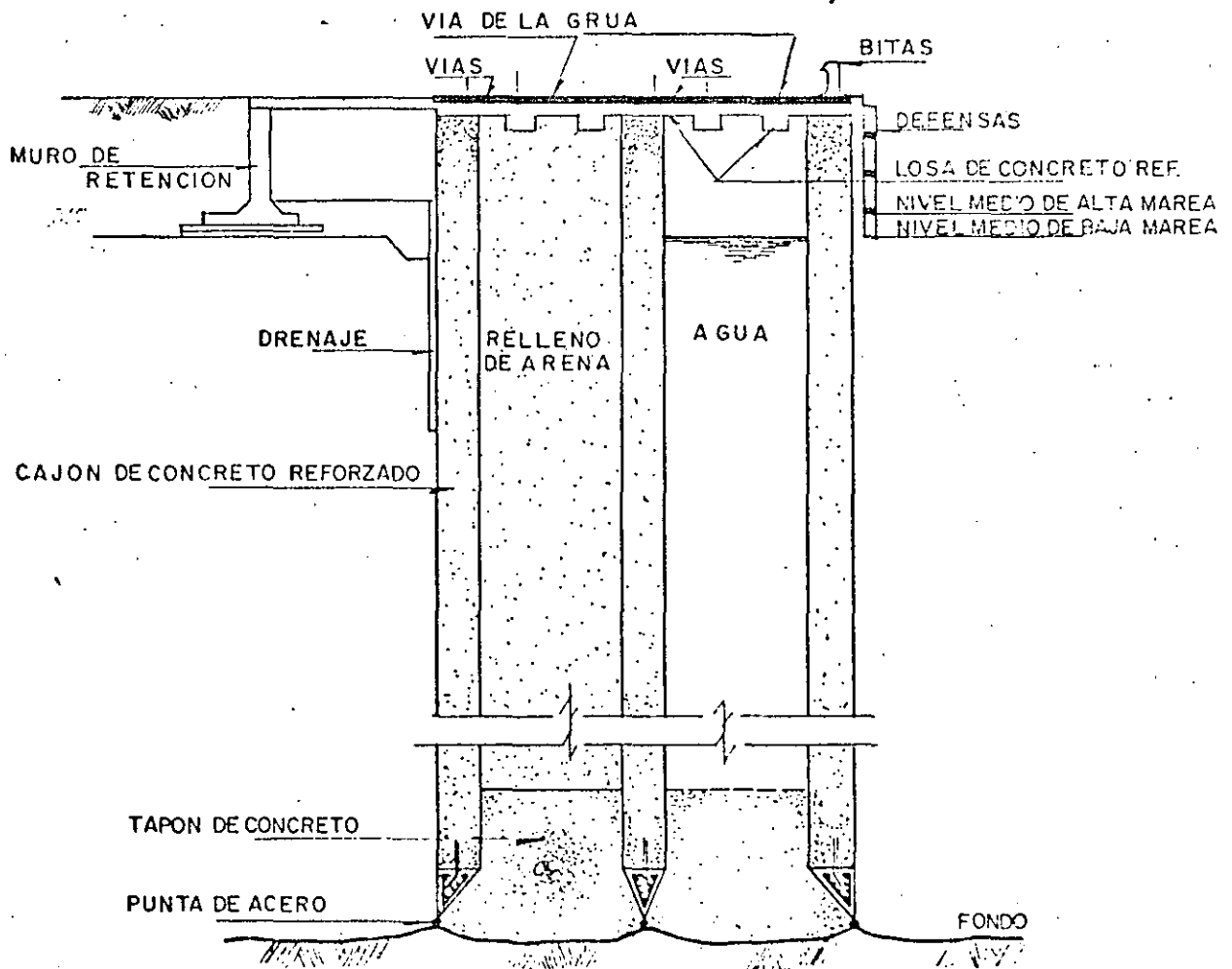


PLANTA DE BLOCKS

Fig. 34

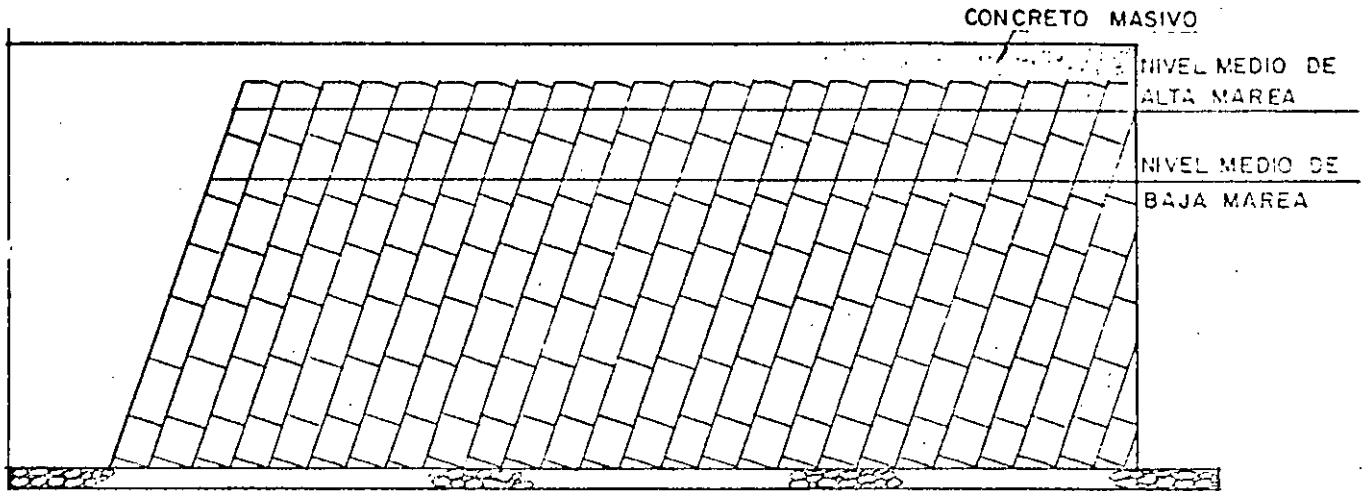


P L A N T A

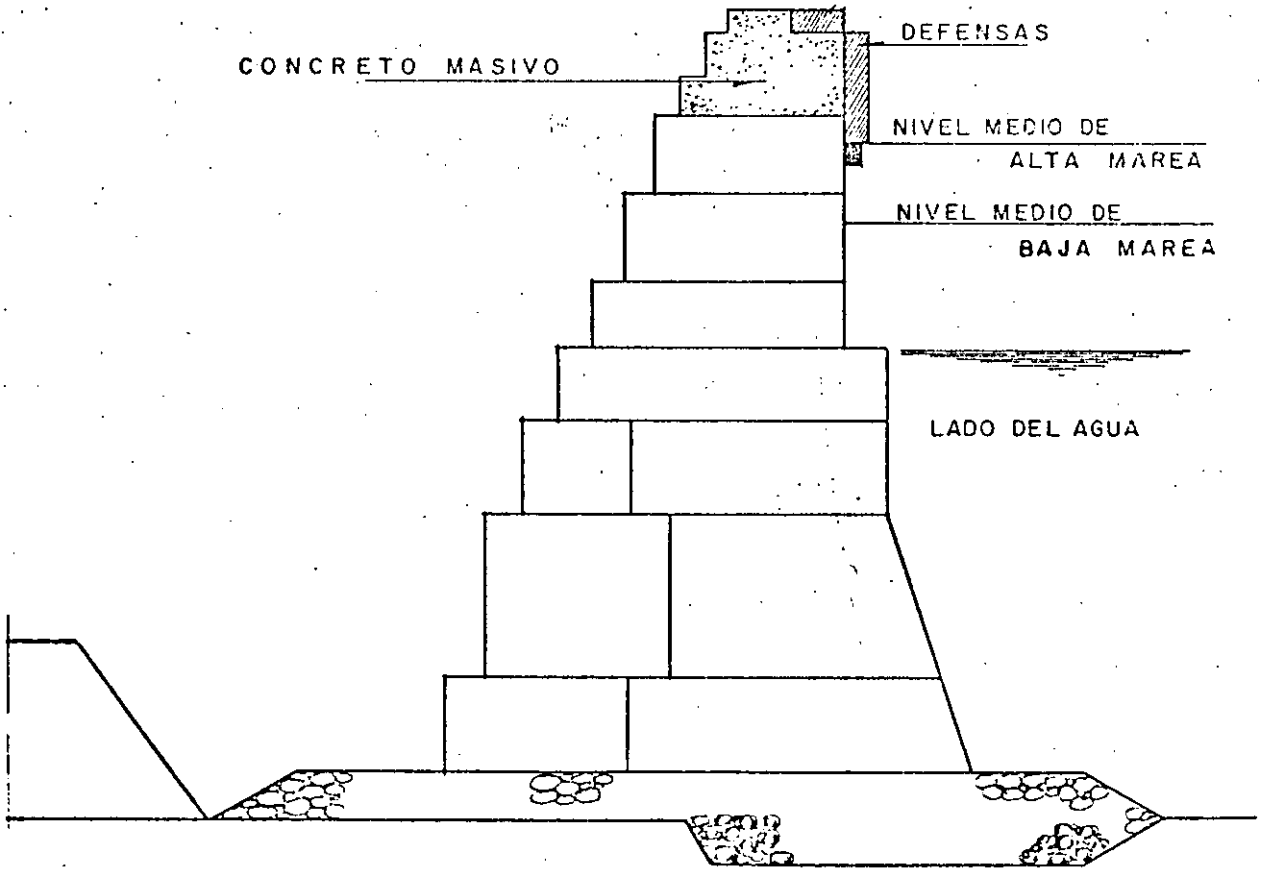


SECCION TRANSVERSAL

Fig.35



SECCION LONGITUDINAL



SECCION TRANSVERSAL

Fig. 36

El primer paso a seguir para calcular una pared de tablestaca es obtener las presiones horizontales que actúan sobre ella. Para suelos granulares y no cohesivos estas presiones se obtienen multiplicando la presión vertical por coeficientes de presión activa o pasiva. La presión total es la diferencia de estas dos. Para suelos cohesivos las gráficas son también líneas rectas pero con ordenadas al origen o presiones adicionales debidas a la cohesión, (Véase la siguiente Tabla).

FORMULAS Y VALORES DE PRESIONES EN EL TERRENO

		RANKINE	COULOMB	BELL	JENKIN
Tipo de suelo		Granular	Granular	Cohesivo	Sin cohesión granular
SUPERFICIE SUPERIOR A NIVEL	Presión activa horizontal a una profundidad h.	$W_h \left(\frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} \right)$	$W_h \tan^2(45^\circ - \phi/2)$	$W_h \tan^2(45^\circ - \phi/2) - 2C \tan(45^\circ - \phi/2)$	Valores Tabulados
	Resistencia horizontal pasiva máxima a una profundidad d.	$W_d \left(\frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \right)$	$W_d \tan^2(45^\circ + \phi/2)$	$W_d \tan^2(45^\circ + \phi/2) + 2C \tan(45^\circ + \phi/2)$	
	Resistencia vertical pasiva máxima a presión hacia abajo en una profundidad d	$W_d \left(\frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \right)$	$W_d \tan^4(45^\circ + \phi/2)$	$W_d \tan^4(45^\circ + \phi/2) + 2C \tan^3(45^\circ + \phi/2) + 2C \tan(45^\circ + \phi/2)$	
SUPERFICIE INCLINADA	Presión activa a una profundidad h con ángulo de sobrecarga $i = \phi$	$W_h q \left(\frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} \right)$	SE USA COMUNMENTE METODO GRAFICO.		
	Resistencia pasiva máxima a una profundidad d	METODO GRAFICO	SE USA COMUNMENTE METODO GRAFICO.		Valores Graficados

Al pasar de un estrato a otro de diferente ángulo de fricción interna ϕ se presenta un cambio brusco en las presiones, y si cambia el peso específico se obtiene un cambio de pendiente. Debido a la fricción se presenta un incremento de presión pasiva en tal forma que la obtenida con la fórmula de Rankine debe multiplicarse por un coeficiente M que es función de ϕ (Ref.2)

Al no tomar en cuenta la fricción y suponer una distribución lineal de presiones se está del lado de la seguridad dando un margen adicional para otros datos aproximados. En otros casos es común considerar -- $M = 1.5$.

De acuerdo con las fórmulas de Rankine y para que exista equilibrio los diagramas de presiones son del tipo que se indica en la Fig.37.

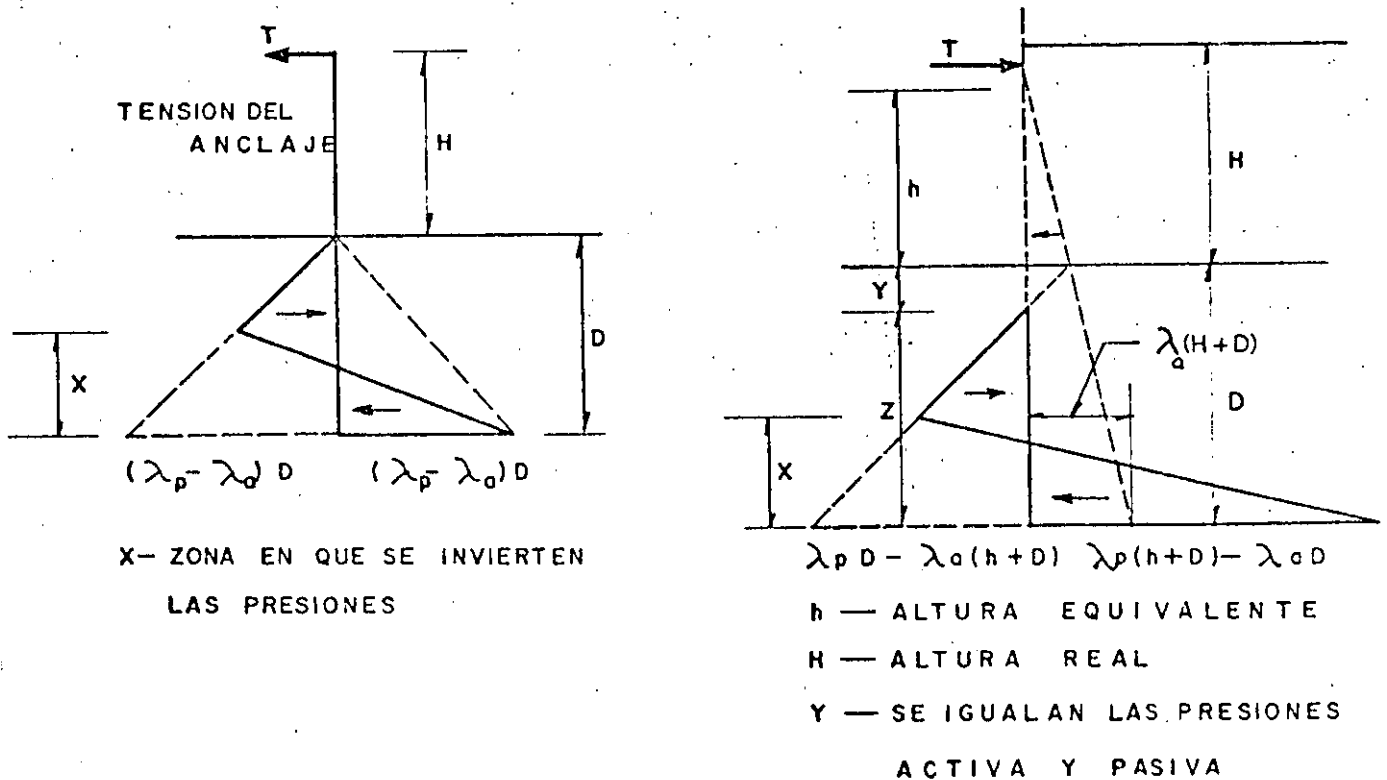


Fig. 37

En general también deberá considerarse la presión resultante debido a la diferencia de niveles del agua del lado de tierra y del lado de agua.

Obtenido el diagrama de presiones, una manera muy práctica de proceder es utilizando el procedimiento gráfico del Dr. Blum.

Como antes dijimos para desarrollar la resistencia pasiva debe haber movimiento y, puesto que dicho movimiento en el frente del muro será mayor al aumentar la flexibilidad habrá diferencia entre la distribución triangular de la resistencia generalmente considerada y la que realmente se desarrolla en el terreno que serán función del módulo de elasticidad del suelo y las propiedades del muro. Puesto que el módulo de elasticidad del suelo es raras veces conocido y no constante para un suelo dado, en la etapa presente de nuestro conocimiento no es muy útil tratar de predecir las variaciones de la reacción del suelo.

La consideración usual de distribución triangular de presiones ignorando propiedades cohesivas del suelo está probablemente del lado de la seguridad si el suelo es cohesivo, pero si no se conoce esto en la condición de carga más seria, se sugiere que la resistencia pasiva se considere comenzando 1ft. ó 2ft. abajo de la superficie del terreno, como una tolerancia tosca contra erosión y grandes esfuerzos en el terreno cerca de la superficie.

Obtenido el diagrama de presiones, se divide en áreas convenientes tales como a b c etc., numerándose las secciones a partir de la parte superior 1, 2,, y calculándose la fuerza sobre la tablestaca en cada una de las áreas. Se trazan líneas horizontales por los centroides y sobre ellas se marcan las fuerzas respectivas. Se traza el polígono de fuerzas horizontales a una escala adecuada con un polo centrado después de -

seleccionar la distancia polar y se obtienen los rayos polares. El diagrama de presiones activas puede tener diferente escala que el de las pasivas y dibujarse en diferentes lugares. Se puede así trazar el polígono funicular de momento flexionante que tendrá una línea base uniendo el punto de anclaje y el extremo inferior de la tablestaca. Habrá entre estos puntos otra ordenada cero, el punto de inflexión, arriba del cual el momento flexionante es positivo y abajo negativo. Se repite el mismo proceso trazando el polígono de fuerzas para el diagrama de momentos flexionantes, y el polígono funicular con la fuerza en el extremo inferior, vertical (fig.38). Este diagrama corta el eje $A B_2$ en D abajo del anclaje C , esto indica que se requiere algo más de penetración si la línea hubiera cortado el eje arriba de C o no lo cortara entonces se requeriría menos penetración, la línea punteada sobre el polígono de momento flexionante muestra el efecto de penetración adicional. El momento positivo disminuye y el negativo aumenta, el punto de inflexión sube y la tensión en el anclaje disminuye.

El ingeniero por consiguiente dará consideración a dos soluciones: Tablestaca ligera hincada una longitud suficiente para obtener empotramiento, o sección pesada únicamente hincada para obtener fijación parcial. Generalmente este no es un argumento para decir que el factor de seguridad es mayor en el primer caso y permitir sobrecarga, puesto que el factor gobernante es el del anclaje. Teóricamente el factor de seguridad del terreno es 1 y el anclaje tiene uno mayor.

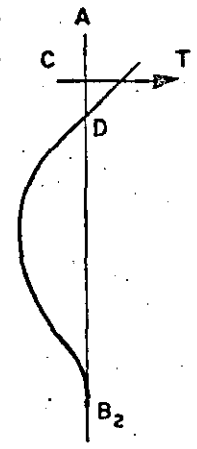
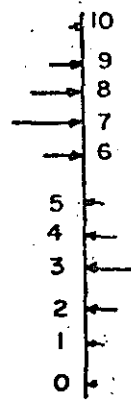
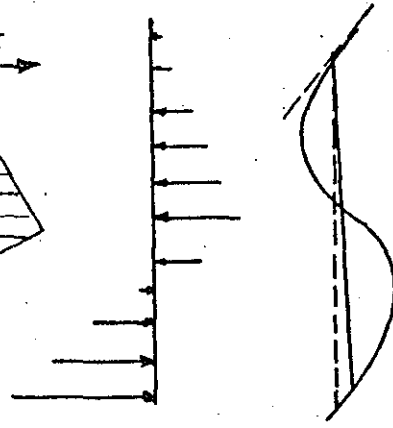
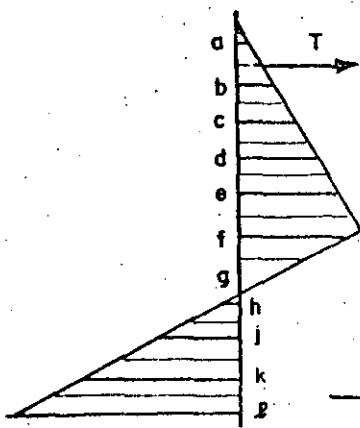
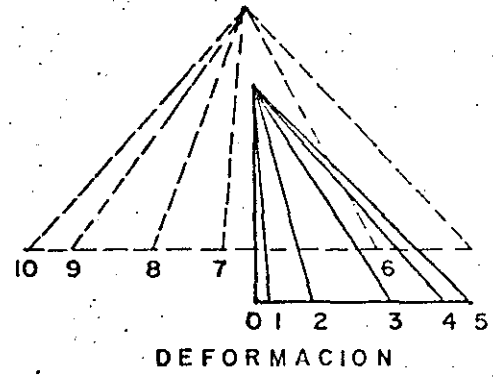
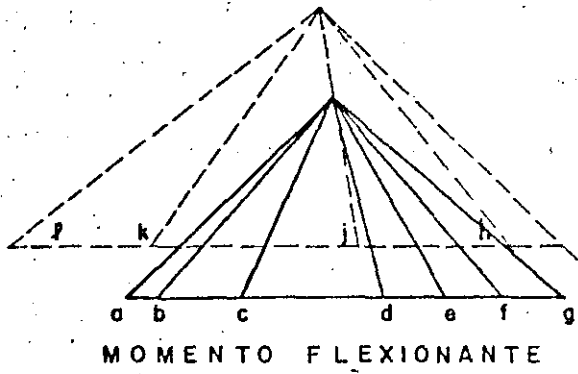


Fig. 38

Otra manera de proceder.-

Donde la curva del polígono de momento flexionante corta la horizontal del anclaje en F (Fig.39), se traza una línea tangente a la curva en algún punto G, una línea horizontal a través de G corta a la línea de la tablestaca en B. Entonces EB es la profundidad de penetración para soporte libre. Una línea trazada paralelamente a F G en el diagrama polar al cortar a la base nos dará la tensión en el anclaje. La línea F G es la base del diagrama de momentos flexionantes para esta condición, y el momento flexionante máximo puede obtenerse a escala. La escala para medir la ordenada es:

$$P \times S \times F = \text{Momento}$$

$$P = \text{Distancia polar}$$

$$S = \text{Escala lineal}$$

$$F = \text{Escala de fuerzas}$$

La otra condición de soporte fijo en el extremo significa una reducción del momento flexionante máximo, una reducción de la tensión en el anclaje pero un aumento en la penetración. De acuerdo con expedientes matemáticos podemos con buena aproximación obtener la base del polígono funicular para condición de extremo libre. Con la inversión de los momentos flexionantes de positivo a negativo existe una condición gobernante que es que la suma de los momentos alrededor de un punto fijo debe ser cero. Puesto que el punto de anclaje se considera rígido, el momento de la presión pasiva alrededor de este punto debe ser igual al de la presión activa. Se puede establecer fácilmente por pruebas que el máximo de la parábola superior FJ es 1.2 veces la ordenada máxima de la parábola inferior JH. La línea horizontal trazada por H y que corta a la ---

tablestaca en C, dá la profundidad de penetración E C para la condición de extremo fijo. La fuerza en el anclaje se puede obtener en el polígono de vectores con una paralela trazada desde el polo a FJH. El análisis se hace por m. de muro longitudinalmente. El momento flexionante se mide a partir de la base FJH.

Evidencia experimental indica que el momento flexionante real en una tablestaca anclada es menor al calculado con el procedimiento anterior. Esto se atribuye al arqueo del suelo flexible atrás de la pared y a la redistribución consecuente de la presión, la cual tiende a concentrarse en los soportes superior e inferior sin que se produzca un cambio en la magnitud total. La redistribución se limita a la presión del terreno, cualquier presión hidrostática sobre la tablestaca no es afectada. Sin embargo, ninguna información basada en el comportamiento de los muros actuales ha sido obtenida. Se sugiere que mientras no se obtenga evidencia de muros construidos, el momento flexionante calculado se reduzca 25% para terreno uniforme que no contenga estratos de arcilla o limo, siempre y cuando, el respaldo no esté sujeto a vibración severa. Esta reducción que es comunmente usada en la práctica, está condicionada a que la deformación de la tablestaca no sea menor a 0.5% del claro. Para menores deformaciones la reducción puede tomarse pro-rata.

La deformación o flecha de la pared de la tablestaca anclada, puede calcularse con la expresión:

$$\Delta = \frac{ML^2}{10EI}$$

donde:

- M = Momento flexionante máximo en la tablestaca bajo el tirante de anclaje.
- L = Claro desde el tirante al punto de momento flexionante nulo en la tablestaca.
- E = Módulo de elasticidad del material de la tablestaca.
- I = Momento de inercia de la tablestaca.

Esta fórmula puede aplicarse a cualquiera de las dos condiciones de extremo inferior enpotrado o semi-fijo.

Respecto a los anclajes del tirante existen principalmente cuatro tipos: concreto masivo, tablestacado balanceado arriba y abajo de la aplicación del tirante, tablestacado cantiliver y grupos de pilotes.

Detalles para el diseño de paredes de tablestaca aparecen en todos los manuales proporcionados por los fabricantes.

En este tipo de problemas son de aplicación muy efectiva los métodos de integración numérica.

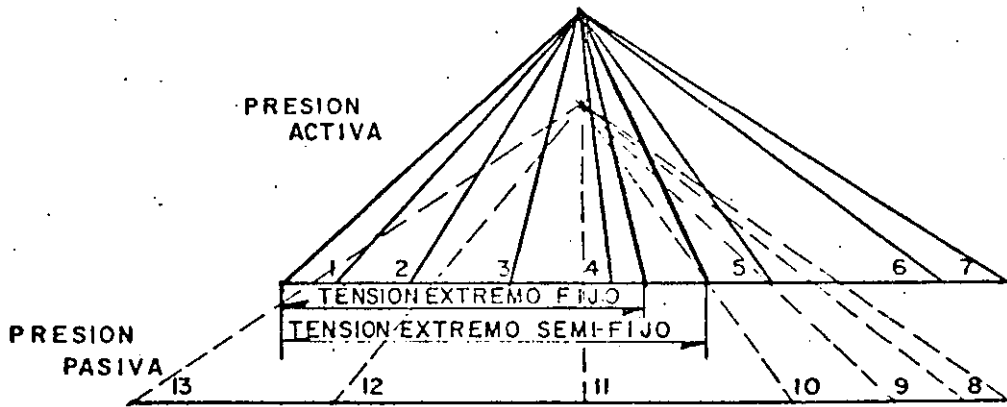
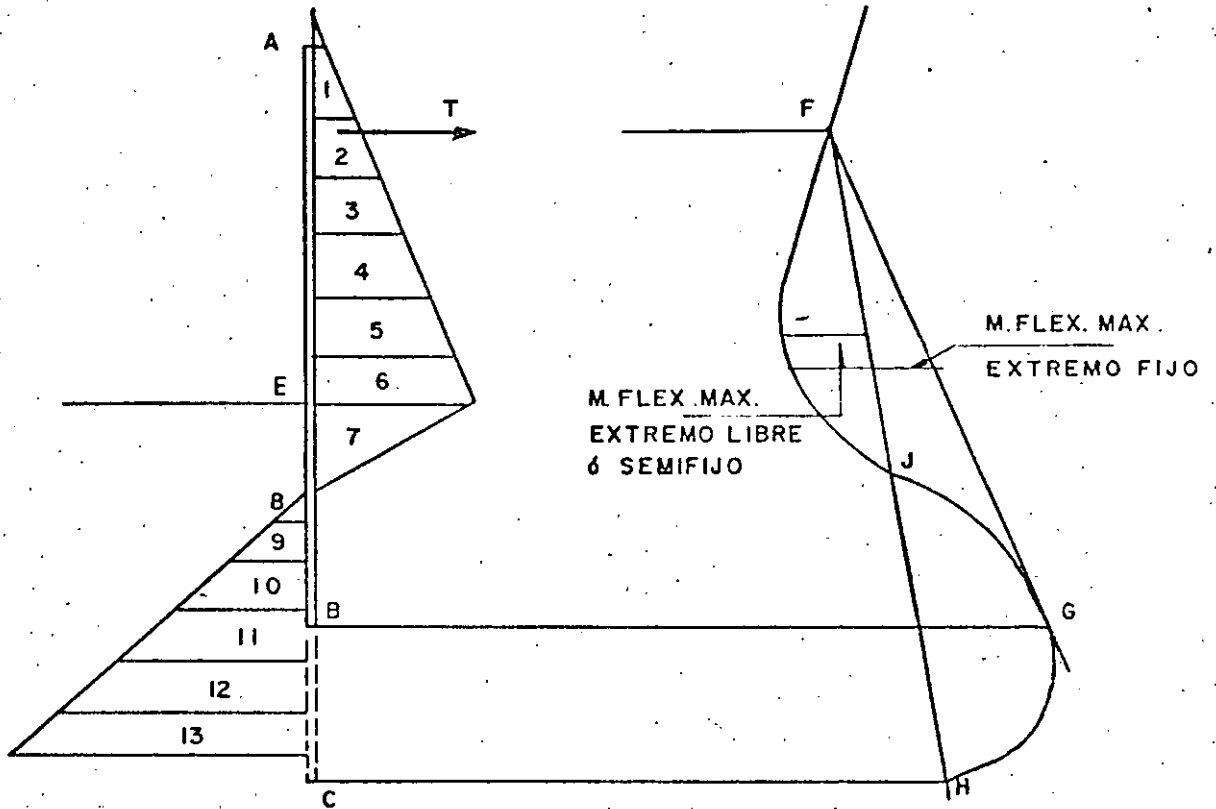


Fig. 39

EJEMPLOS DE MUELLES NORMALES A LA COSTA Y EN L O T.

En general los muelles petroleros son del tipo L o T o bien normales a la costa, buscando un calado adecuado para el acceso de grandes barco-tanques sin que se requieran dragados excesivos. A diferencia de los muelles para carga general o las terminales para pasajeros, en los cuales en general es conveniente acortar la distancia entre la banda de atraque y los edificios en la costa, en el caso de instalaciones petroleras, es más conveniente evitar grandes volúmenes de dragado aumentando la longitud de los accesos, que soportan cargas verticales mucho menores, incluyendo en estas el peso de las tuberías y las correspondientes a pequeños vehículos, resultando estructuras livianas. La plataforma de operación o estructura del muelle en sí, resultará robusta en el caso de que el atraque o el amarre de las embarcaciones se realice sobre ella recibiendo en consecuencia cargas horizontales considerables y en ocasiones teniendo que absorber energía. Es muy importante en este tipo de muelles estudiar cuidadosamente la forma en que se absorberá la energía de las embarcaciones que atracarán, y es el punto que principalmente trataremos en las siguientes páginas.

En la Fig. 40 se presenta un tipo de muelle que no obstante haberse construido en varias ocasiones adolece de varios defectos, y al ser poco funcional ha requerido la adaptación de instalaciones adicionales como la construcción de duques de alba resultando con esto antieconómico. En primer lugar un acceso proyectado con el criterio de muelle para carga general resulta demasiado pesado y costoso, puesto que como antes dijimos este tipo de estructura soporta cargas verticales relativamente pequeñas y es suficiente con un acceso constituido por una pasarela angosta

y ligera, descargando directamente las tuberías sobre los marcos principales contraventeados. No existe una junta entre el acceso y la plataforma de operación con lo cual se tiene una transmisión de cargas horizontales de la plataforma al acceso que deberá diseñarse para dicho efecto, o bien deberá proyectarse una plataforma muy rígida y por lo tanto costosa. En cualquier caso el sistema de defensas debe ser muy efectivo, como el tipo de gravedad indicado en la figura. Aún con todas estas precauciones en este tipo de estructuras solo atracarán barcos de desplazamiento reducido, ya que un barco de gran masa produciría concentraciones de carga en la zona de atraque inicial. Pensando en rigidizar una estructura para movimientos horizontales a base de pilotes inclinados, debe tomarse en cuenta que si bien, teóricamente estos reciben favorablemente cargas y energía, la experiencia ha demostrado que si el terreno tiene baja capacidad de carga se pueden presentar asentamientos, o si las secciones no son las necesarias, se tienen fallas de inestabilidad.

En la Fig. 41 la plataforma de atraque a base pilotes verticales y por lo tanto flexible puede absorber energía eficazmente, habiéndose dejado una junta en la unión de la pasarela que le da libertad de desplazarse horizontalmente, no obstante, también pueden presentarse concentraciones de cargas, que se traducen en momentos flexionantes tales que los pilotes no pueden resistir y debido a su flexibilidad, el movimiento puede afectar a las instalaciones de operación o al personal trabajando, por lo que en general con este tipo de estructura ha sido conveniente también adaptar ductos de alba que proporcionen una longitud de atraque adicional.

En las figuras 42 y 43 tenemos el caso en que el atraque se lleva

a cabo sobre duques de alba separados A y B, los cuales absorben el total de la energía cinética de la embarcación, quedando la plataforma de operación que está unida al acceso, soportando únicamente carga verticales. En esta forma un atraque accidental con velocidad mayor a la de diseño sería tomado únicamente por los duques de alba sin transmitirse el resto de la estructura. No obstante que antiguamente se utilizaron pilotes de madera con gran efectividad en duques de alba, en la actualidad se ha comprobado que el material ideal para absorber energía es el acero, material bastante homogéneo, flexible y resistente. Deberán elegirse secciones en cajón con momento de inercia constante en cualquier dirección y de preferencia tubos circulares que son los más económicos en cuanto a peso de acero necesario, pero si se dificulta su fabricación la sección cuadrada es la indicada. En ocasiones muy frecuentes, el concreto tiene ventaja con respecto al acero por ser un material más barato y disminuir problemas de corrosión.

En las figuras 44 y 45 se muestran dos tipos de estructuraciones que han tenido gran aceptación en los últimos años tanto por su sencillez como por su efectividad. En de la Fig. 45 es esencialmente el antes analizado, y consiste de un acceso y una plataforma de operación separadas por juntas de plataformas de atraque laterales adaptadas además con defensas de gravedad. Otra ventaja que se puede observar es que la cubierta es una losa plana cuyo colado en la obra es muy sencillo, y se puede realizar en corto tiempo, lo cual se traduce en ahorro de dinero. El arreglo mostrado en la Fig. 44 posee un sistema de defensas muy económico y efectivo a base de un tablero de madera apoyado sobre pilotes verticales muy flexibles y en general también de madera cuyo extremo superior está apo-

yado sobre elementos flexibles, en general macizos de hule. Se pensó en reducir el tiempo costoso de trabajo marino colocando sobre los pilotes - hincados en el lugar trabes precoladas formándose así marcos que a su vez soportan transversalmente losas precoladas haciendo un colado final de concreto sobre dichas losas lográndose en esta forma continuidad.

En las figuras 46 y 47 se presenta un proyecto similar al último - mencionado en el párrafo anterior, pudiéndose apreciar en la figura 47 - los marcos que soportan las tuberías que como dijimos son a base de tra- bes precoladas unidas mediante pernos a los pilotes y columnas, pudién- dose aumentar la longitud de estas últimas al requerirse apoyar un mayor número de trabes que constituyan niveles adicionales para soportar nue- vas tuberías, colando tramos a partir de la parte en que se dejaron vari- llas ancladas.

No obstante todas las ventajas en los diseños de las figuras 46 y - 47, por las razones mencionadas al referirnos a la Fig. 40, este tipo de estructura se ha aplicado para barcos de desplazamiento mas bien reduci- do.

Hasta ahora no hemos hecho referencia a las instalaciones de ama- rre que indiscutiblemente debe llevar todo muelle, y que constan de bitas o ganchos de escape anclados en la estructura del muelle, de los duques de alba de atraque o en duques de alba de amarre especiales.

En las figuras 48 y 49 tenemos otro tipo de puelle en el cual el - - atraque lo reciben dos puntos rígidos constituídos por gaviones construi- dos con una pared de tablestaca metálica y relleno interior de concreto, - que deberán estar cimentados en un terreno bastante resistente a poca - -

profundidad, pues en otra forma serían excesivamente costosos. La rigidez de esta estructura masiva hace que se requiera un sistema de defensas muy especial que absorba por si solo toda la energía de la embarcación, pues la carencia de este ha originado en algunos casos que lleguen al gavión cargas muy grandes que lo hacen fallar. En el caso de la figura se colocaron defensas de gravedad conectadas a pistones hidráulicos. En este tipo de estructuras atracan actualmente grandes barco-tanques.

En las figuras 50, 51 y 52 tenemos varias ilustraciones de una -- instalación muy original e ingeniosa utilizada para recibir barco-tanques de gran desplazamiento en un lugar en que la variación de mareas es muy grande. Cada uno de los muelles consiste de un pontoon de atraque guiado en su posición por columnas, conectado mediante armaduras triangu-- ladas que tienen libertad de moverse verticalmente durante las variacio-- nes de la marea, a defensas del tipo gravedad soportadas por duques de - alba muy flexibles. La energía cinética del barco se absorbe por fricción entre el agua y el pontoon, fricción e incremento de energía potencial de las defensas de gravedad y energía potencial elástica al deformarse los - duques de alba. Los duques de alba de amarre consisten de flotadores que deslizan durante las variaciones del nivel del agua alrededor de grandes - tubos verticales hincados en el terreno la profundidad necesaria.

En la figura 53 aparece una instalación a donde llegan algunos de - los barcos petroleros más grandes del mundo y con bastante frecuencia, por lo que fué necesario pensar en instalaciones adecuadas aprovechadas al máximo, construyendo muelles normales a la costa con bandas de atraque en ambos lados, pudiéndose en esta forma atracar dos barcos a la - - vez en cada muelle. Los duques de alba de atraque son gaviones de ta---

blestaca metálica unidos por pares mediante un cabezal de concreto obteniendo en esta forma un conjunto muy estable no obstante que se tenga en este lugar un gran calado necesario para grandes barco-tanques.

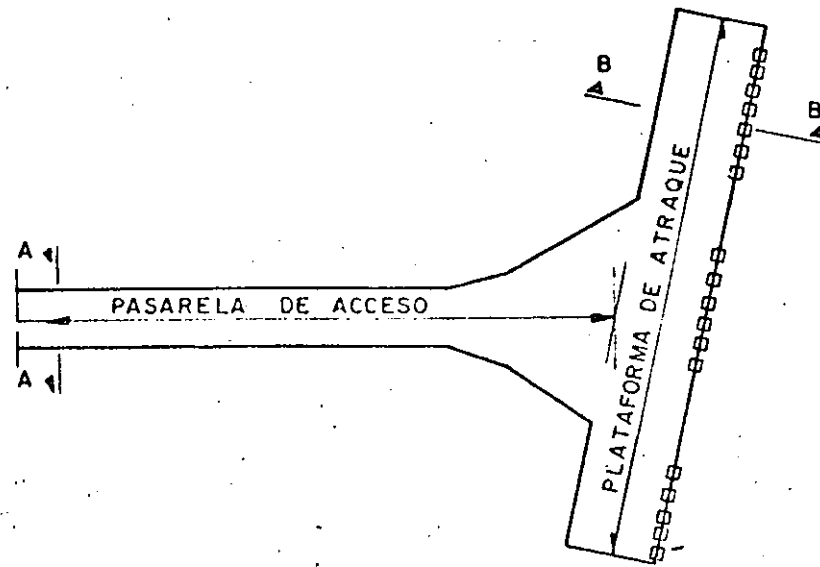
Se mencionarán a continuación algunas de las instalaciones para muelles, modernas o que han demostrado a través de los años tener buena efectividad.

Ha sido muy común mover las garzas para carga o descarga de productos petroleros mediante grúas instaladas en la plataforma de operación. En la actualidad se cuenta con un sistema de garzas operadas hidráulicamente, con lo cual se reduce el tiempo de operación y el personal necesario, ya que prácticamente solo se requiere de una persona operando los controles y otra que coloca la boca de la garza en su posición correcta. Estos tipos de garzas se utilizan para mover una gran variedad de productos e inclusive hechas con una aleación especial de aluminio para fluidos corrosivos.

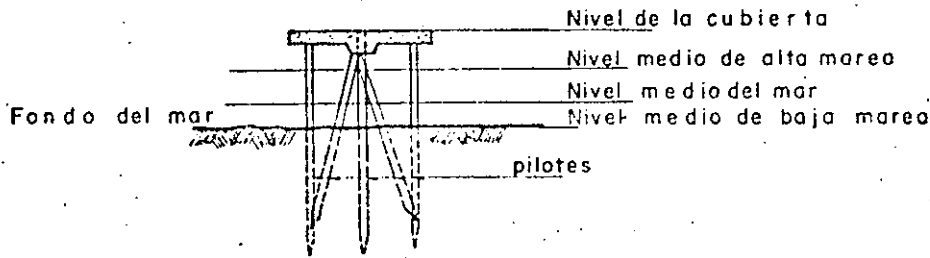
Es evidente la gran ventaja que se obtiene al proteger una estructura de atraque utilizando defensas, ya que siendo estas en general más deformables, absorben la mayor parte de la energía disminuyendo la fuerza de impacto. Los sistemas de defensas pueden ser tan efectivos y complicados o costosos como se quiera, no obstante algunos de ellos se han ido prefiriendo por su simplicidad o buen funcionamiento, tales como los indicados en las figuras 20, 21 y 22.

En cuanto a la forma de fijar las amarras en las plataformas de atraque o en los duques de alba de amarre, conviene mencionar la ventaja de bitas adaptadas con ganchos de desprendimiento rápido, evitándose en

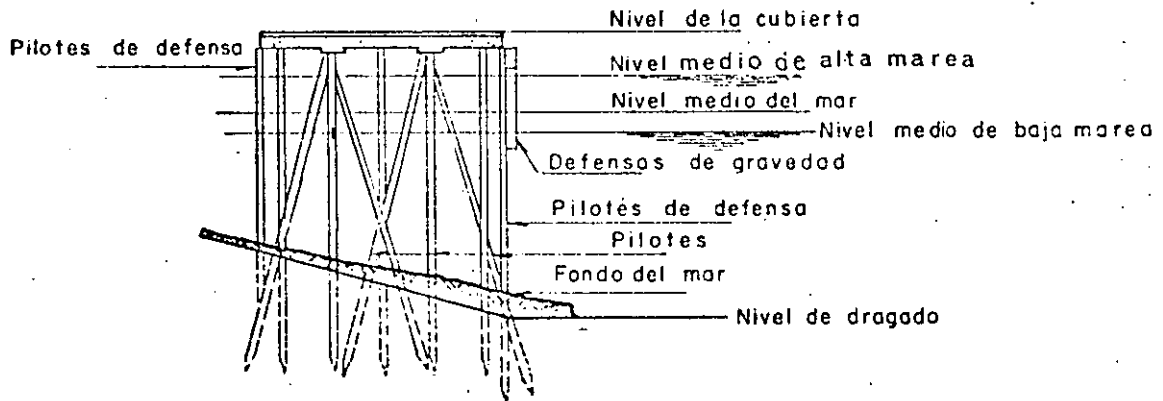
esta forma el traslado de los operarios hasta el lugar de fijación que en ocasiones es de difícil acceso, puesto que estos ganchos se pueden operar desde la embarcación.



P L A N T A



S E C C I O N A - A



S E C C I O N B - B

Fig. 40

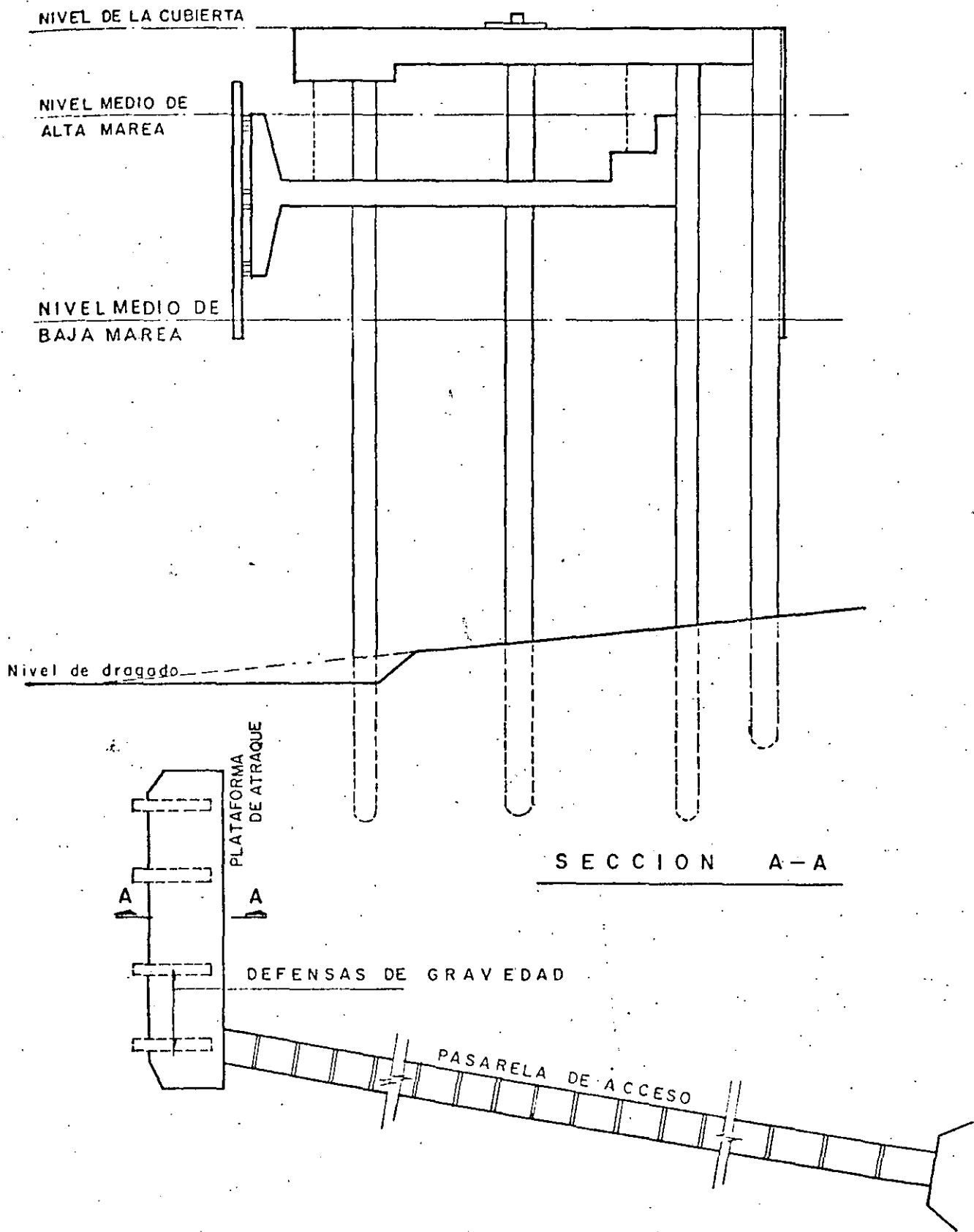


Fig. 41

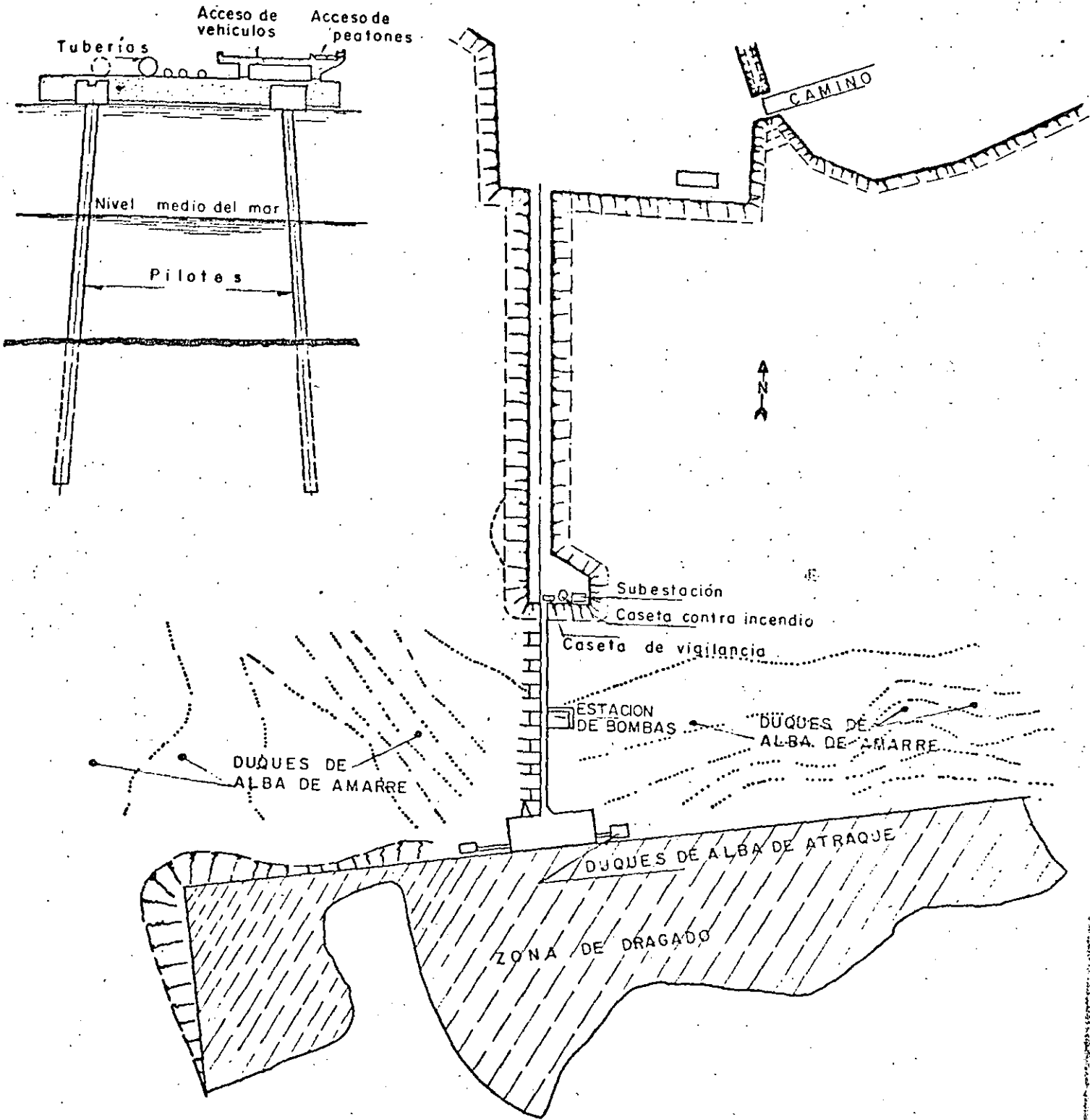
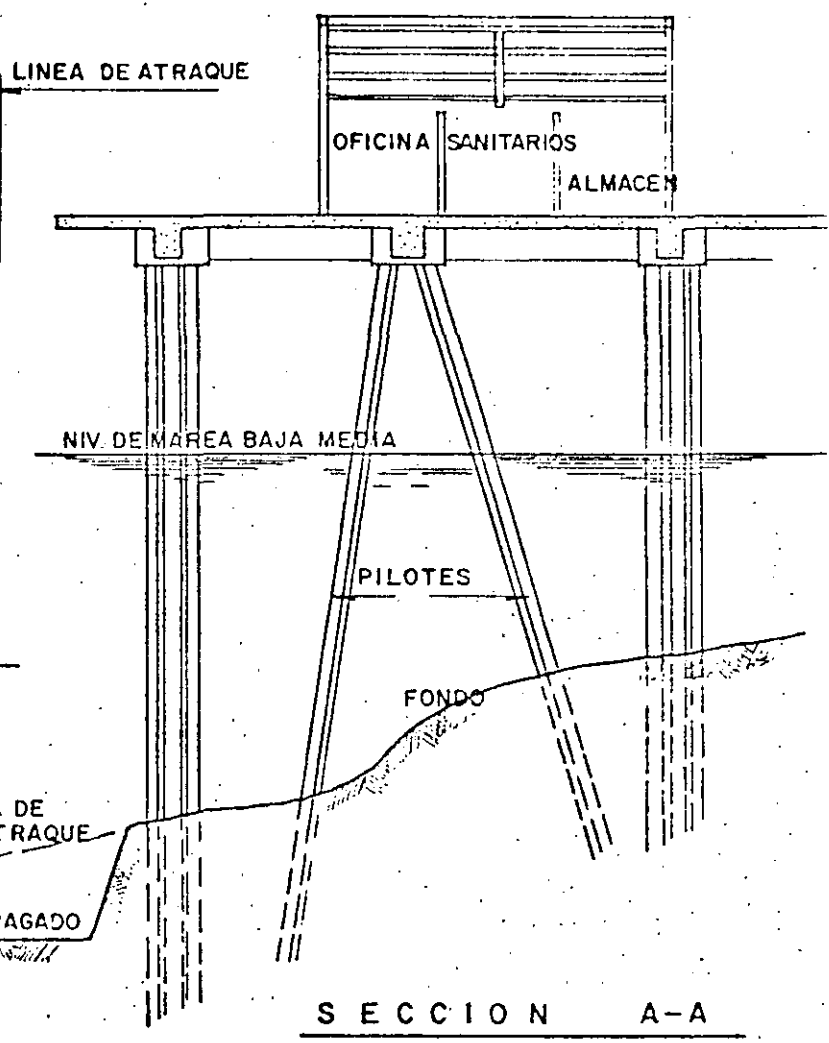
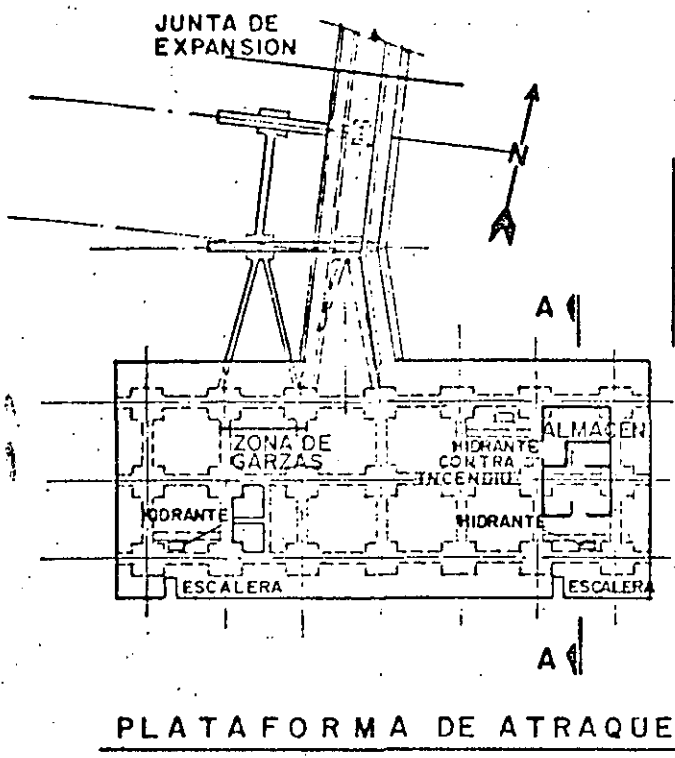
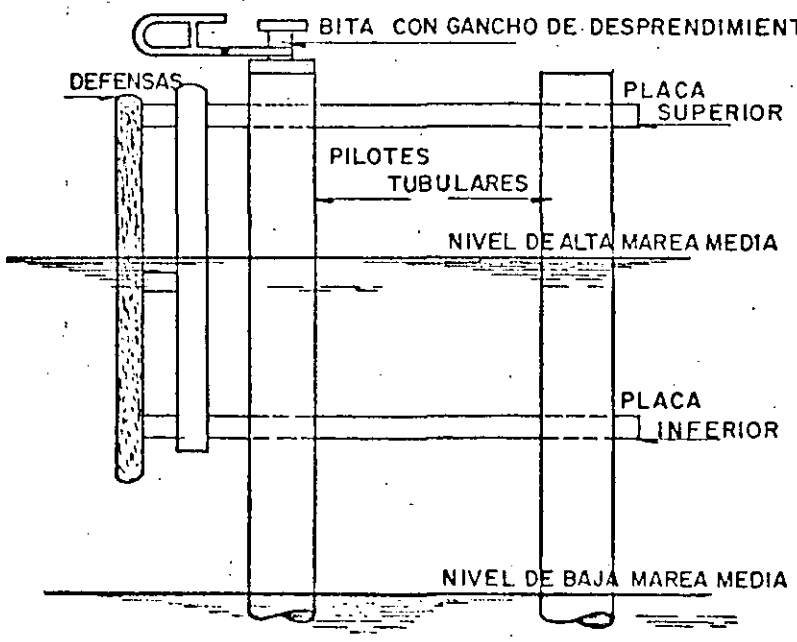


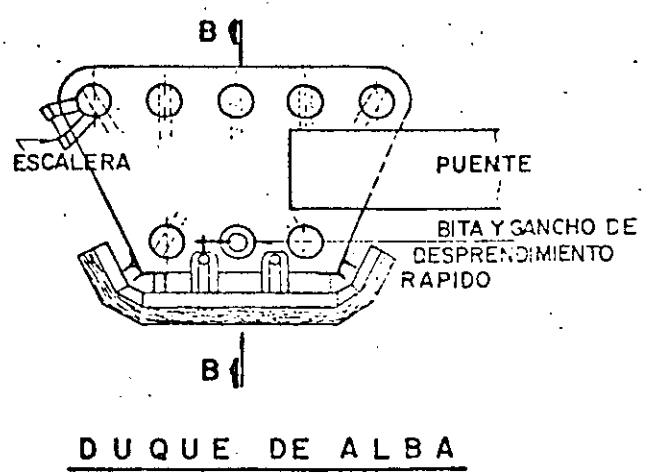
Fig. 42



SECCION A-A



SECCION B-B



DUQUE DE ALBA

Fig. 43

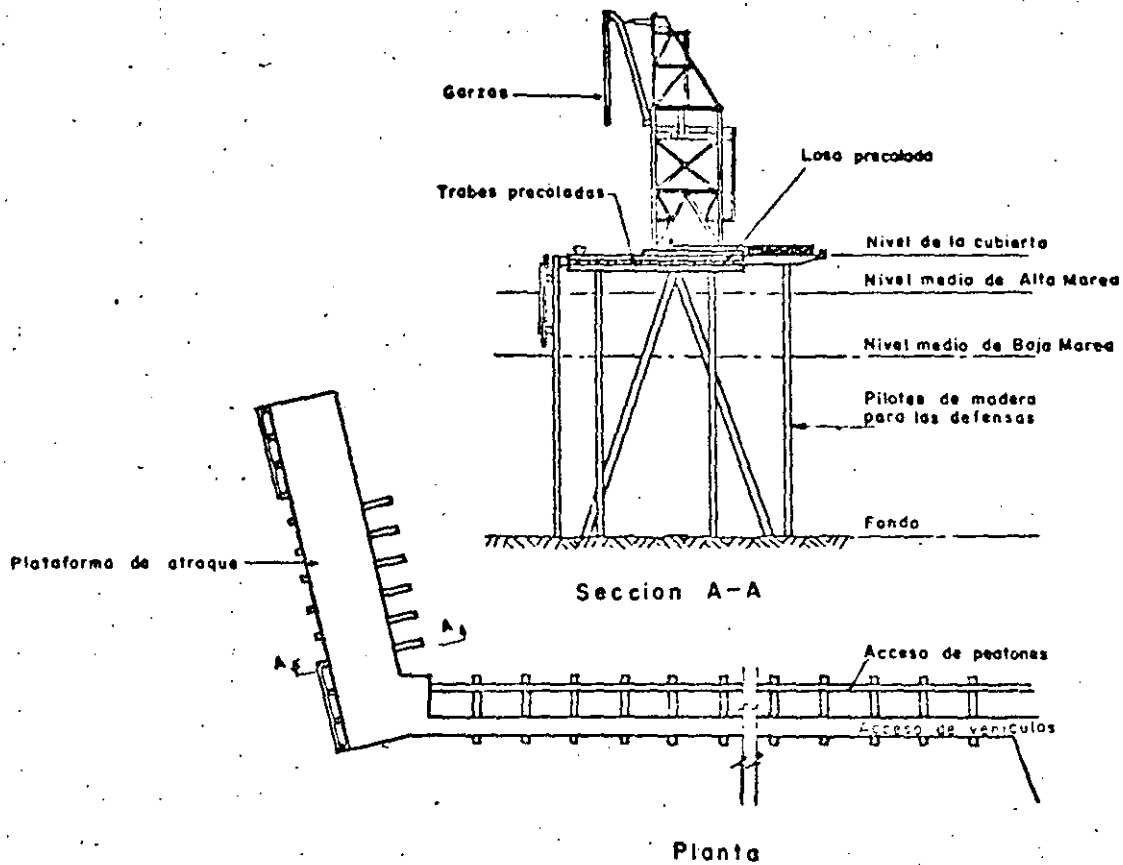


Fig. 44

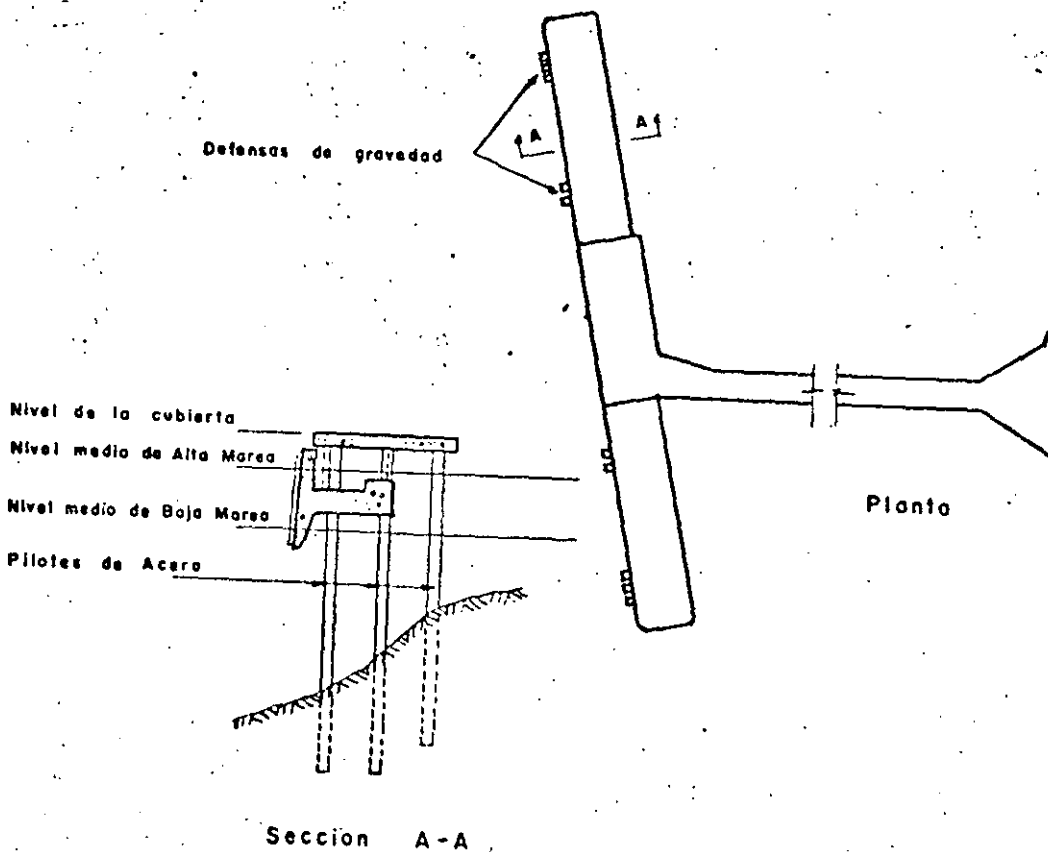


Fig.45

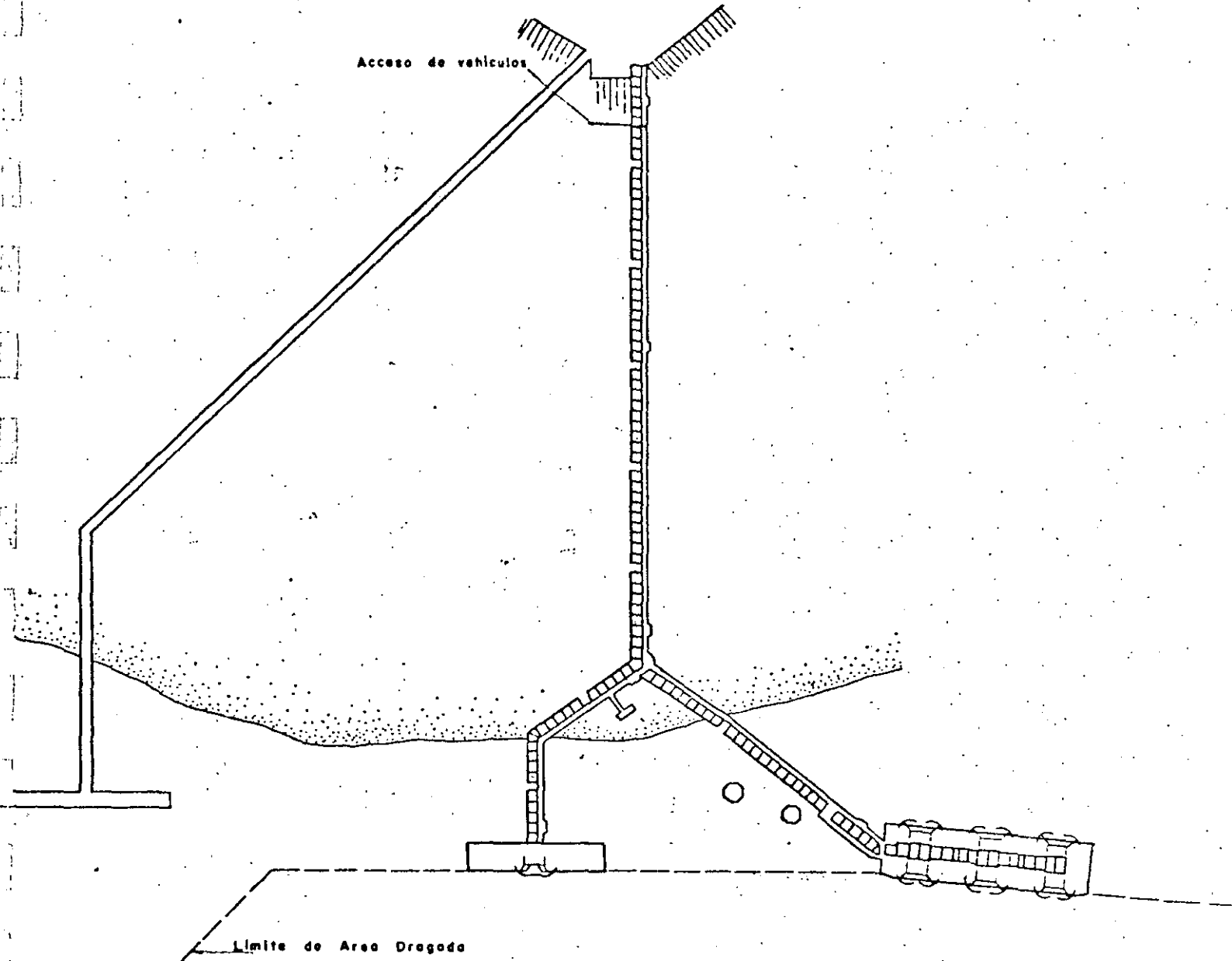


Fig. 46

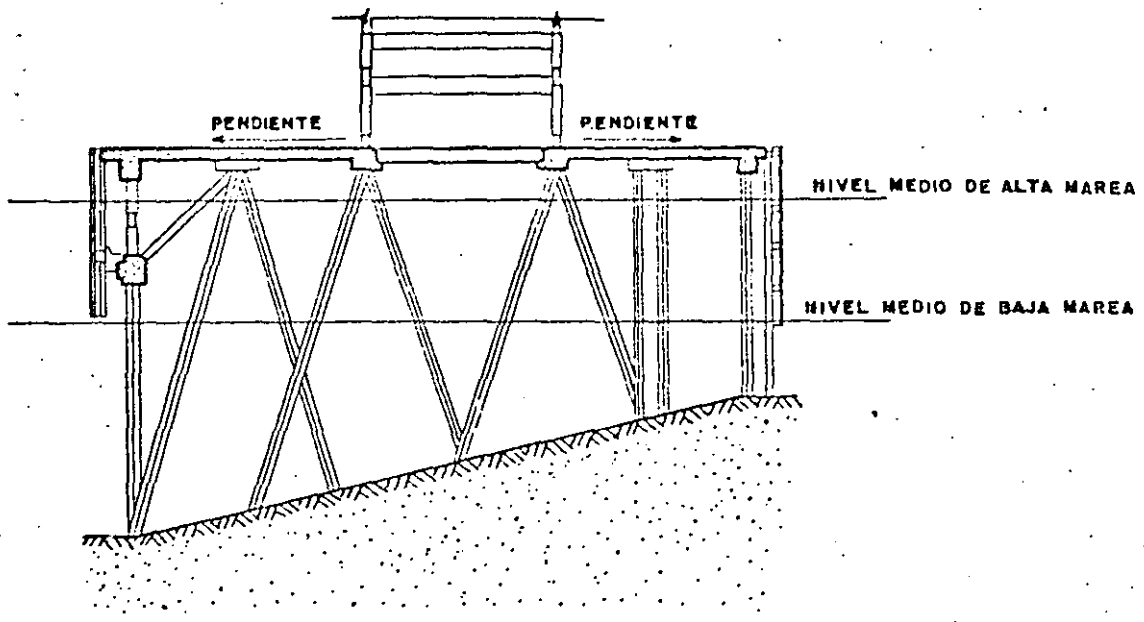
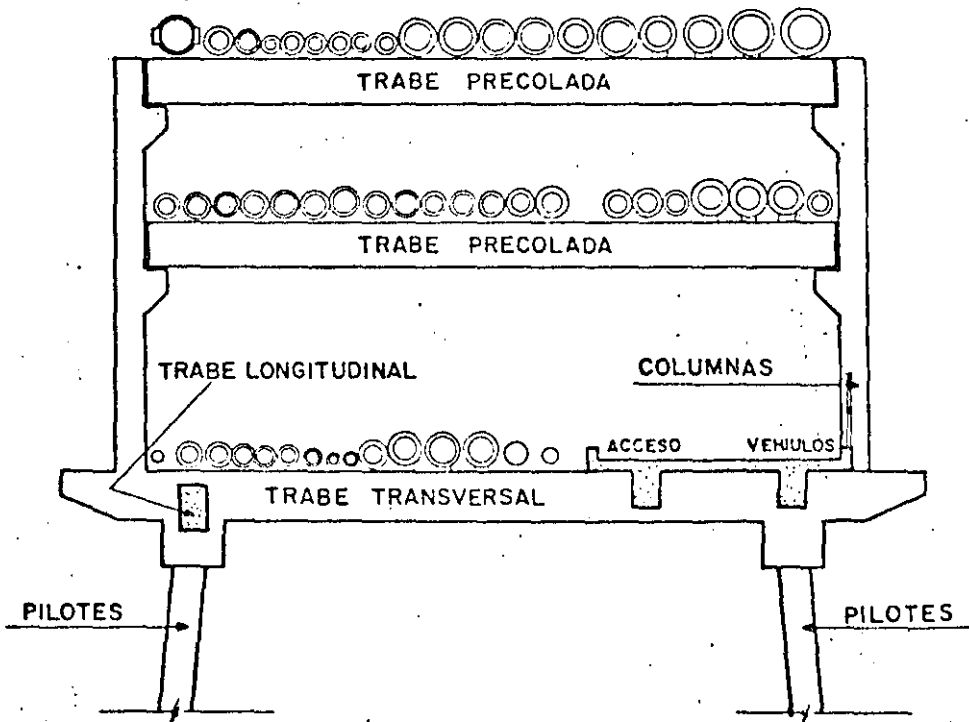


Fig. 47



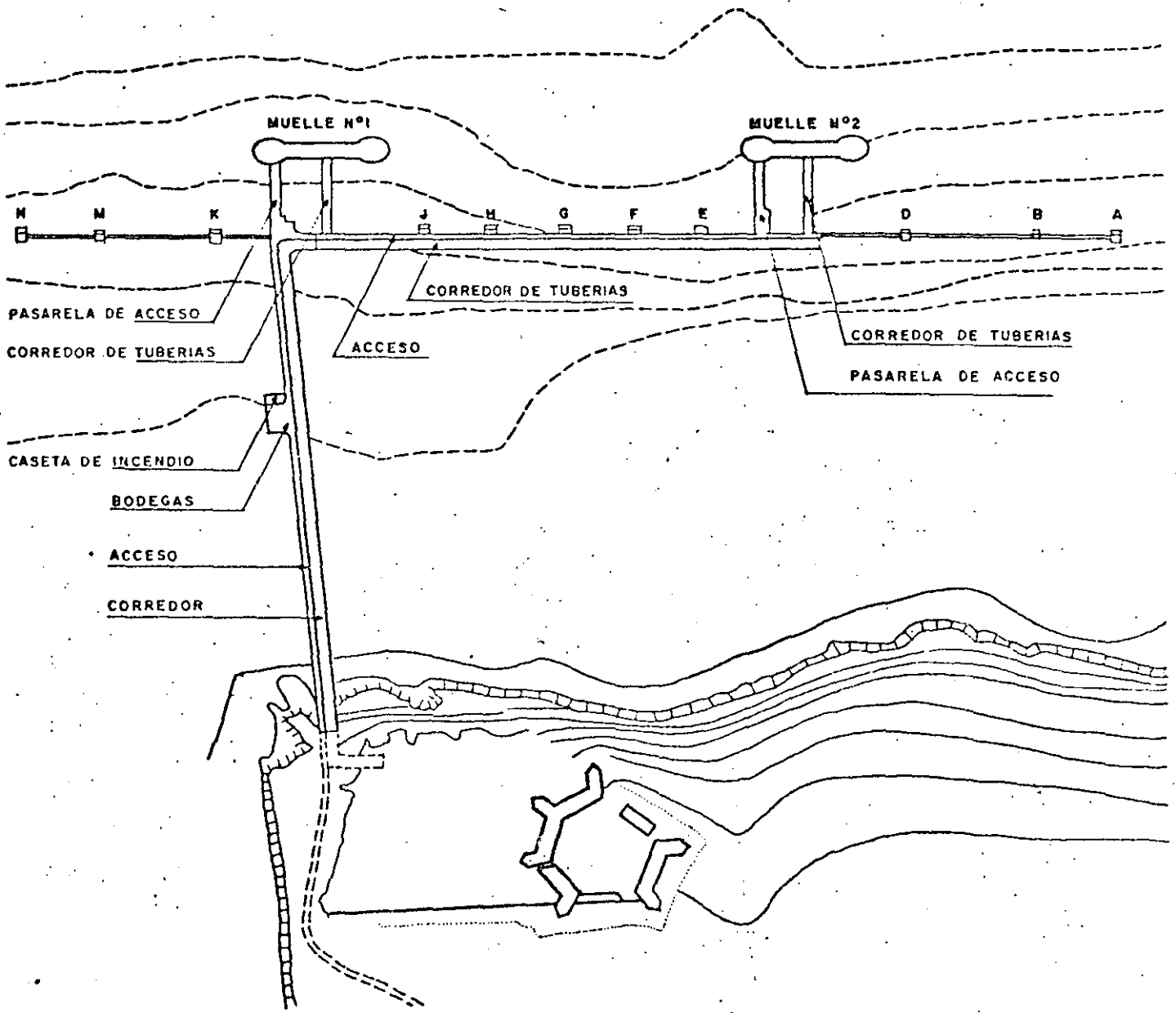


Fig. 48

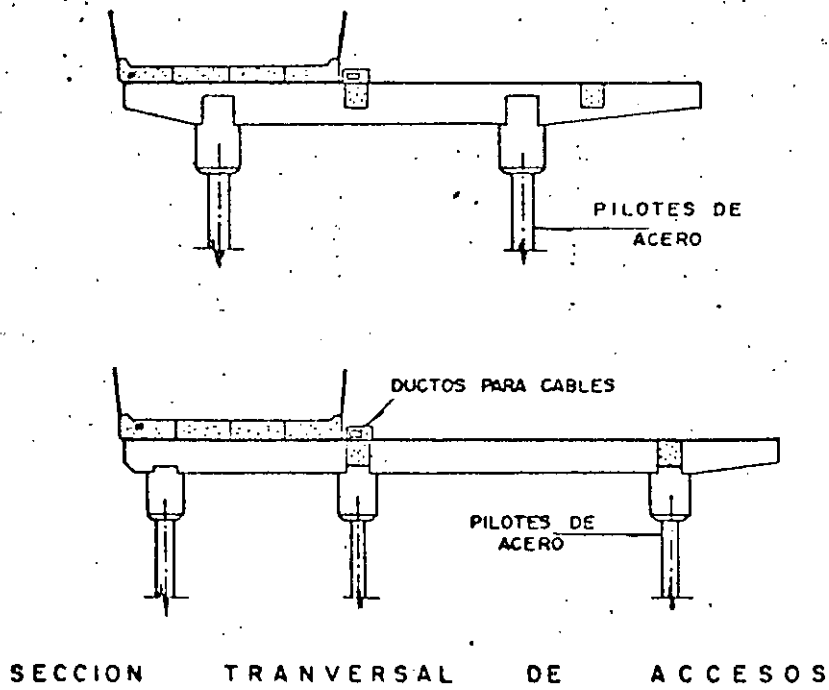
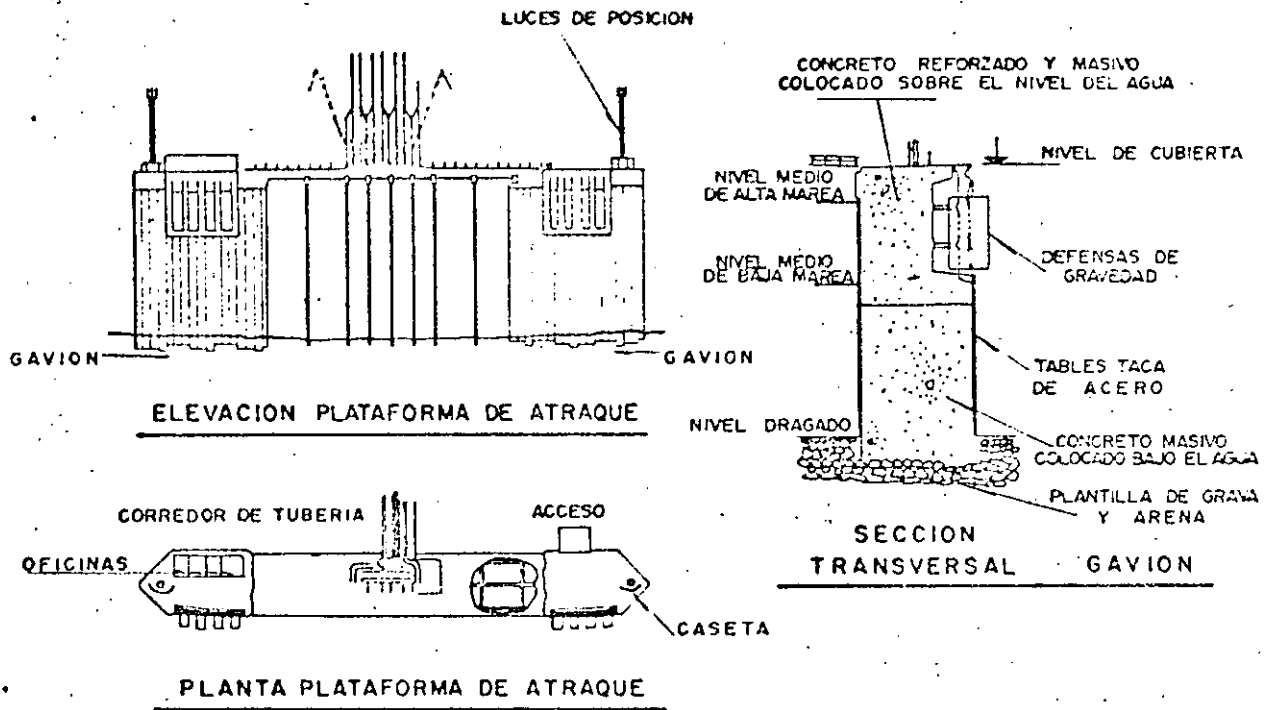


Fig.49

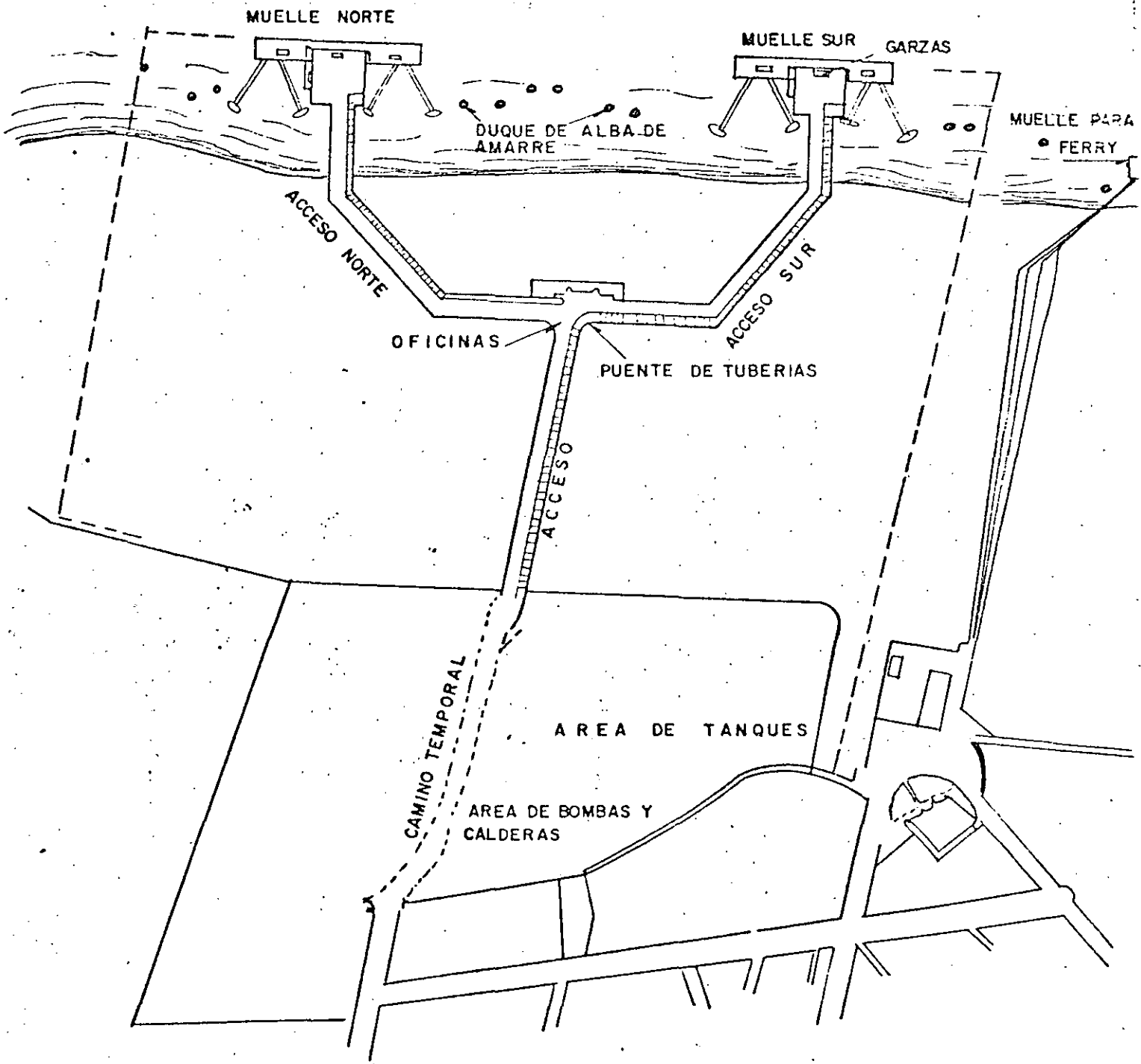


Fig.50

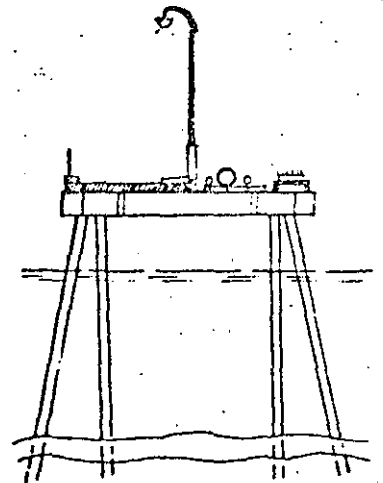
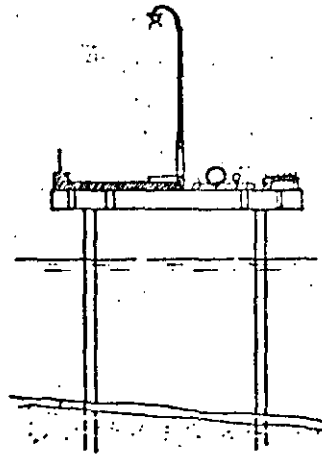
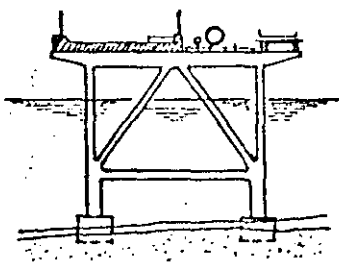
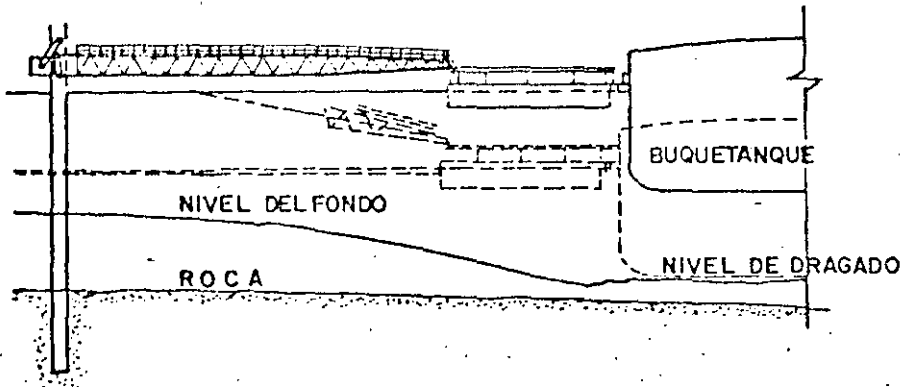
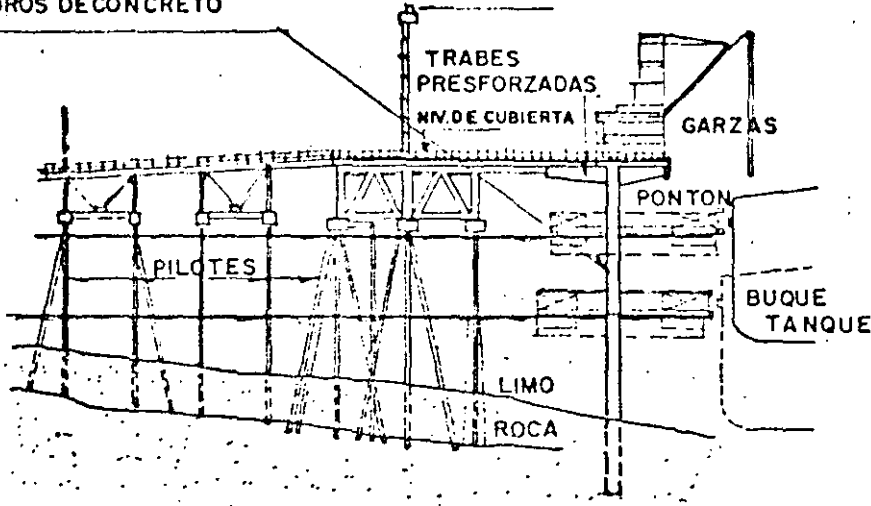
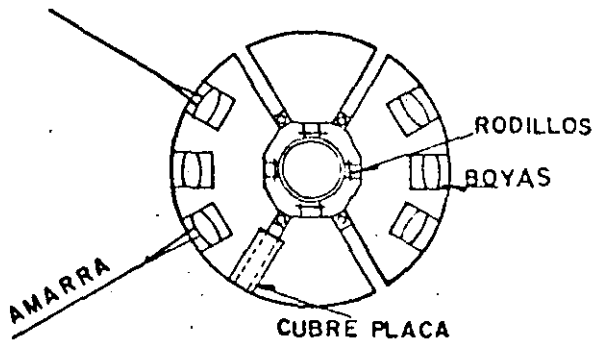
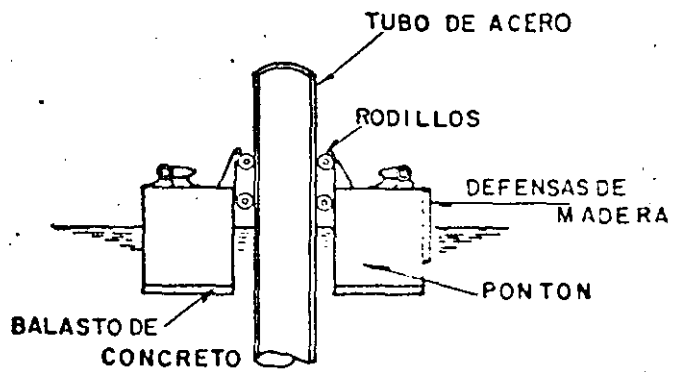


Fig. 51



PLANTA



ELEVACION

Fig. 52

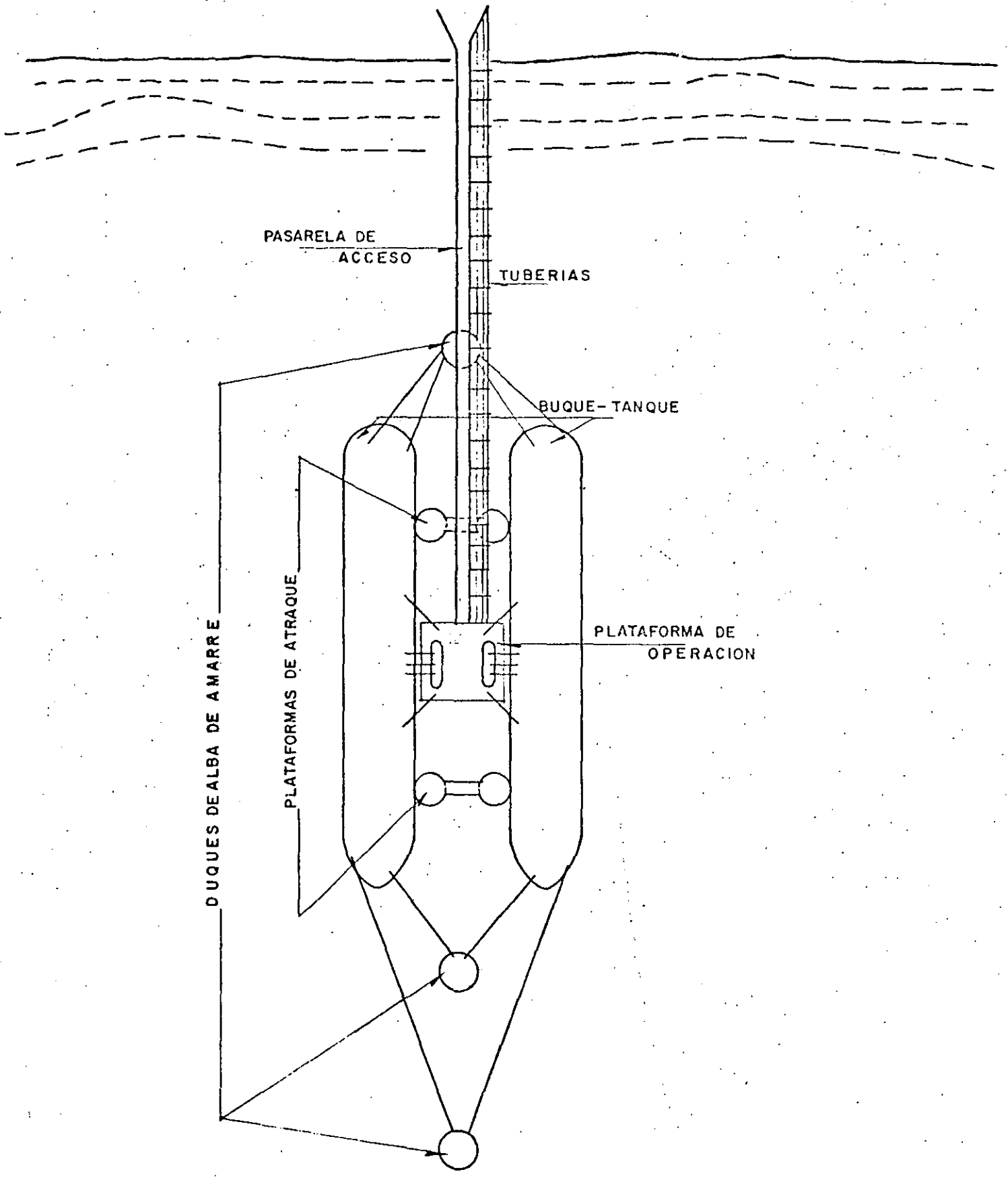


Fig. 53

MANIOBRAS DE CARGA Y DESCARGA ALEJADAS DE LA COSTA

Cuando no se cuenta con muelles o dársenas de maniobras tales que permitan atracar los barcos cerca de la costa, será necesario tener instalaciones alejadas que permitan cargar o descargar los productos -- conducidos con las tuberías adecuadas.

Dentro de estas podemos incluir el duque de alba aislado mostrado en la figura 54, constituido de una plataforma fija protegida con un -- sistema de defensas muy efectivo, cuyas ventajas ya antes mencionamos.

Muy recientemente se ha comenzado a utilizar el tipo de boya de atraque anclada para impedir movimientos en cualquier dirección mostrada en la fig. 56, en sustitución a la operación de lograr la fijación del barco mediante varias anclas y boyas (fig. 55), cargándolo o descargando -- con una tubería que flota y cuyo extremo se indica, haciendo uso de otra boya. Este tipo de boya tiene varias ventajas: su instalación y mantenimiento son muy simples y económicos, permite al barco girar alrededor acomodándose en la posición más conveniente y trabajar en condiciones -- del tiempo imposibles para hacerlo con cualquier otra instalación, puede moverse fácilmente y cambiarse a otro lugar que se considere más conveniente, etc. En la figura 57 se presentan algunos detalles de la boya de atraque IMODCO.

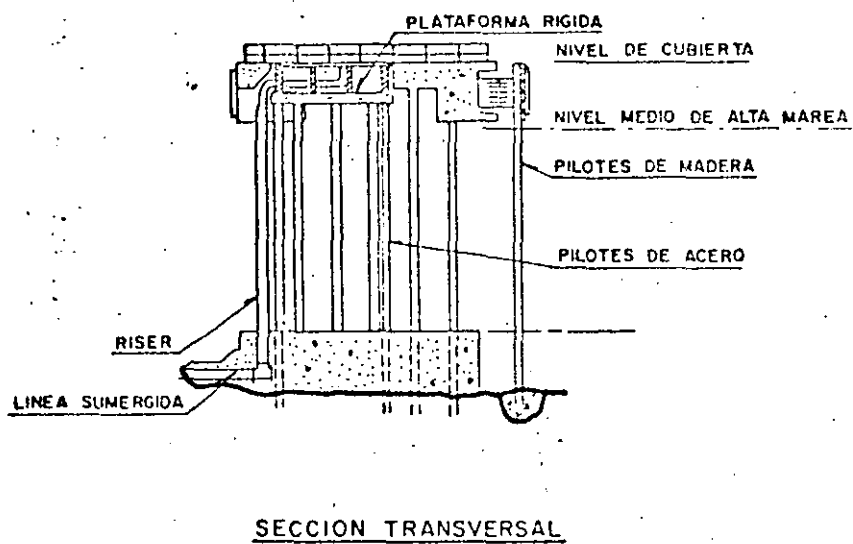
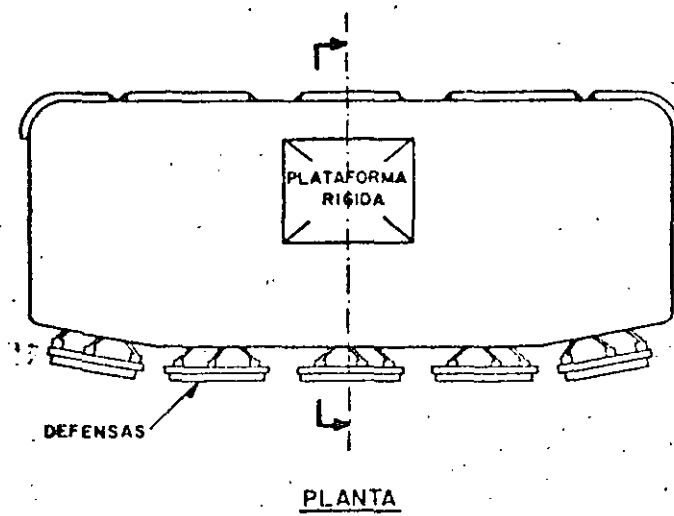


Fig. 54

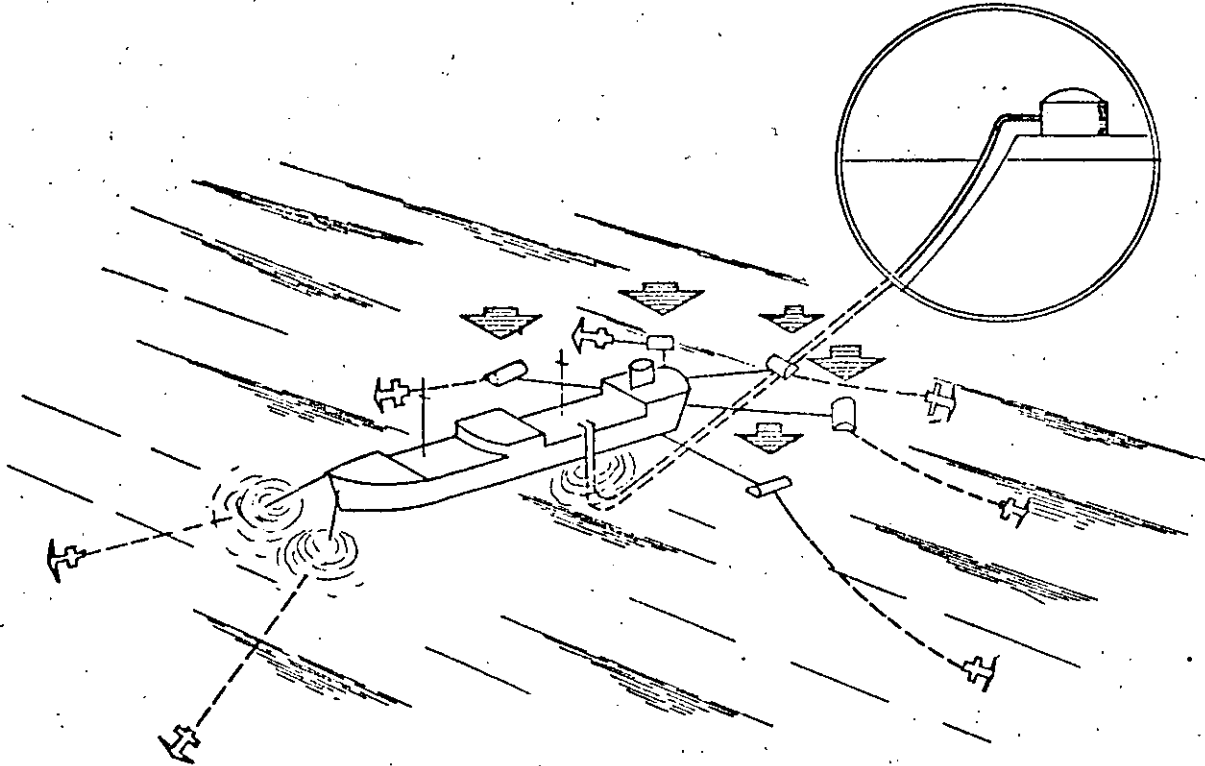


Fig. 55

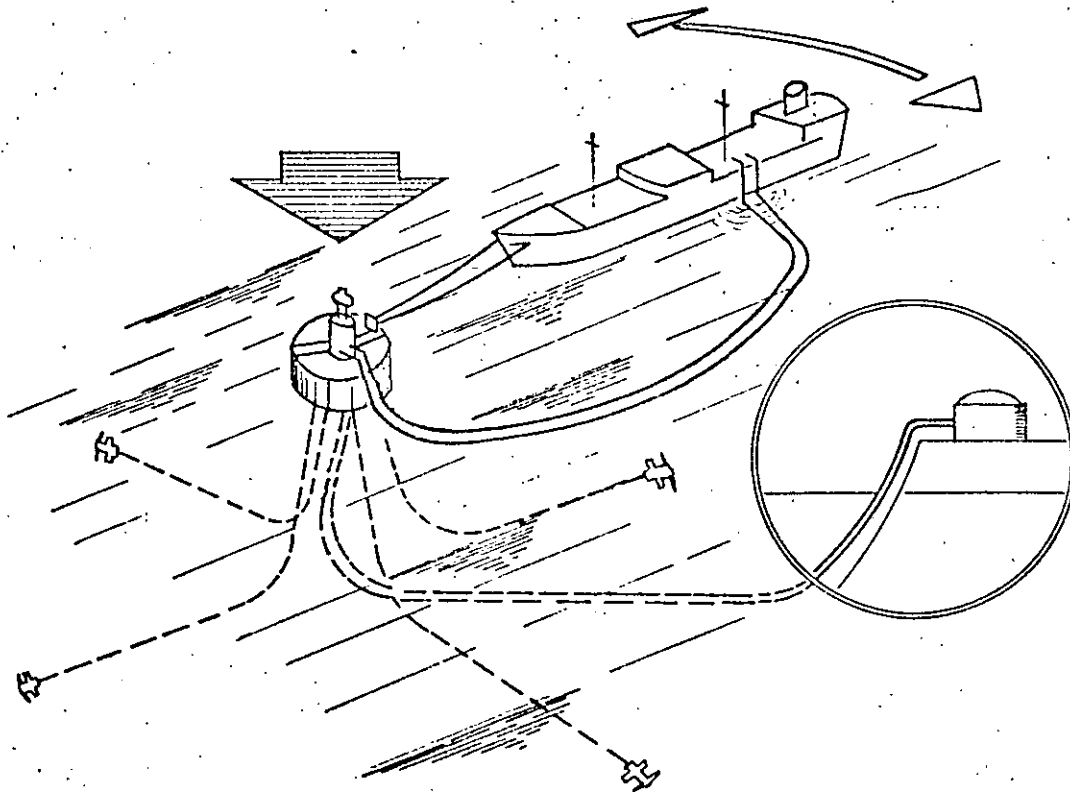


Fig. 56

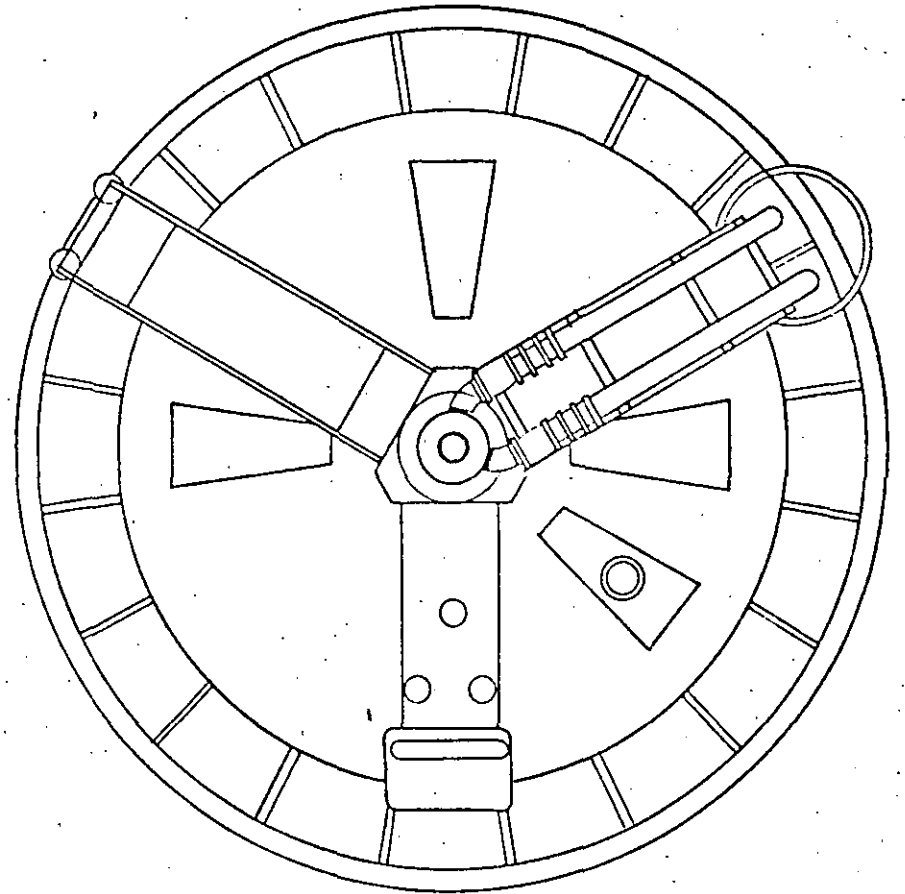
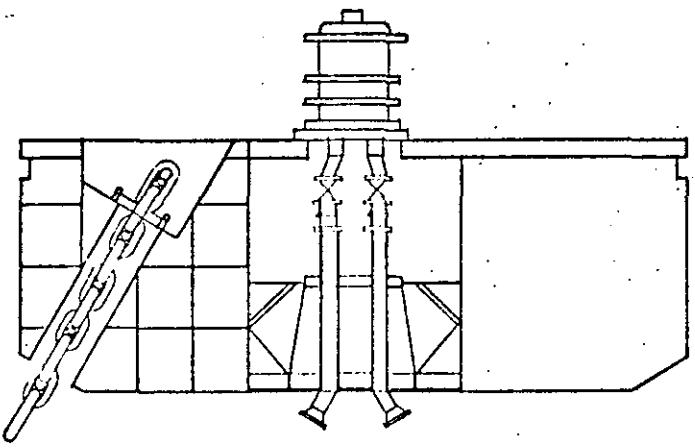
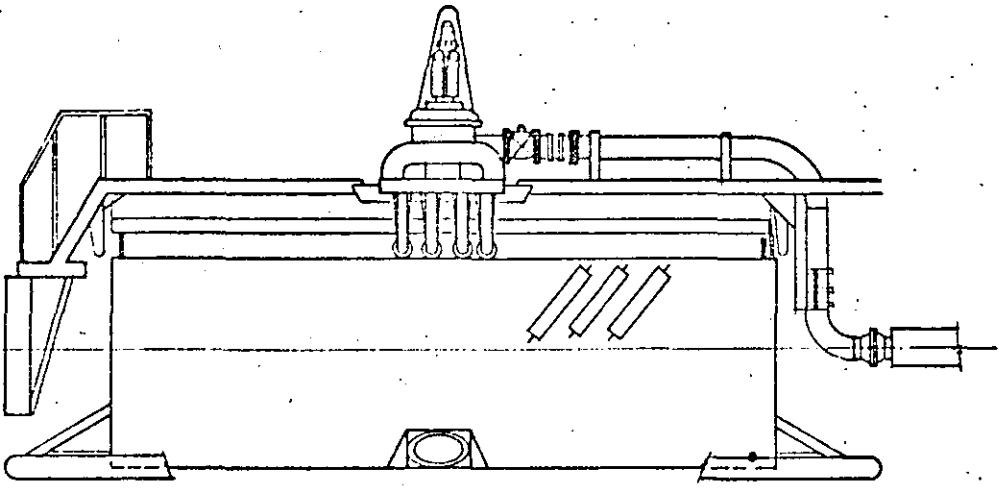


Fig. 57

ROMPEOLAS O ESCOLLERAS

Un rompeolas es una estructura construida con el propósito de formar un puerto artificial que nos proporcione una dársena de maniobras suficiente para llevar a cabo con seguridad las maniobras de las embarcaciones durante su acomodo en el puerto.

En ocasiones el rompeolas no forma en sí el puerto, sino que tan solo protege la entrada, en tal forma de que los barcos escapen de la violencia de fuertes tormentas, durante la entrada o cuando se espera turno para recibir órdenes de entrar a diques.

Cabe mencionar que un dique constituye también una dársena de maniobras para las embarcaciones, pero se construye a base de dragar tierra adentro y lograr la estabilidad de taludes con estructuras generalmente masivas, con una esclusa para la entrada y salida de las embarcaciones.

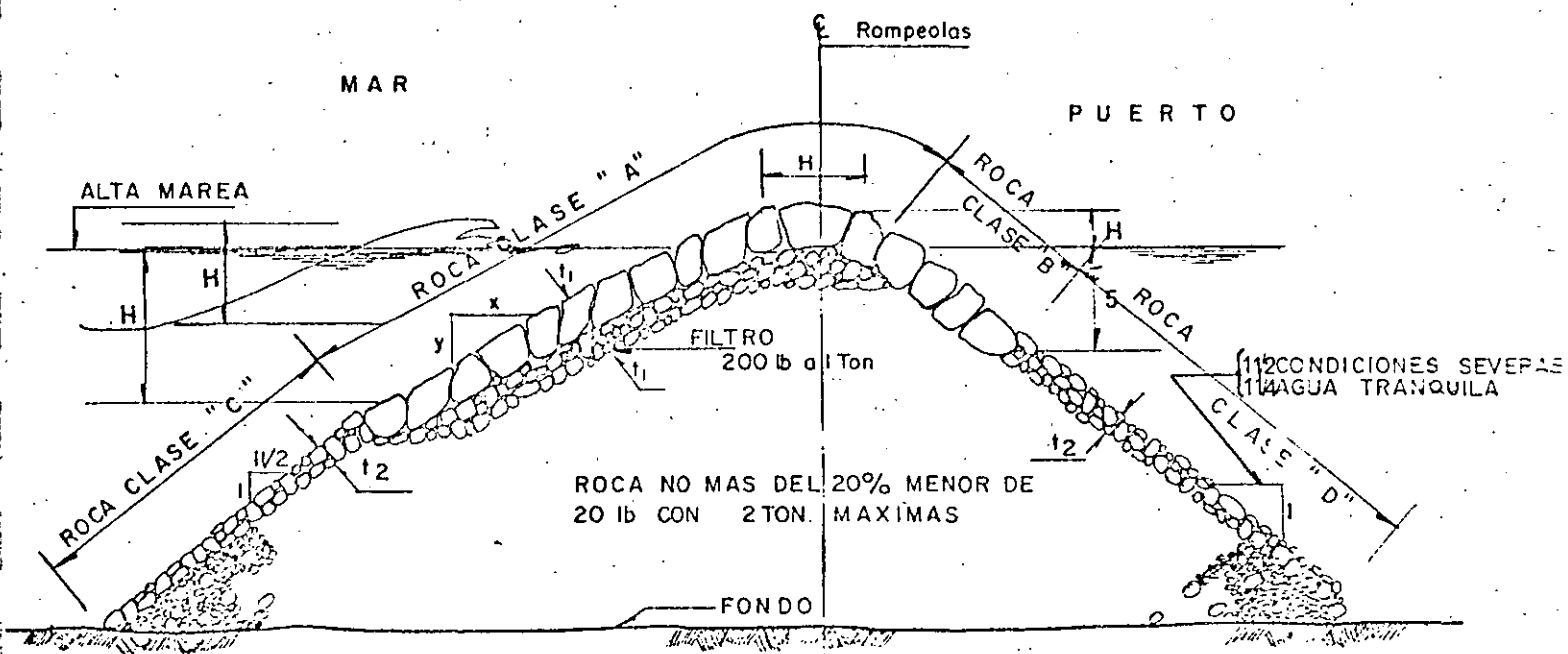
Muchos tipos de rompeolas se han construido en todo el mundo, pero un 95% de ellos han sido a base de roca natural, concreto o una combinación de ambos, teniéndose terraplenes de: roca natural, bloques de concreto, combinación de roca y bloques de concreto y tetrapodos de concreto o elementos semejantes; o bien muros a base de: bloques de concreto, gaviones de concreto, celdas de tablestaca y con paredes de tablestaca de concreto o acero.

La mayoría de los rompeolas proporcionan protección, pero en ocasiones se construyen con el propósito de servir además como parte del muelle o de apoyo para un camino.

Puesto que el propósito principal de los rompeolas es proporcio-

nar protección contra el oleaje, es obvio que los efectos del este son de primordial importancia para el análisis, no obstante, para referirnos a dicho tema, tenemos que recurrir a un curso de Hidráulica Marítima tal como el de la Ref.13. Otros factores también importantes para el diseño del rompeolas son la profundidad del agua y las características del fondo que debe tomar al final, la acción de las olas sobre la estructura construída para absorber la energía de éstas. Puesto que la mayoría de los rompeolas son estructuras de gravedad, su estabilidad depende del peso. Consideraciones prácticas limitan la altura del rompeolas con una profundidad de 18M bajo el nivel medio del mar, y cuando la profundidad es mayor, el apoyo se hace sobre un relleno de roca abajo de este nivel, lo cual en terreno suave es muy costoso puesto que en ocasiones se requiere un volúmen de material casi igual al del rompeolas en sí.

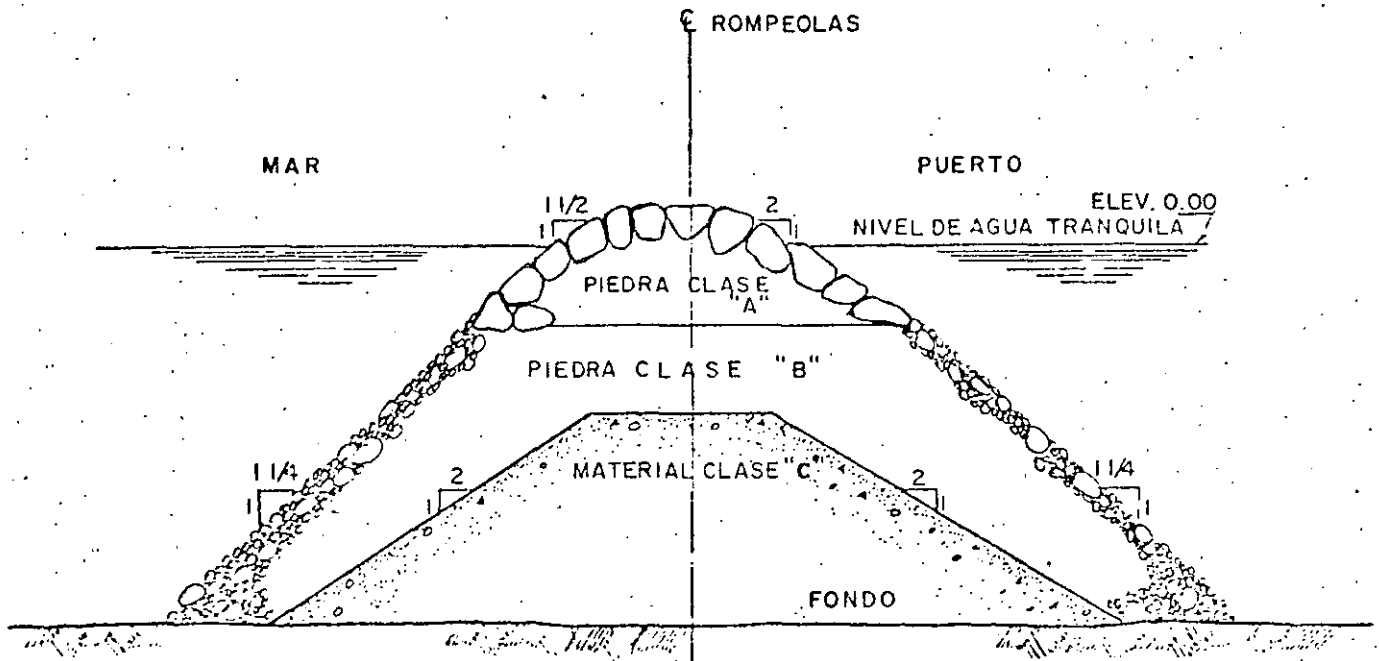
En las figuras 59 y 60 se presentan dos tipos de rompeolas cuyo uso ha sido muy común principalmente en el Continente Americano.



DIMENSIONES EN FT.

ALTURA DE OLA H	PENDIENTE		R		O		C		A
	X	Y	CLASE "A"	t_1	CLASE "B"	t_2	CLASE "C"	CLASE "D"	
			TAMAÑO-TON.		TAMAÑO-TON.		TAMAÑO-TON.	TAMAÑO-TON.	
1 - 5	1 1/2	1	2	3	2	3	2	2	
6 - 10	2	1	4	4	4	4	2-4	2	
11 - 15	2 1/2	1	7	5	5	4	2-6	2-4	
16 - 20	3	1	16	6	10	5	2-8	2-6	
21 - 25	3 1/2	1	23	7	15	6	2-10	2-6	

Fig. 59



PIEDRA CLASE "A" - SE SELECCIONA DE LA CANTERA CON PIEZAS NO MENORES DE 1 TON. Y AL MENOS EL 95% EN PESO DE 10 TON. O MAS CADA UNA

PIEDRA CLASE "B" - DE CANTERA CON NO MAS DEL 25% EN PESO DE PIEZAS MENORES DE 20 lb. Y NO MENOS DEL 40% DE PIEZAS DE 1 TON. O MAS.

MATERIAL CLASE "C" - ES UN RESIDUO DE CANTERA O MATERIAL DE DRAGADO.

Fig. 60

La construcción de plataformas marítimas y de amarraderos en el mar, trae como consecuencia la necesidad de tender tuberías de conducción submarinas de comunicación a tierra.

El cruzamiento de ríos y lagos por líneas de conducción terrestres, trae como consecuencia el tendido de tuberías subfluviales y sublacustres.

Los procedimientos de construcción o tendido son similares en ambos casos, dependiendo principalmente del tipo y diámetro de la línea de conducción y de la profundidad de tendido. A continuación mencionaremos algunos de los procedimientos que se han seguido en México:

El procedimiento posiblemente más económico, es colocando flotadores en tal forma que la tubería pueda arrastrarse flotando cerca de la superficie del agua. Dicho procedimiento es más bien aplicable a casos de aguas tranquilas y poco profundas como lo son los cruzamientos de ríos. Para grandes diámetros de tubería y aguas profundas es prácticamente imposible seguir este camino.

En ocasiones la tubería se arrastra por el fondo del mar evitando en gran parte los efectos de oleaje y corrientes (Fig.61), pero teniéndose el peligro de que las condiciones del terreno impidan en un momento dado el arrastre o produzcan graves daños. En el caso de líneas de corta longitud tendidas cerca de la playa se puede lograr buen éxito no obstante que el diámetro sea grande y las condiciones del tiempo severas, si se tiene mucho cuidado en emparejar el terreno de la rampa de lanzamiento y en controlar la intensidad del jalón sobre la tubería arrastrada tan solo una distancia igual a su corta longitud.

En otros casos las lingadas previamente construidas se colocan en el fondo, levantándose posteriormente los extremos para soldarse (Fig.62), pero existe el peligro de que al utilizar este procedimiento al tender tuberías de gran diámetro en aguas profundas, se induzcan curvaturas tales que produzcan el pandeo o estrangulamiento en algunas secciones.

Quizás el procedimiento más efectivo para tender tuberías sobre todo si el diámetro es grande (de 12" en adelante), y se tiene aguas muy profundas (de 30m. en adelante), es mediante un chalán de tendido con una rampa de deslizamiento (stinger) que se va desplazando haciendo uso de los winches y las anclas, con lo cual se puede tener un buen control de curvaturas (Fig.63). Un lanchón especial va suministrando la tubería, que se transporta al chalán de tendido mediante una grúa montada sobre el mismo; y a medida que se va lanzando se lleva a cabo la operación de soldar. En la mayoría de los casos mediante un dispositivo especial se aplica en el chalán tensión a la tubería para disminuir las curvaturas en ésta. La embarcación se debe fijar mediante varias anclas tal y como se indica en la Fig.64.

Los recubrimientos que lleva la tubería son para tres propósitos: 1) protección exterior; 2) protección interior, y 3) lastre. El recubrimiento exterior se usa junto con el sistema de protección catódica para prevenir corrosión y es en general un material asfáltico igual que el usado para líneas en tierra. El recubrimiento interior se usa generalmente cuando el producto a ser transportado es corrosivo o bien para reducir la rugosidad del tubo. El lastre generalmente consiste de un recubrimiento de concreto para darle a la línea el peso requerido, en tal forma de vencer la flotación más fuerzas de arrastre horizontal y vertical debidas a

corrientes y a la acción de tormentas, y suficientemente ligera para evitar que se hunda en el terreno del fondo. Es bastante frecuente proporcionar el recubrimiento para darle a la línea una densidad relativa neta de 1.3.

Experimentalmente se ha comprobado que los efectos del oleaje se transmiten hasta una profundidad de aproximadamente la mitad de la longitud de la ola. Puesto que la longitud de las olas de huracán alcanzan hasta 300 m., el efecto del oleaje puede actuar en profundidades hasta de 150 m.

Las líneas bajo el agua pueden protegerse contra corrientes y oleaje ya sea enterrándolas en el fondo con un recubrimiento mínimo de terreno de 3 ft., o mediante anclas fijas en el terreno.

Como primer paso para un proyecto de este tipo se deberá hacer un levantamiento topohidrográfico de la zona en que se piensa llevar a cabo el lanzamiento, eligiéndose una localización en tal forma que el terreno del fondo sea lo más regular posible, y de inmediato se obtendrán muestras del terreno en la localización elegida. En cuanto a las mareas, corrientes y oleajes, se podrán obtener mediante mediciones directas en el lugar, datos estadísticos y modelos matemáticos o de laboratorio.

Los esfuerzos debidos a flexión durante la construcción son el factor más importante para diseñar una línea de conducción que funcione bajo el agua.

Tres tipos de fallas pueden presentarse en la línea durante la construcción:

- 1) Pandeo o debilitamiento del tubo
- 2) Desprendimiento del recubrimiento de concreto debido a flexión excesiva.

3) Agrietamiento excesivo del recubrimiento de concreto.

En todos los casos la tercera condición se presenta primero, por lo que puede decirse que si se evita un agrietamiento excesivo del recubrimiento de concreto los otros dos tipos de fallas quedan eliminadas, además es importante para la estabilidad de la línea ya colocada que el contrapeso de concreto permanezca intacto para que el tubo conserve su alineamiento y profundidad de diseño.

Adoptando la convención:

M - Momento flexionante en la sección Kg-cm

σ - Esfuerzo en la fibra más alejada, Kg/cm²

R - Radio de curvatura, cm.

E - Módulo de elasticidad, Kg/cm²

r - Distancia del eje neutro a la fibra más alejado, cm.

I - Momento de inercia de la sección transversal, cm⁴

entonces,

$$\sigma = \frac{M}{I} r \quad \therefore \quad M = \frac{\sigma I}{r}$$

$$\frac{1}{R} = \frac{M}{EI} = \frac{\sigma}{Er}$$

$$\sigma = \frac{Er}{R} < \sigma_{perm.} \quad (19)$$

Es conveniente en cada caso revisar que los esfuerzos no alcancen valores capaces de producir una falla de inestabilidad elástica o estrangulamiento del tubo debido a excesiva curvatura que produzca un esfuerzo mayor que el crítico:

$$\sigma_{cr} = 1.3 \frac{Eh}{r\sqrt{3(1-\mu^2)}} \quad (20)$$

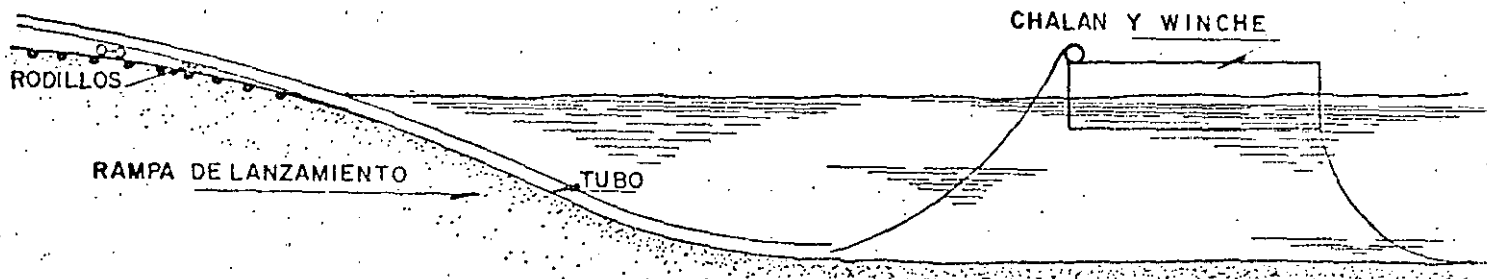


Fig. 61

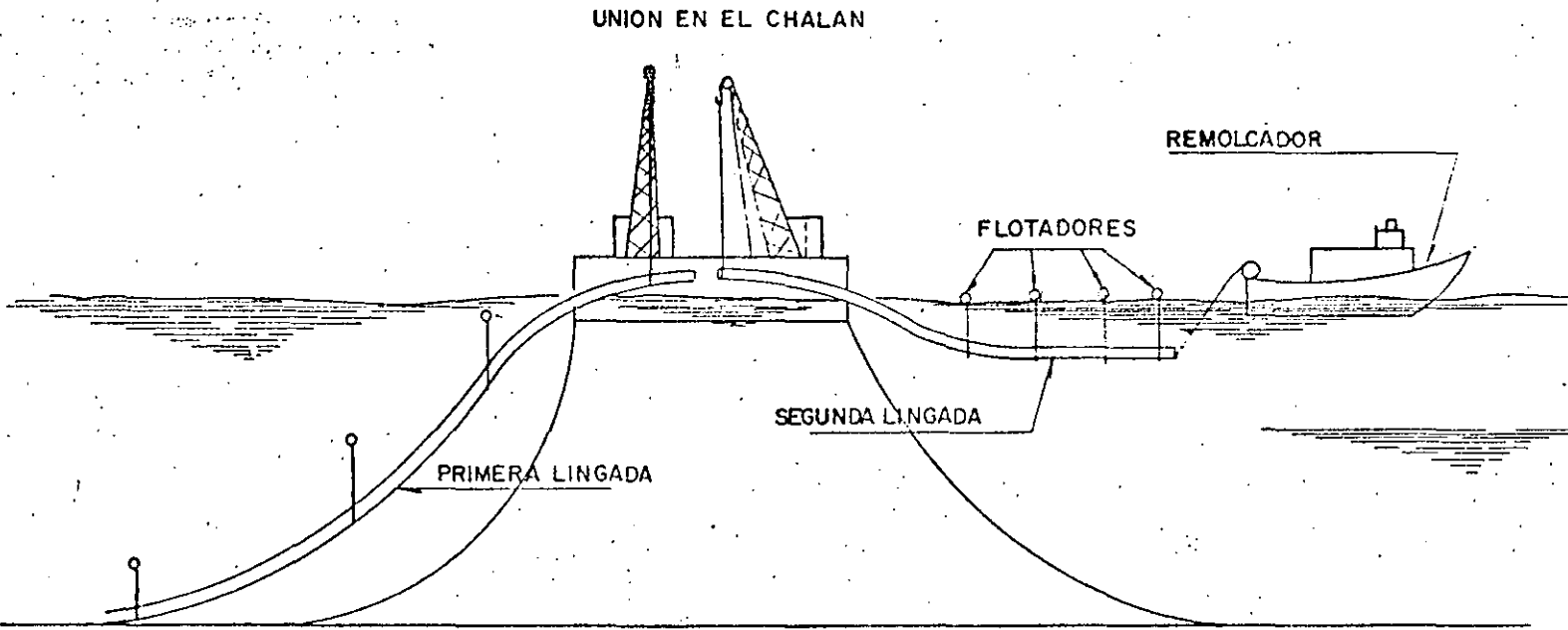


Fig. 62

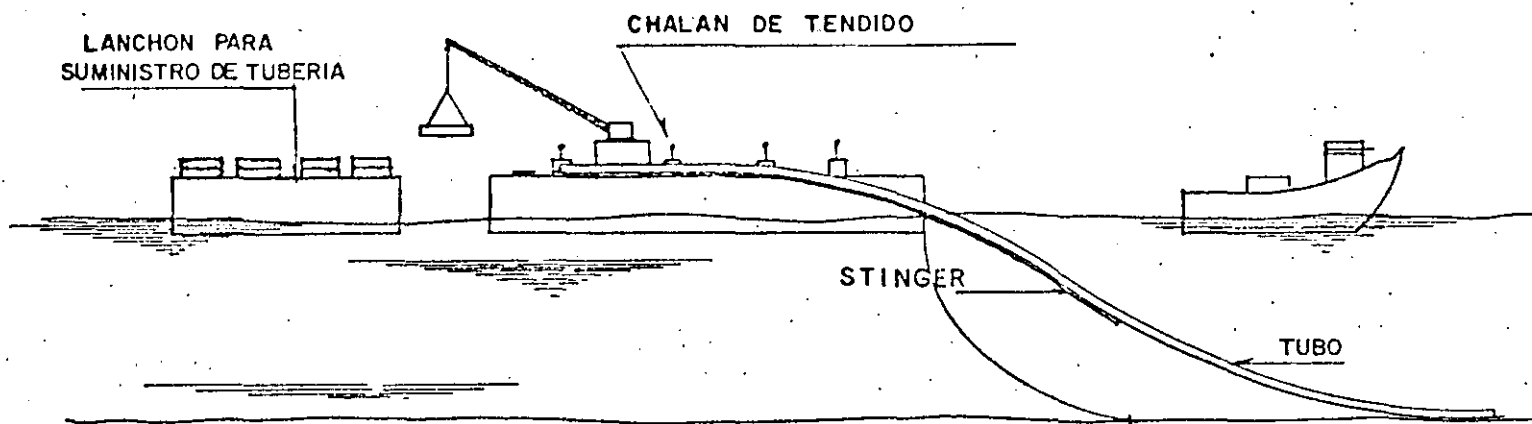


Fig. 63

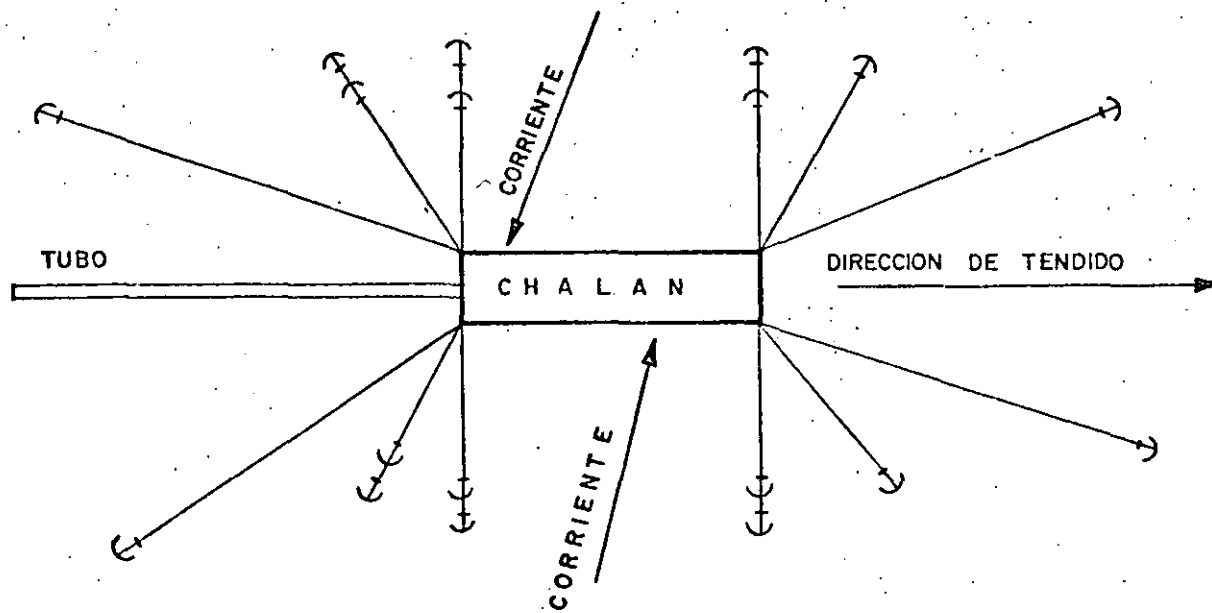


Fig. 64

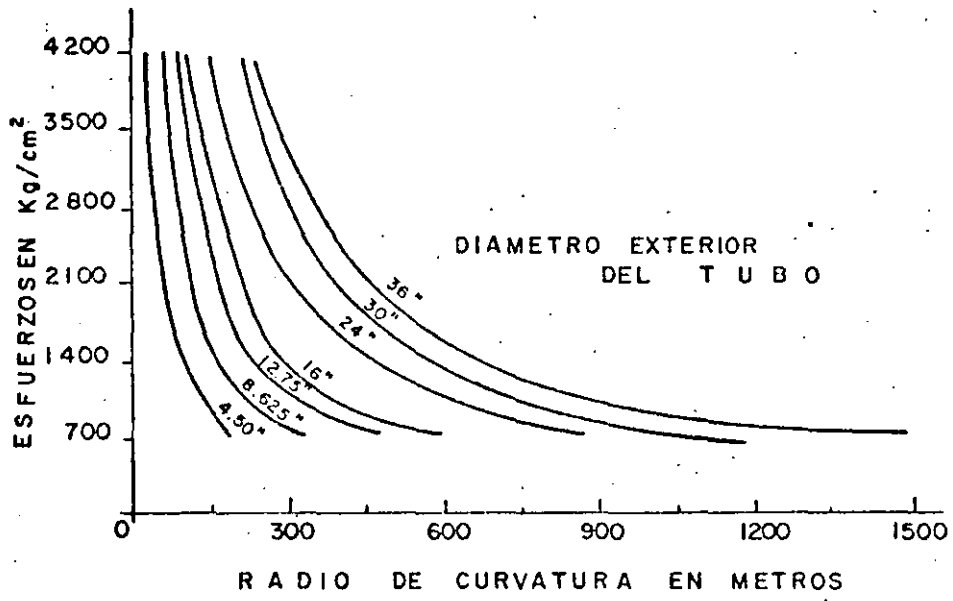


Fig. 65

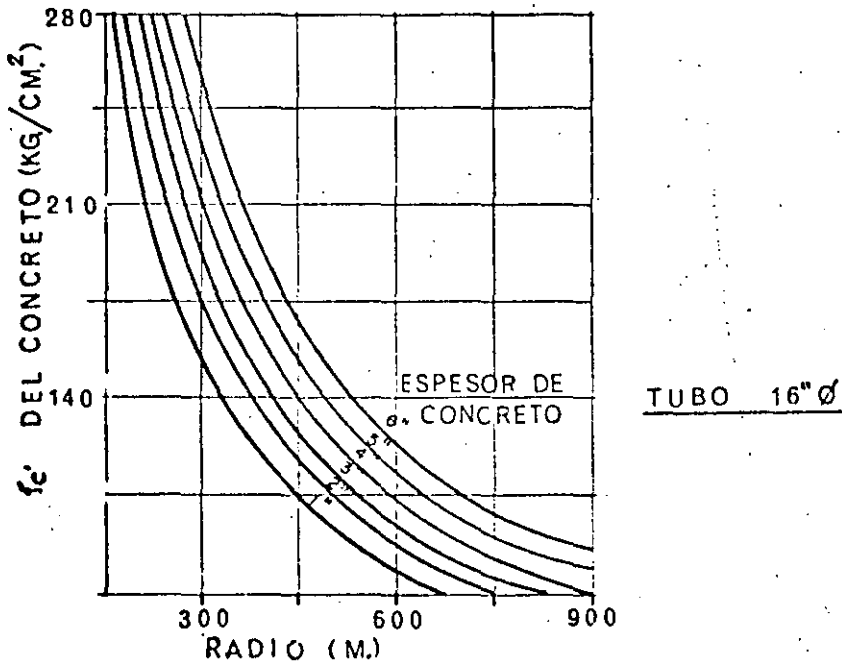


Fig. 66

h = espesor de la pared del tubo, cm

μ = módulo de Poisson

obtenido de desarrollos teóricos afectando el resultado por el factor 1.3 con base a experiencias sujetando tramos de tubo a cargas axiales y excentricas.

En la figura 65 se presentan para diferentes diámetros de tubo esfuerzos flexionantes en función de radios de curvatura.

Aunque el concreto fluye plásticamente bajo esfuerzos de compresión y prácticamente no tiene resistencia a la flexión, se puede utilizar la misma expresión (19) para obtener esfuerzos en el concreto en función del radio de curvatura; en la figura 66 se presentan gráficas al respecto para un tubo de 16" \varnothing con espesores de recubrimiento de concreto de 1" a 6".

Durante el tendido de la tubería es muy común que ésta se deforme adoptando una doble curvatura bajo las condiciones indicadas en la figura 67.

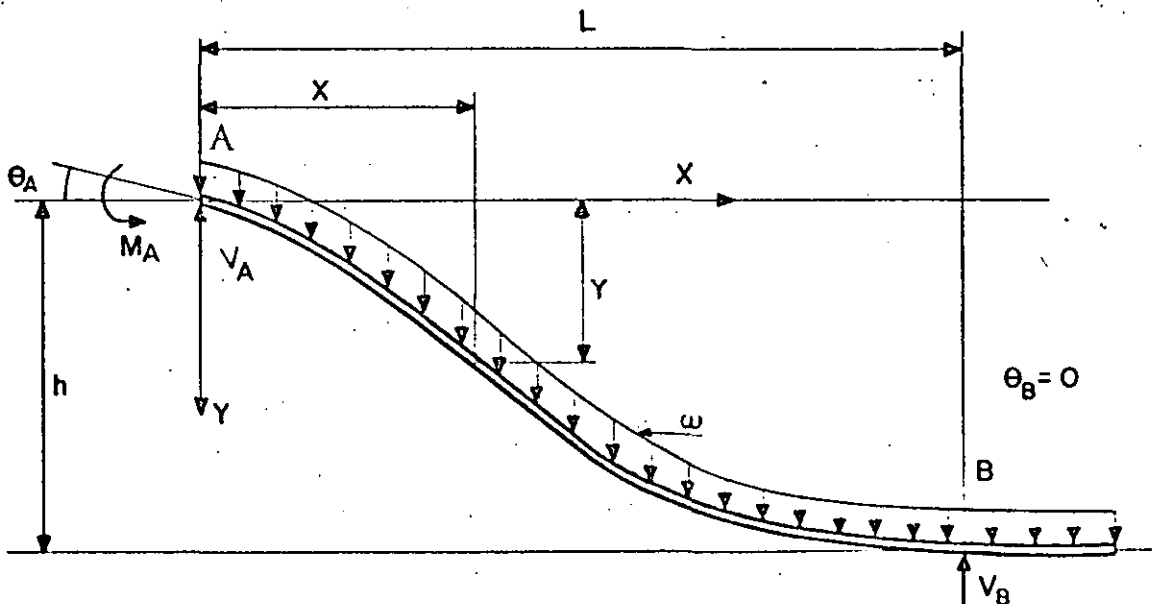


Fig. 67

Conviniendo que:

ω - Peso unitario de la línea en Kg/cm.

h - Profundidad del agua en cm.

L - Longitud no apoyada en cm.

θ_A y θ_B - Pendientes en A y B

M - Momento flexionante en la sección en Kg-cm.

R_A - Radio de curvatura en A en cm.

r - Distancia del eje neutro a la fibra más alejada en cm.

I - Momento de inercia de la sección transversal en cm^4

V_A y V_B - Reacciones en A y B en Kg.

X - Distancia desde el apoyo izquierdo en cm.

Y - Flecha en cm.

Se puede llevar a cabo un análisis aproximado del problema en la siguiente forma.

$$M = M_A + V_A X - \frac{\omega X^2}{2} \qquad M_A = -\frac{EI}{R_A}$$

$$M = -\frac{EI}{R_A} + V_A X - \frac{\omega X^2}{2} \quad ; \quad \text{Si } X = L, \quad M = 0 \quad (21)$$

$$0 = -\frac{EI}{R_A} + V_A L - \frac{\omega L^2}{2}$$

$$V_A = \frac{EI}{R_A L} + \frac{\omega L}{2} \quad (22)$$

Substituyendo en (21)

$$M = -\frac{EI}{R_A} + \left(\frac{EI}{R_A L} + \frac{\omega L}{2} \right) X - \frac{\omega X^2}{2}$$

$$M = \frac{EI}{R_A} \left(\frac{X}{L} - 1 \right) + \frac{\omega X}{2} (L - X) \quad (23)$$

Puesto que

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M}{EI} = -\frac{1}{R_A} \left(\frac{X}{L} - 1 \right) - \frac{\omega X}{2EI} (L - X) \quad (24)$$

Integrando respecto a x

$$\theta = \frac{dy}{dx} = -\frac{1}{R_A} \left(\frac{X^2}{2L} - X \right) - \frac{\omega X^2}{12EI} (3L - 2X) + C_1$$

$$\text{Si } X=0, \theta = \theta_A \therefore C_1 = \theta_A$$

$$\theta = -\frac{1}{R_A} \left(\frac{X^2}{2L} - X \right) - \frac{\omega X^2}{12EI} (3L - 2X) + \theta_A \quad (25)$$

$$\text{Si } X=L, \theta = 0$$

$$0 = -\frac{1}{R_A} \left(\frac{L}{2} - L \right) - \frac{\omega L^2}{12EI} (3L - 2L) + \theta_A$$

$$0 = \frac{L}{2R_A} - \frac{\omega L^3}{12EI} + \theta_A$$

$$\theta_A = -\frac{L}{2R_A} + \frac{\omega L^3}{12EI} \quad (26)$$

Integrando nuevamente respecto a x

$$y = -\frac{1}{R_A} \left(\frac{X^3}{6L} - \frac{X^2}{2} \right) - \frac{\omega X^3}{24EI} (2L - X) + \theta_A X + C_2$$

$$\text{Si } X=0, y=0 \therefore C_2 = 0$$

$$y = -\frac{1}{R_A} \left(\frac{X^3}{6L} - \frac{X^2}{2} \right) - \frac{\omega X^3}{24EI} (2L - X) + \theta_A X \quad (27)$$

$$\text{Si } X=L, y=h$$

$$h = -\frac{1}{R_A} \left(\frac{L^2}{6} - \frac{L^2}{2} \right) - \frac{\omega L^3}{24EI} (2L - L) + \theta_A L$$

$$h = \frac{L^2}{3R_A} - \frac{\omega L^4}{24EI} + \theta_A L$$

Sustituyendo el valor de (26)

$$h = \frac{L^2}{3R_A} - \frac{\omega L^4}{24EI} - \frac{L^2}{2R_A} + \frac{\omega L^4}{12EI}$$

$$h = -\frac{L^2}{6R_A} + \frac{\omega L^4}{24EI}$$

$$24EI R_A h = -4EIL^2 + \omega R_A L^4$$

$$L^4 - \frac{4EI}{\omega R_A} L^2 - \frac{24EIh}{\omega} = 0 \quad (28)$$

Resolviendo la ecuación (28) se puede encontrar el valor de L en función de las características de la tubería, la curvatura en el chalán, la carga unitaria y la profundidad del agua, valor que sustituido en (23) nos dará el momento flexionante en cualquier sección y en (22) la reacción del chalán.

Derivando respecto a "x" e igualando a cero

$$\frac{dM}{dx} = \frac{EI}{R_A L} + \frac{\omega L}{2} - \omega x = 0$$

$$x = \frac{L}{2} + \frac{EI}{R_A L \omega}$$

que nos dá el punto en el cual se presenta el momento máximo, el cual se puede obtener sustituyendo en (23)

Si $M = 0$ tendremos el punto de inflexión resolviendo la ecuación.

$$\frac{\omega}{2} x^2 - \left(\frac{EI}{R_A L} + \frac{\omega L}{2} \right) x + \frac{EI}{R_A} = 0$$

Como un caso particular tenemos la condición de una sola curvatura de la figura 68, la cual se presenta como etapa intermedia antes de llegar a la anterior, pero que también conviene analizar por las fuertes curvaturas que también se presentan. Para dicho caso la curvatura en el extremo A es nula y por lo tanto:

$$V_A = \frac{\omega L}{2} = V_B$$

$$M = \frac{\omega L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2} \quad ; \quad M_{MAX} = \frac{\omega L^2}{8}$$

$$L^4 - \frac{24EIh}{\omega} = 0 \quad ; \quad L = \sqrt[4]{\frac{24EIh}{\omega}}$$

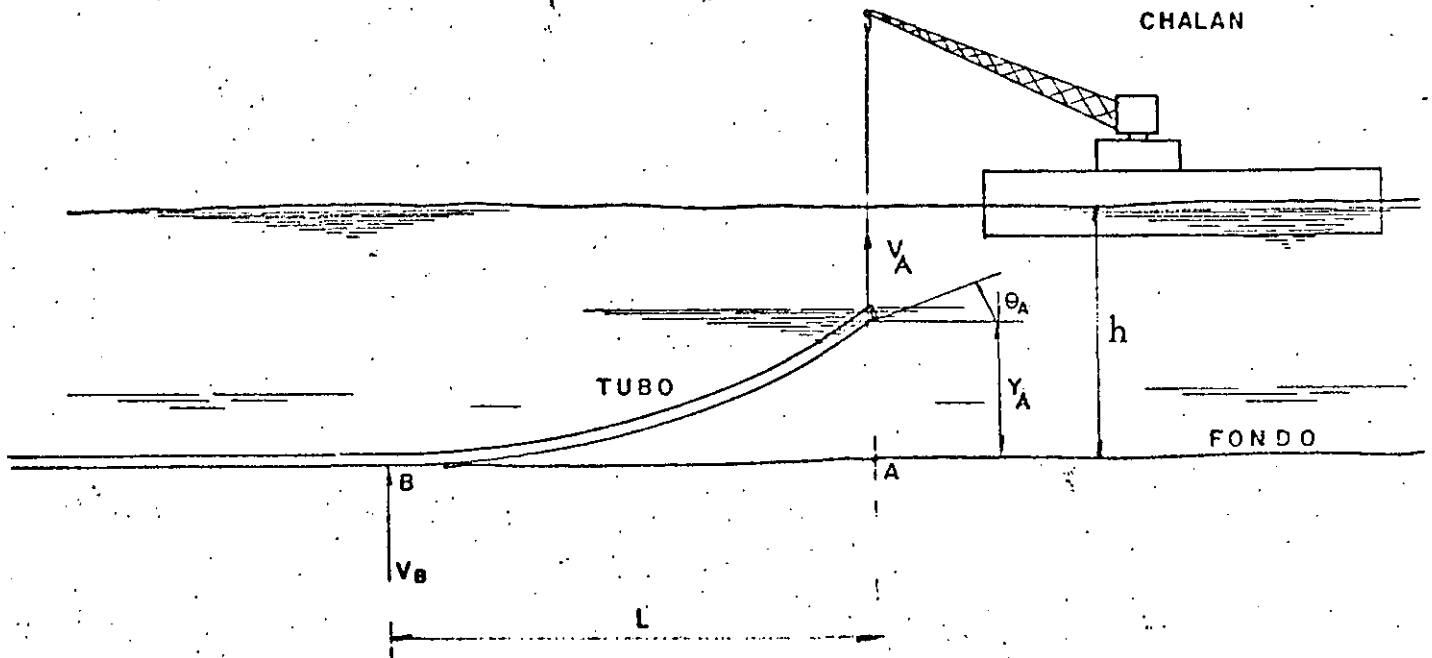


Fig. 68

En ocasiones mediante un dispositivo especial se le aplica una tensión a la tubería, del orden de 5 a 20 toneladas, con el objeto de disminuir curvaturas, en cuyo caso las condiciones son las presentadas en la figura 69.

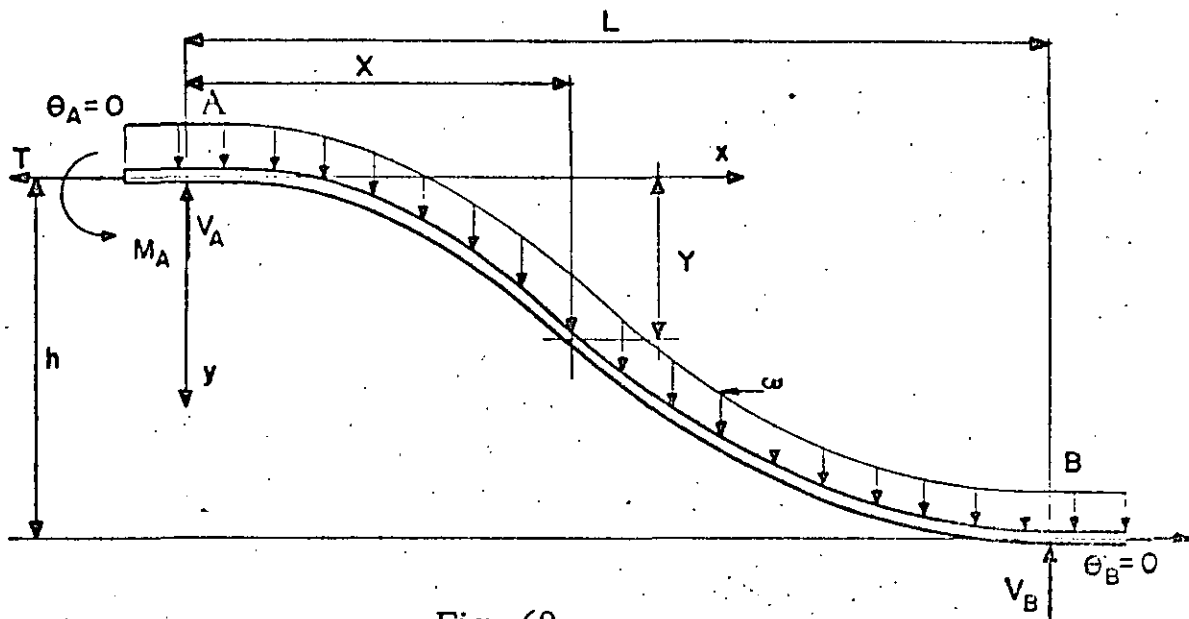


Fig. 69

$$M = -\frac{EI}{R_A} + V_A X - \frac{\omega X^2}{2} - T Y$$

$$\text{Si } X=L, \quad Y=h, \quad M=0$$

$$0 = -\frac{EI}{R_A} + V_A L - \frac{\omega L^2}{2} - T h$$

$$V_A = \frac{EI}{R_A L} + \frac{\omega L}{2} + T \frac{h}{L} \quad (29)$$

$$M = -\frac{EI}{R_A} + \left(\frac{EI}{R_A L} + \frac{\omega L}{2} + T \frac{h}{L} \right) X - \frac{\omega X^2}{2} - T Y \quad (30)$$

Puesto que

$$\frac{d^2 Y}{d X^2} = \frac{M}{EI} = \frac{1}{R_A} - \left(\frac{1}{R_A L} + \frac{\omega L}{2EI} + \frac{T h}{EIL} \right) X + \frac{\omega}{2EI} X^2 + T Y$$

$$\frac{d^2 Y}{d X^2} - \frac{T Y}{EI} = \frac{\omega}{2EI} X^2 - \left(\frac{1}{R_A L} + \frac{\omega L}{2EI} + \frac{T h}{EIL} \right) X + \frac{1}{R_A}$$

Ecuación diferencial cuya solución es :

$$Y = C_1 e^{\sqrt{\frac{T}{EI}} x} + C_2 e^{-\sqrt{\frac{T}{EI}} x} - \frac{\omega}{2T} x^2 + \left(\frac{EI}{R_A L T} + \frac{\omega L}{2T} + \frac{h}{L} \right) x - \frac{EI}{R_A T} - \frac{\omega EI}{T^2} \quad (31)$$

$$\text{Si } x = 0, \quad Y = 0$$

$$C_1 + C_2 = \frac{EI}{R_A T} + \frac{\omega EI}{T^2} \quad (32)$$

$$\frac{dY}{dX} = \sqrt{\frac{T}{EI}} C_1 e^{\sqrt{\frac{T}{EI}} x} - \sqrt{\frac{T}{EI}} C_2 e^{-\sqrt{\frac{T}{EI}} x} - \frac{\omega}{T} x + \frac{EI}{R_A L T} + \frac{\omega L}{2T} + \frac{h}{L}$$

$$\text{Si } x = 0, \quad \frac{dY}{dX} = 0$$

$$C_2 - C_1 = \left(\frac{EI}{R_A L T} + \frac{\omega L}{2T} + \frac{h}{L} \right) \sqrt{\frac{EI}{T}} \quad (33)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones (32) y (33)

$$C_1 = \frac{EI}{2R_A T} + \frac{\omega EI}{2T^2} - \frac{(EI)^{3/2}}{2R_A L T^{3/2}} - \frac{\omega L (EI)^{1/2}}{4T^{3/2}} - \frac{h(EI)^{1/2}}{2LT^{1/2}}$$

$$C_2 = \frac{EI}{2R_A T} + \frac{\omega EI}{2T^2} + \frac{(EI)^{3/2}}{2R_A L T^{3/2}} + \frac{\omega L (EI)^{1/2}}{4T^{3/2}} + \frac{h(EI)^{1/2}}{2LT^{1/2}}$$

Tomando en cuenta estos valores y los desarrollados en serie

$$e^{\sqrt{\frac{T}{EI}} x} = 1 + \sqrt{\frac{T}{EI}} x + \frac{T}{2EI} x^2 + \frac{T^{3/2}}{6(EI)^{3/2}} x^3 + \frac{T^2}{24(EI)^2} x^4$$

$$e^{-\sqrt{\frac{T}{EI}} x} = 1 - \sqrt{\frac{T}{EI}} x + \frac{T}{2EI} x^2 - \frac{T^{3/2}}{6(EI)^{3/2}} x^3 + \frac{T^2}{24(EI)^2} x^4$$

Se puede obtener sustituyendo en (31)

$$Y = \left(\frac{T}{24EI R_A} + \frac{\omega}{24EI} \right) x^4 - \left(\frac{1}{6R_A L} - \frac{\omega L}{12EI} - \frac{hT}{6EIL} \right) x^3 + \frac{1}{2R_A} x^2 \quad (34)$$

Puesto que si $x=L$, $Y=h$

$$\left(\frac{T}{24EI R_A} - \frac{\omega}{24EI} \right) L^4 - \left(\frac{1}{3R_A} - \frac{hT}{6EI} \right) L^2 - h = 0 \quad (35)$$

Derivando (34) respecto a X y tomando en cuenta que si - -

$$X = L, \frac{dy}{dx} = 0$$

$$\frac{1}{R_A} = \frac{\omega L^2 + 6 h T^2}{2 T^2 L^2 + 6 E I T} \quad (36)$$

Resolviendo la ecuación (35) se puede encontrar el valor de la L en función de las características de la tubería, la curvatura en el chalán, la carga unitaria, la profundidad del agua y la tensión en el chalán, valor que sustituido en (30) nos dará el momento flexionante en cualquier sección, sustituyéndolo en (29) nos dará la reacción del chalán y en (34) la curva del eje deformado de la tubería. Es posible también obtener el momento máximo y el punto de inflexión procediendo en la misma forma del caso anterior.

Durante el planteamiento del problema hemos hecho varias simplificaciones que conviene mencionar: En primer lugar ^{no} integramos a lo largo de la curva del eje del tubo deformado; por otro lado, estamos considerando el problema plano despreciando la torsión producida principalmente por los movimientos del chalán durante el tendido. Prácticamente se ha comprobado que, la aproximación de los resultados obtenidos bajo dichas consideraciones, es suficiente para la determinación del equipo necesario para llevar a cabo las maniobras durante el tendido.

Aplicando un procedimiento de diferencias finitas es posible hacer un análisis más aproximado del problema, tomando en cuenta los efectos torsionantes y la carga que en realidad actúa a lo largo del eje deformado.

En todos los casos resulta de gran ayuda la aplicación del cálculo electrónico puesto que, se puede elaborar un programa que nos dé con bastante rapidez diagramas de momento flexionante y deformación para diferentes condiciones de la línea.

Modelos de laboratorio o mediciones directas en el lugar utilizando medidores de deformación, podrán confirmar la aproximación de los resultados obtenidos aplicando las fórmulas antes presentadas, que con base a las observaciones que se hagan podrán ser afinadas en el futuro.

PLATAFORMAS MARITIMAS

La perforación de pozos petroleros en varios países, incluyendo a México, tiende a seguirse en el mar, por lo que en los últimos años se ha iniciado la construcción de plataformas para dicho propósito.

En la actualidad se construyen plataformas marítimas localizadas en lugares de gran profundidad del fondo marino con un procedimiento muy práctico y bastante estudiado. El equipo utilizado consiste de chalanes, remolcadores y una grúa de gran capacidad. En general se usan cuatro chalanes transportando la subestructura prefabricada, la superestructura también prefabricada, los pilotes y la grúa que son movidos por los remolcadores que a su vez se utilizan durante las maniobras de construcción. Las etapas constructivas son esencialmente las siguientes:

- a) Colocación de la subestructura consistente de guías para los pilotes y piezas de contraventeo.
- b) Hincado de los pilotes.
- c) Colocación de la superestructura.
- d) Colocación del equipo que servirá para operar la plataforma.

Como puede observarse en la figura 70 la estructura es a base de secciones tubulares bastante robustas soldadas en forma continua utilizando mano de obra de primera calidad.

Varios tipos de plataformas fijas como la antes presentada se han construido con muy buenos resultados, y se ha experimentado con otros tipos tales como las flotantes y las oscilantes que absorben la energía del oleaje mediante cambios de energía potencial y disipación por fricción, pero su efectividad no ha sido aún confirmada.

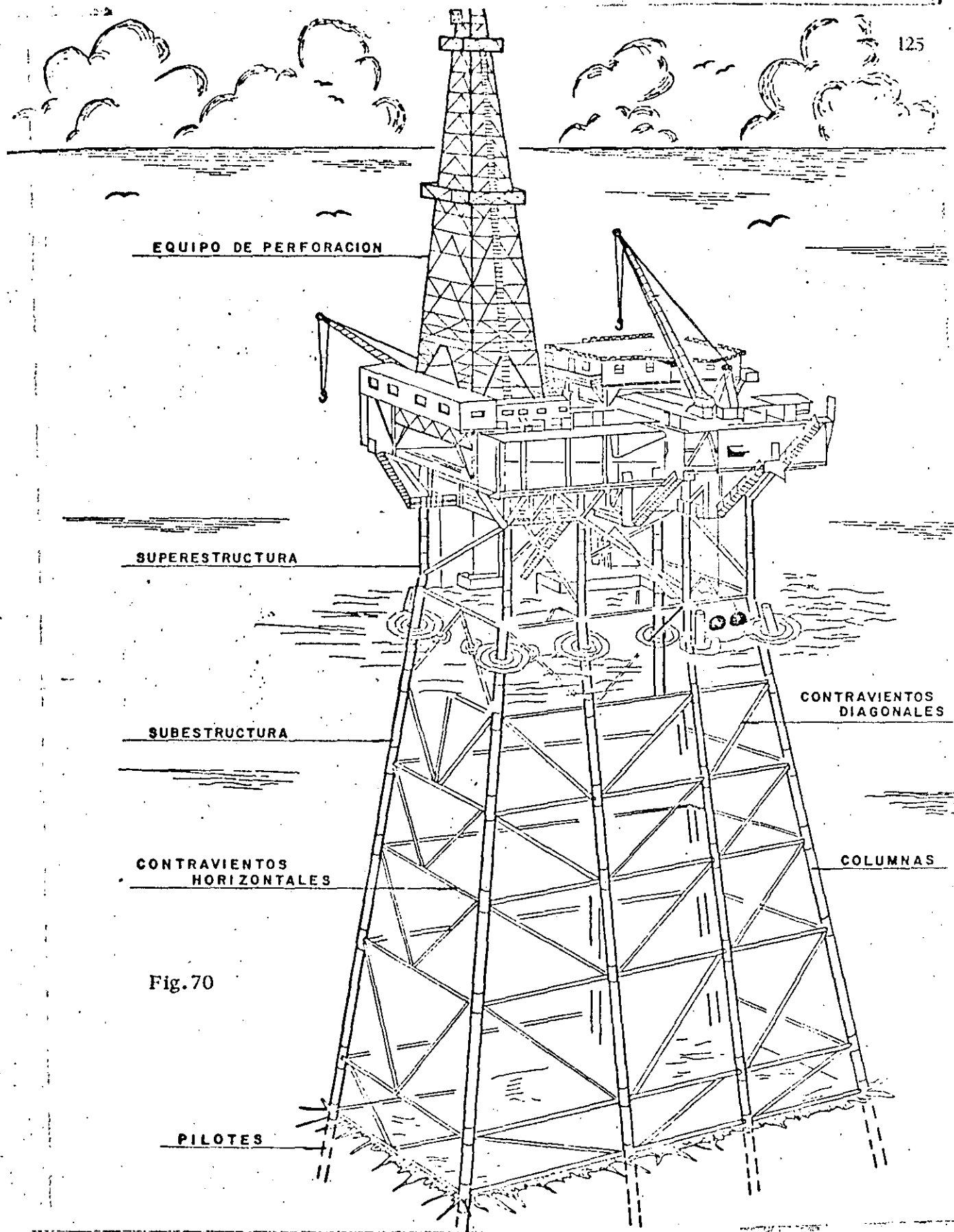


Fig. 70

El oleaje es determinante en el diseño de las plataformas, por lo cual es necesario poder definir sus características para poder asegurar que la estructura diseñada podrá resistir las condiciones más severas - aún en el caso de tormentas y huracanes. Para ésto se puede proceder a llevar a cabo análisis de registros de oleaje, lo cual es adecuado siempre y cuando los datos con que se cuente sean los obtenidos en un período largo de tiempo y en el sitio preciso donde se instalará la plataforma. - - También se puede hacer una predicción del oleaje ya sea utilizando datos metereológicos de cartas de tiempo o suponiendo un modelo. Con cualquiera de los métodos descritos se tratará de definir la máxima altura de la ola que se utilizará en el proyecto con una probabilidad de ocurrencia entre 10 y 15 años.

Para definir la altura de la estructura se tomarán en cuenta además del oleaje, la marea astronómica, marea de tormenta y un bordo libre, - generalmente de 1.00 m., con el fin de prever un cierto margen de seguridad a la estructura.

Con base a los desarrollos de Morison, O'Brien y Shaaf para obtener las fuerzas que se ejercen sobre los miembros de una plataforma de perforación, presentaremos algunas fórmulas aplicables en un análisis de este tipo.

Se parte de la expresión de la Hidrodinámica que nos dá la fuerza que un fluido ejerce sobre un cuerpo sumergido en su seno:

$$F = C_M \rho V \frac{\partial u}{\partial t} + 1/2 C_D \rho A |u| u \quad (37)$$

el primer término correspondiendo a la fuerza de inercia del fluido de -- masa ρV y aceleración $\frac{\partial u}{\partial t}$ actuando sobre el cuerpo de volúmen V ; y el segundo término a la fuerza de arrastre que el fluido con velocidad u ,

ejerce en el área expuesta A del cuerpo, al transformarse la carga de velocidad en carga de presión. Los coeficientes C_M y C_D corresponden a los efectos de la fricción entre el fluido y el cuerpo.

Para el cálculo de la velocidad u y la aceleración $\frac{\partial u}{\partial t}$, en las expresiones que presentamos a continuación se aplica la teoría lineal de oleaje

de oleaje

También puede tomarse en cuenta el efecto de las corrientes aplicando la expresión (37) en la forma que se explicó al referirnos a la expresión (9).

Distribución de fuerzas horizontales en las columnas Fig.71

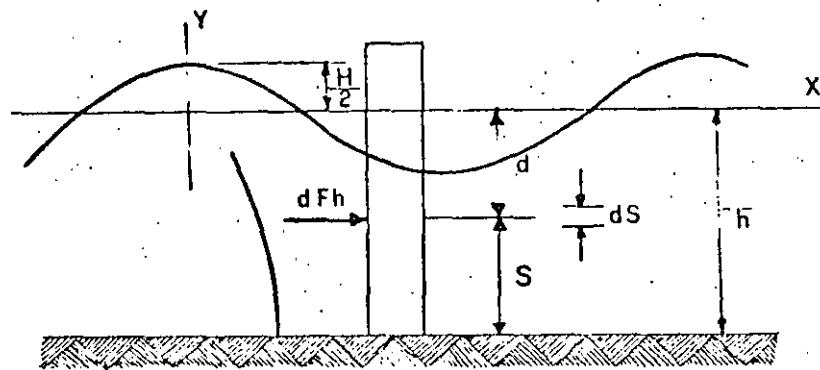


Fig. 71

$$dFh = \left(C_M \rho \frac{\pi D^2}{4} \frac{\partial u}{\partial t} + 1/2 C_D \rho D |u| u \right) dS$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{2\pi^2 H}{T^2} \frac{\cosh [2\pi(Y+d)/L]}{\sinh 2\pi h/L} \sin \theta$$

$$u = \frac{\pi H}{T} \frac{\cosh [2\pi(Y+d)/L]}{\sinh 2\pi h/L} \cos \theta$$

$$Y = \frac{H}{2} \cos \theta$$

$$\theta = 2\pi \left(\frac{X}{L} - \frac{t}{T} \right) = \text{angulo de fase}$$

en donde:

C_M = coeficiente de masa = 2

C_D = coeficiente de arrastre, de 1.2 a 1.6

ρ = densidad del agua de mar

D = diámetro de la columna

$\frac{\partial u}{\partial t}$ = componente horizontal de la aceleración local del fluido.

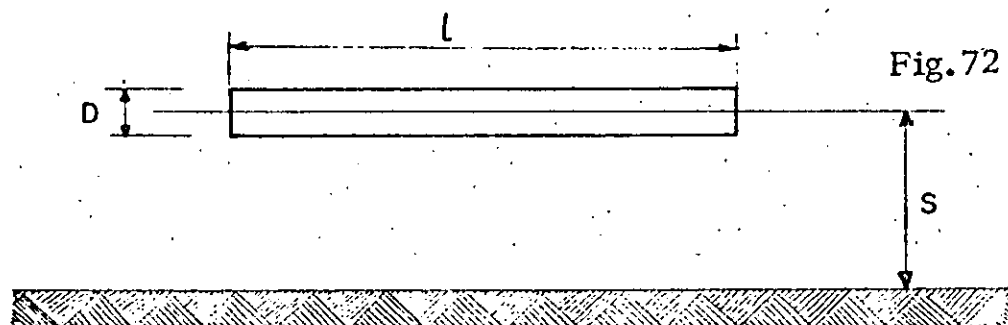
u = componente horizontal de la velocidad de las partículas del agua.

H = altura de la ola

L = longitud del oleaje

T = periodo del oleaje

Fuerzo horizontal en los contravientos horizontales Fig.72



$$F_n = \frac{\rho D L}{2} \left(\frac{\pi}{2} D C_M \frac{\partial u}{\partial t} + C_D |u| u \right)$$

l = Longitud del contraviento

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{2 \pi^2 H}{T^2} \frac{\cosh [2 \pi (Y+d)/L]}{\sinh 2 \pi h/L} \sin \theta$$

$$u = \frac{\pi H}{T} \frac{\cosh [2 \pi (Y+d)/L]}{\sinh 2 \pi h/L} \cos \theta$$

$$\sin \theta = \pm \frac{C_M D \pi}{2 C_D H} \frac{\sinh 2 \pi h/L}{\cosh 2 \pi s/L}$$

para la condición más desfavorable

Fuerza vertical total en los contravientos horizontales.-

$$F_v = \frac{\rho D l}{2} \left(\frac{\gamma}{2} D C_M \frac{\partial v}{\partial t} + C_D |v, v| \right)$$

v = Velocidad vertical

$$\frac{\partial v}{\partial t} = -\frac{2\pi^2 H}{T^2} \frac{\text{sen } 2\pi S/L}{\text{sen } 2\pi h/L} \cos \theta$$

$$v = \frac{\gamma H}{T} \frac{\text{sen } h \, 2\pi S/L}{\text{sen } \pi h/L} \text{sen } \theta$$

$$\cos \theta = \frac{C_M D \gamma}{2 C_D H} \frac{\text{sen } h \, 2\pi h/L}{\text{sen } h \, 2\pi S/L}$$

para la condición más desfavorable

Tendremos como condición más desfavorable al contraviento en un plano vertical perpendicular a la dirección del oleaje.

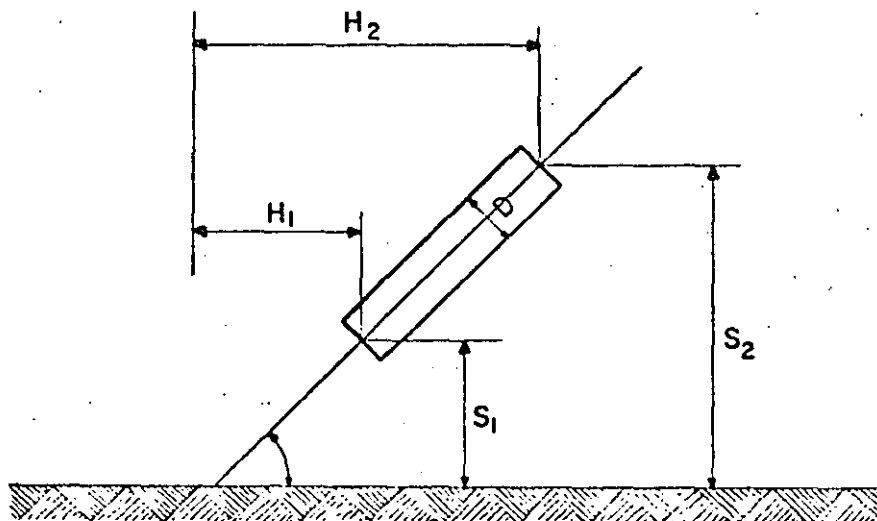


Fig. 73

$$F_h = \frac{\pi \rho H^2 L}{T^2 \sin \alpha} \left[\frac{\gamma D}{4H} C_M K_2 \sin \theta + C_D K_1 |\cos \theta| \cos \theta \right]$$

$$K_1 = \frac{\sinh \frac{4\pi S_2}{L} - \sinh \frac{4\pi S_1}{L} + \frac{4\pi S_2}{L} - \frac{4\pi S_1}{L}}{16 \left(\sinh \frac{2\pi h}{L} \right)^2}$$

$$K_2 = \frac{\sinh \left(\frac{2\pi S_2}{L} \right) - \sinh \left(\frac{2\pi S_1}{L} \right)}{\sinh \left(\frac{2\pi h}{L} \right)}$$

$$\sin \theta = + \frac{D C_M K_2}{8 H C_D K_1} \text{ para la condición más desfavorable} \quad \text{ó } \cos \theta = 0$$

$$F_v = \pi \rho D \frac{H^2 L}{T^2} \left[- \frac{\gamma D C_M}{4 H \sin \alpha} K'_2 \cos \theta + \frac{C_D}{\tan \alpha} K'_1 |\sin \theta| \sin \theta \right]$$

$$K'_1 = \frac{\sinh \left(\frac{4\pi S_2}{L} \right) - \sinh \left(\frac{4\pi S_1}{L} \right) - \frac{4\pi S_2}{L} + \frac{4\pi S_1}{L}}{16 \left(\sinh \frac{2\pi h}{L} \right)^2}$$

$$K'_2 = \frac{\cosh \frac{2\pi S_2}{L} - \cosh \frac{2\pi S_1}{L}}{\sinh \frac{2\pi h}{L}}$$

$$\cos \theta = - \frac{\gamma D C_M}{8 H C_D \cos \alpha} \frac{K'_2}{K'_1} \text{ Para la condición más desfavorable}$$

$$\text{ó } \sin \theta = 0$$

Durante el análisis de una plataforma se tienen que realizar varios tanteos para obtener la condición de carga más desfavorable, no obstante, actualmente es posible disponer de las computadoras electrónicas, y hacer un programa que nos proporcione los esfuerzos en todos los elementos de la estructura tridimensional para diferentes condiciones de carga, y llegar en esta forma a la más desfavorable, que determinará el diseño definitivo.

ESTUDIOS OCEANOGRÁFICOS

GENERALIDADES

- I. Un Estudio de este tipo debe proporcionar básicamente, información de los siguientes aspectos:
 - a) Topohidrografía.
 - b) Vientos
 - c) Mareas
 - d) Oleaje
 - e) Corrientes
 - f) Muestreo de los materiales del fondo.
 - g) Levantamiento estratigráfico.

- II. Con las conclusiones que se obtengan en los puntos anteriores se elaborarán recomendaciones de:
 - a) Alternativas para solucionar el problema para el cual va a servir el estudio.
 - b) Diseño, en su caso, de la línea submarina tanto para las condiciones de operación como de construcción con el menor riesgo posible.

- III. Analizar los costos y aspectos técnicos de la construcción es esencial, aunque sea en forma aproximada, para poder seleccionar la alternativa más conveniente.

TOPOHIDROGRAFIA

Se deberá obtener un levantamiento general de la zona, de preferencia haciendo sondeos por medios acústicos y trazando curvas de nivel, puesto que la configuración del fondo normalmente sufre cambios frecuentes en ocasiones muy considerables.

Si lo anterior no puede hacerse, en una forma más aproximada y económica se tratarán de aprovechar levantamientos existentes llevados a cabo por la Gerencia de Exploración, la Secretaría de Marina, The Hydrographic Office of the U.S. Navy, etc.

Para el caso de una línea submarina, se elegirá una localización en que el fondo sea lo más regular posible, siendo necesario levantar el perfil tipo a lo largo del trazo que se elija, así como otros dos perfiles adyacentes que tan solo confirmarán las características de la franja elegida, en la cual quedará alojada la tubería y cuya aproximación más que cuantitativa es cualitativa. Tomando en cuenta que los efectos del oleaje se transmiten hasta una profundidad de aproximadamente la mitad de la longitud de la ola, un criterio para elegir la distancia de los perfiles adyacentes al central es que, esta sea el doble de la máxima profundidad que se tenga.

Para la obtención de los perfiles del fondo se harán sondeos cada determinado intervalo de tiempo manteniendo constante la velocidad de la embarcación al navegar, controlando la posición utilizando la brújula y --

mediante visuales a la plataforma o a balizas colocadas en tierra al navegar en uno y otro sentido. La posición horizontal de la embarcación en el momento de un sondeo puede fijarse mediante la intersección de las visuales de dos tránsitos colocados en tierra. La experiencia ha demostrado conveniente llevar a cabo sondeos a cada 500 m. de distancia horizontal a lo largo del trazo reportando profundidades en metros referidas al nivel de marea baja media en sicigias.

W I E N T O S

El viento al soplar sobre el océano origina corrientes y oleajes, merced al esfuerzo tangencial que ocasiona sobre la superficie, que junto con las variaciones de presión hace que el agua se mueva. Por otro lado, las instalaciones marítimas reciben la presión del viento que viene a ser una carga básica de diseño.

Por las razones anteriores es necesario contar con registros de viento reinante y de intensidad máxima.

Dichos registros pueden obtenerse de datos estadísticos del lugar o bien recurriendo a las cartas de la Hydrographic Office of the U. S. Navy.

M A R E A S

Las mareas son importantes no solo por los niveles que alcanzan sino también por las corrientes que originan.

Es costumbre en las obras marítimas de México referir las elevaciones al nivel de marea baja media en sicigias, siendo muy importante conocer la pleamar máxima registrada, la bajamar mínima registrada y el nivel medio del mar.

Estos datos pueden obtenerse de las Tablas de Predicción de Mareas - que publica el Instituto de Geofísica de la Universidad Nacional Autónoma de México.

OLEAJE

Un efecto muy importante en la instalación de líneas submarinas en aguas profundas es la condición de la superficie en que se requiere que opere el equipo de tendido, lo cual es también determinante para el diseño de obras marítimas exteriores, incluyendo las plataformas de perforación.

Por esto, se requiere realizar un análisis del oleaje para obtener su altura, longitud, dirección, período y probabilidad de ocurrencia, y poder definir los programas de trabajo con base a las condiciones del mar bajo las cuales pueden trabajar los diferentes tipos de equipo o estructuras. Para un diseño racional se requeriría obtener registros de un año cuando menos, lo cual raras veces es posible.

El procedimiento más común consiste en instalar un *ológrafo*, el cual mide amplitud y longitud. Esta información junto con las olas observadas y datos estadísticos, proporcionarán las olas de diseño que se utiliza

rán para determinar la forma en que las condiciones superficiales -- afectan las maniobras. De ser posible, es del todo recomendable llevar a cabo un modelo físico o matemático.

La información en cuanto a la dirección del frente de olas y la forma de su ocurrencia es de vital importancia para poder determinar el período en que el equipo puede trabajar. Para diseño se recomienda elegir una ola con una probabilidad de ocurrencia entre 10 y 15 años.

También en este caso puede recurrirse a la información aproximada que proporcionan las cartas de la Hydrographic Office de la U. S. Navy.

Experimentalmente se ha comprobado que los efectos del oleaje se transmiten hasta una profundidad de aproximadamente la mitad de la longitud de la ola. Puesto que, las longitudes de las olas de huracán alcanzan hasta 300 m., el efecto del oleaje puede actuar en profundidades hasta de 150 m., lo cual raramente sucede en nuestro país en que la longitud de las olas es del orden de 60 m. en profundidades de 50 m., y tan solo se requiere tener precauciones con la erosión en la playa desde la costa hasta una profundidad de 10 m. aproximadamente. No obstante, en cuanto a lo que respecta al efecto de las condiciones superficiales en la operación del equipo, olas con alturas de 2 m. o mayores ya son significantes en dificultar el trabajo y éstas se presentan con mucha frecuencia en las costas mexicanas, recomendándose como mejor época para trabajar el período comprendido entre los meses de abril y julio y prácticamente prohibitivo trabajar entre los meses de noviembre y febrero.

Con base en los principios de la Hidrodinámica y la teoría del oleaje es posible determinar la fuerza sobre un cuerpo sumergido en el mar.

CORRIENTES

Las corrientes pueden ser producidas por la acción del viento, la variación de mareas y el oleaje, y en ocasiones llegan a ser oscilatorias. Sus efectos en las obras marítimas son determinantes para el proyecto de éstas.

Existen varias maneras de determinar las velocidades de las corrientes y en orden de conveniencia recomendaremos: la colocación de corrientómetros en diferentes localizaciones y profundidades, la aplicación de las expresiones teóricas conocidas y las cartas de la Hydrographic Office of the U.S. Navy.

Con base a los principios de la Hidrodinámica, se puede obtener la fuerza de arrastre de la corriente al actuar sobre una tubería submarina, ya sea durante su tendido o su operación. La socavación en las zonas cercanas a una tubería submarina y el claro máximo que puede soportar entre dos prominencias del fondo están también íntimamente ligados con las corrientes que se presentan. Todo esto determina la protección necesaria que puede ser: a base de lastre, enterrarla en el fondo con un recubrimiento de terreno mínimo de 1.00 m., mediante anclas fijas en el terreno o colocando material grueso en la zona afectada.

MUESTREO DE LOS MATERIALES DEL FONDO

Para propósitos de diseño es necesario obtener muestras de los materiales del fondo; existen varios tipos de equipo para llevar a cabo este tipo de trabajo hasta profundidades del orden de 400 m. a razón de 50 muestras por día.

La longitud del sondeo depende desde luego del tipo de terreno y será del orden de 3.00 m. para arcilla blanda, 1.00 a 2.00 m. en arena, 50 cm. en arcilla compacta y prácticamente nada en roca.

Para poder determinar la estabilidad del fondo se requiere información de las siguientes propiedades del terreno: resistencia al esfuerzo cortante, densidad natural, densidad del suelo seco, límites de Atterberg, contenido de agua, peso específico, factor de erosión del suelo, densidad líquida de la arena, relación de vacíos, etc.

LEVANTAMIENTO ESTRATIGRAFICO

En el caso de líneas submarinas, para que el perfil del terreno sea lo más completo posible, es conveniente además del levantamiento topográfico y muestreo del fondo, obtener las densidades de los estratos subyacentes. Esto puede también llevarse a cabo por medios acústicos. Todos estos datos combinados en el perfil tipo nos permitirá reducir al mínimo o eliminar claros que causarían esfuerzos excesivos en la tubería que los cruce.

Para el caso de la cimentación de una obra marítima en general, incluyendo las plataformas, es necesario llevar a cabo varios sondeos distribuidos en tal forma de poder determinar las características del área en estudio y poder trazar perfiles en ejes principales, en los cuales además de describir las características de cada material de los estratos subyacentes, se indique: densidad del suelo sumergido, densidad del suelo saturado, densidad del suelo seco, ángulo de fricción, cohesión, capacidad de carga, resistencia por fricción en el caso de pilotes, curvas de consolidación, etc. En el caso de que se opte por utilizar pilotes, es del todo recomendable llevar a cabo pruebas de carga vertical y horizontal y presentar los resultados de varias de estas distribuidas en tal forma de abarcar toda el área en estudio.

PRESENTACION DE RECOMENDACIONES.

En general se presentarán varias alternativas de como solucionar problemas tales como: construir una estructura de operación o protección, evitar azolves, evitar socavaciones, tender una línea submarina, etc.

Para el caso de una línea submarina, se presentarán recomendaciones dando resultados numéricos y de preferencia referidos al perfil tipo de los siguientes aspectos:

- a) Tipo de zanja en el caso de que se requiera
- b) Profundidad a la que debe quedar enterrada (tomando en cuenta que el recubrimiento mínimo de terreno debe ser 1.00 m.).

- c) Tipo de anclas en caso de que se requieran.
- d) Protecciones interior, exterior y con lastre.
- e) Espesor y densidad del recubrimiento de concreto para lastre
(Es bastante frecuente proporcionar dicho recubrimiento para darle a la tubería una densidad relativa del orden de 1.3).
- f) Velocidades de las corrientes
- g) Variación de mareas
- h) Características del oleaje
- i) Características del viento
- j) Materiales del fondo y los estratos subyacentes
- k) Procedimientos constructivos
- l) Esfuerzos máximos durante la operación y el tendido.
- m) Equipo necesario.

Todo esto acompañado en el caso de ser posible, de cálculos y gráficas o tablas en cuanto a:

- a) Fuerzas hidrodinámicas.
- b) Peso específico requerido para la acción de fuerzas hidrodinámicas.
- c) Esfuerzos de flexión debidos a las fuerzas hidrodinámicas y peso propio durante la operación y la construcción.
- d) Estabilidad del terreno
- e) Fallas probables de colapso o inestabilidad elástica.

COSTOS Y ASPECTOS TECNICOS

Como ya se dijo al principio, los costos de las diferentes alternativas y la capacidad técnica con que se cuente para llevar a cabo los trabajos son definitivos para elegir la solución más conveniente al problema.

ESTUDIOS ESPECIALES

En lo anterior, nos hemos referido a los estudios que proporcionan la información básica previa a la realización de un proyecto marítimo.

Dicha información será más útil mientras mejores bases tenga, es por ello que los estudios del tipo estadísticos y de investigación son muy valiosos.

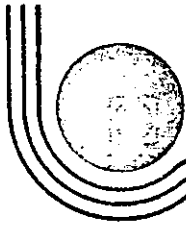
Los estudios estadísticos consisten en colocar por un período largo de tiempo, mínimo de un año, aparatos que nos proporcionen continuamente información en cuanto a las condiciones oceanográficas en las zonas en que se piensen construir obras marítimas en el futuro, tal como: velocidad del viento, variación de mareas, corrientes, oleaje, arrastres litorales, socavación, azolve, topohidrografía, etc.

Por lo que respecta a los trabajos de investigación, que de hecho también pueden ser del tipo estadístico, consisten en obtener además de la información en cuanto a condiciones oceanográficas, la correspondiente al comportamiento de la estructura en condiciones reales (modelo a

escala natural) o bien en un modelo físico o matemático. La información que se presentaría en este caso sería: esfuerzos o deformaciones obtenidas con medidores especiales, elementos mecánicos, efectos corrosivos, etc... Se recomienda en este caso la aplicación de los métodos variacionales y la computación electrónica.

REFERENCIAS

- (1) DOCK & HARBOUR ENGINEERING -- H. F. Cornick -- Charles Griffin & Co.
- (2) Sheet piling, Cofferdams & Caissons -- Donovan H. Lee.
- (3) EARTH RETAINING STRUCTURES--The Institution of Civil Engineers, England.
- (4) WINDS, WAVES & MARITIME STRUCTURES -- R.R. Minikin
- (5) Design and Construction of Ports and Marine Structures -- Alonzo De F. Quinn.
- (6) BULLETIN OF THE INTERNATIONAL ASSOCIATION OF NAVIGATION CONGRESSES
- (7) MOORING PANEL REPORT -- Investigations and subsequent recommendations on the mooring of tankers and the necessary equipment to effect such mooring.
- (8) P.I.A.N.C. British National Committee Memorandum on "Suitable Mooring and Strength of Mooring Attachment for Various Sizes of Ships.
- (9) Substructure Analysis and Design -- Paul Andersen.
- (10) Piling for Foundations -- R. R. Minikin
- (11) Explanatory Handbook on the B.S. CODE OF PRACTICE for reinforced concrete.
- (12) Reinforced Concrete Designer's Handbook by Chas. E. Reynolds.
- (13) OBRAS MARITIMAS, OLEAJE Y DIQUES por Ramón Iribarren Cavanilles
- (14) Publicaciones de la Off shore Technology Conference



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS

D R A G A D O

ING. MARIO RODRÍGUEZ DE LA GALA VELÁZQUEZ

SEPTIEMBRE, 1984

DRAGADO

- I.- DATOS HISTORICOS
- II.- DIFERENTES TIPOS DE DRAGAS Y SUS APLICACIONES
- III.- TRABAJOS PREVIOS AL DRAGADO
- IV.- USOS DEL MATERIAL EXTRAIDO
- V.- METODOS PARA ESTABILIZAR LOS RELLENOS
- VI.- GENERALIDADES SOBRE EL DRAGADO DE LOS PUERTOS MEXICANOS.

MARIO R. DE LA GALA.

DRAGADO

DATOS HISTORICOS.

DIFERENTES TIPOS DE DRAGAS. SUS APLICACIONES.

DATOS HISTORICOS.- La palabra dragado en Español, es una derivación del inglés antiguo draw, que significa extraer material bajo el espejo del agua ya sea en ríos, lagunas, esteros o el mar, bien por medios manual ó mecánico.

El dragado es un arte antiguo. Los Chinos y los pueblos que vivían en las márgenes de los ríos Tigris y Eúfrates, ya lo practicaban hace miles de años no solo para profundizar las aguas sino para fertilizar las tierras aledañas en época de sequía.

Quizá uno de los primeros aparatos para dragar, fuera la "Cuchara y bolsa" consistente en una pieza larga de madera que en su extremo tenía un recipiente con el que se extraía el material del fondo. Este aparato era accionado por dos personas una que manipulaba la bolsa y otra encargada de bajarla al fondo, subirla y girar la vara para depositar el material en el lugar adecuado.

Holanda e Italia reclaman la paternidad de haber introducido-

este sistema en Inglaterra, pero hay más probabilidades de que los Fenicios o los Romanos, lo hayan traído a este último país, en sus viajes al Oriente.

En un principio, la fuerza con que estos aparatos eran movidos, fue la humana habiéndose sustituido por la fuerza animal con lo cual paradójicamente, se aumentó la eficiencia de los mismos, amén de las mejoras que fueron llevándose a cabo a través de las épocas, aunque siempre efectuando trabajos a muy escasa profundidad.

Sin embargo, los cambios trascendentales se efectuaron alrededor del año de 1860, cuando se aplicó el acero a la construcción naval y las máquinas de vapor fueron instaladas en las dragas.

Aún cuando existen lugares donde los trabajos de dragado todavía se realizan como en épocas remotas, los requerimientos impuestos por la expansión mundial en cuanto al comercio marítimo se refiere, han obligado a esta rama de la Ingeniería a investigar permanentemente y en forma exhaustiva, ideando nuevos sistemas en base a la experiencia y a las necesidades presentes y futuras; que si bien en un principio solo se pensaba en extraer materiales tales como fango, arena o roca, al pasar el tiempo se ha ido incursionando en los campos de la minería y en

el de la obtención de alimentos bajo las aguas, llevándose a cabo dragados que hace algunas centurias se juzgaban impracticables.

Entre los países que se encuentran a la cabeza de importantes aportaciones tanto en obras, como en investigación en esta rama, se pueden mencionar Holanda, Inglaterra, Francia, Estados Unidos y Japón.

Se pueden resumir en cinco los objetivos principales 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 áreas ganadas al mar que sin ser necesariamen

te bajas, se requieren para determinado fin.

El concepto de dragado en la actualidad, es aplicable a la extracción de material bajo las aguas pero en volúmenes importantes.

En Italia, Leonardo Da Vinci diseñó varios aparatos para profundizar las aguas de los pantanos y puertos.

Henry Emile Bazin en 1836, inventó una bomba hidráulica, empleando en 1867 bombas centrífugas para la excavación del canal de Suez, que en su primer corte se extrajeron no menos 30,000.000 de Tons.

En 1855 se construyó una draga de tolva con autopropulsión empleada en el dragado del puerto de Charleston, EUA.

DIFERENTES TIPOS DE DRAGAS Y SUS APLICACIONES.- Los diseños de dragas no han permanecido estáticos, sino que han sufrido constantes cambios de acuerdo a la experiencia y a los materiales a dragar, propios de cada región donde se ejecutan los trabajos.

La primera gran clasificación de las dragas queda integrada en los 3 siguientes grupos:

- I. Si pueden navegar con sus propios medios.
- II. Si son capaces de almacenar el producto del dragado en su interior.
- III. De acuerdo con el equipo de ataque de que dispongan.

En el primer caso, la forma del casco que soporte el equipo de dragado es fundamental. Así, se tiene que si la draga esta provista de medios de autopropulsión, las formas del casco serán hidrodinámicas es decir, con líneas tales que le permitan su desplazamiento en el agua, sin demasiada resistencia. En el caso de no contar con autonomía para trasladarse de un lugar a otro, el casco podrá tener formas rectangulares sin que esto tenga mayor importancia.

Las formas del casco son indicio del lugar donde ha de trabajar la draga, siendo aquellas con forma de barco, las que operen en aguas abiertas o poco protegidas y las de casco rectangular, en aguas tranquilas o de relativa protección.

El segundo grupo se divide en dragas que en su construcción incluyen una tolva para almacenar el material transitoriamente durante la operación de dragado, o las que simplemente lo extraen y lo vierten acto seguido mediante canalones, bandas transportadoras o tuberías al lugar de depósito, pudiéndose llamar a las primeras dragas portadoras o de tolva y a las segundas no portadoras o estacionarias.

Con respecto al tercer grupo o sea de acuerdo con el equipo de ataque de que están dotadas, se subdividen en:

- I.- De pala
- II.- De bote de arrastre
- III.- De almeja o de gajos de naranja
- IV.- De canjilones
- V.- Hidráulica

El tamaño de las dragas incluídas en los tipos I, II y III se da en función del tamaño del recipiente (pala, bote o almeja) con que estén dotadas.

En las dragas del grupo IV se mide su tamaño de acuerdo al número de canjilones y el volumen útil de cada uno de estos.

En las hidráulicas estacionarias, está en función del diámetro de su tubería de descarga y en las de tolva de acuerdo a la capacidad de ésta.

Aún cuando estos son los equipos básicos, se han desarrollado una gran variedad en cada uno de ellos y combinaciones entre sí, con el fin de mejorar la eficiencia y aumentar sus posibilidades; así, se han ideado cabezas cortadoras, discos, rastras con o sin escrepas, chorros de agua y aire, etc.

Sin embargo, la producción de las dragas está gobernada por la-

profundidad de dragado, tipo de material, altura y distancia -- de descarga, habilidad del operador, porcentaje de sólidos en la mezcla y las condiciones meteorológicas del lugar.

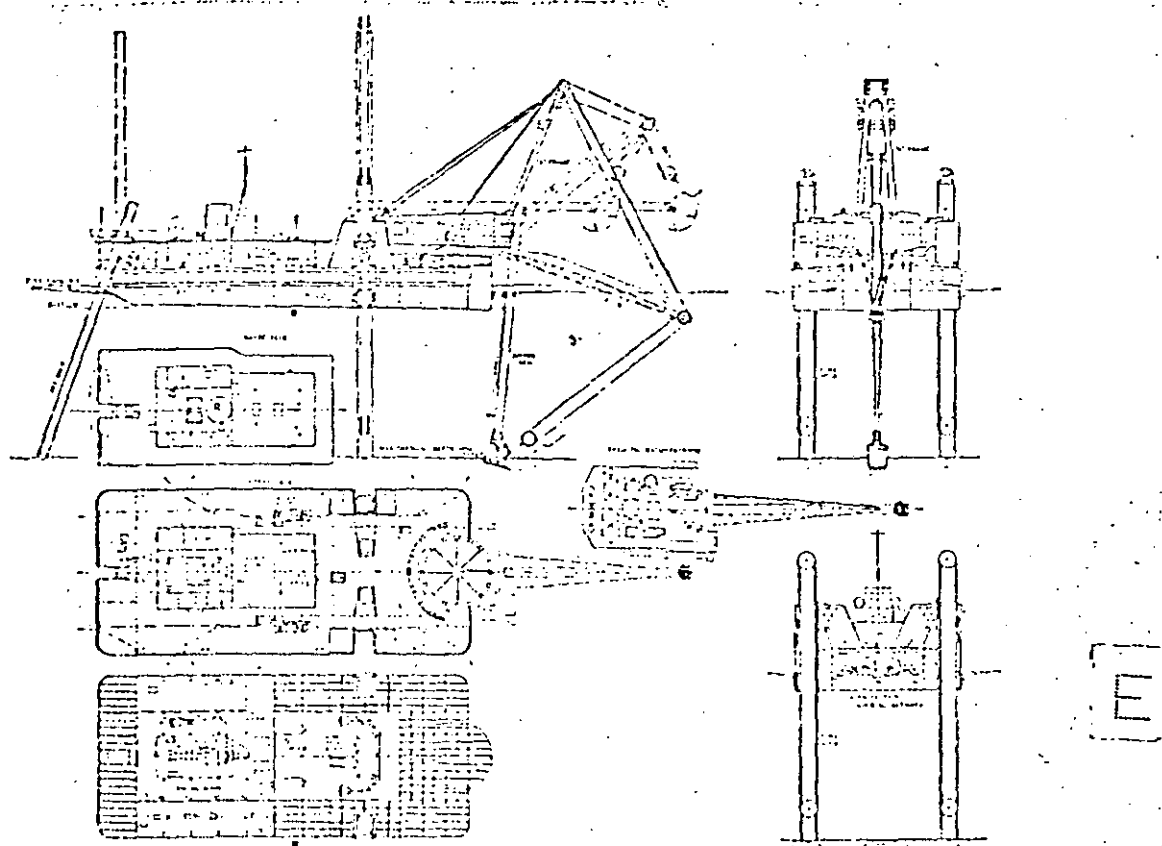
De la selección adecuada del tipo de draga para un cierto trabajo, depende el éxito tanto técnico como económico de la obra.

Por tanto a continuación se describe cada uno de los tipos, sus usos, ventajas y limitaciones que permitirán servir de guía en la selección del equipo cuando se tiene la oportunidad de tomar esta decisión.

DRAGA DE PALA. - Puede trabajar prácticamente en todo tipo de material incluyendo roca disgregada hasta una profundidad de 15 metros. Su invención se atribuye a William S. Otis en 1837.

El aparato fundamental constituido por una estructura tubular metálica de sección rectangular en cuyo extremo inferior esta la pala con que ataca el material, está montado en un chalán (embarcación de líneas rectas de mucha manga y poco calado).

(Fig.1).



Specifications

Max. dredging depth	14.5 m
Dredging capacity	144 m ³ /h (at a depth of 14.5 m)
Dipper capacity	4 m ³
Dipping force	45 tons
Discharge distance	13-20 m
lpp X B X D X d ₁	34.00 m X 14.00 m X 3.30 m X 1.92 m
Main generator engine	Diesel 1,013 PS X 600 rpm X 1
Main generator	AC 720 kVA, 450 V, 60 c/s X 1
Main hoisting motor	DC 350 kw X 1
Dipper thrusting motor	DC 70 kw X 1
Spud winch motor fore	AC 100 kw X 2
All	AC 20 kw X 1
Date of delivery	March 1959
Owner	Ministry of Transportation, Japan

Builder: Ishikawajima-Harima Heavy
Industries Co., Ltd.

Fig. 1

La pala baja a través de una pluma que a la vez le sirve de guía, atacando el material hacia adelante con el fondo del bote cuya -- parte frontal está provista de dientes. Una vez que el material -- ha entrado en él, el brazo es izado, girando la grúa que opera el sistema, un ángulo generalmente de 90° hacia cualquiera de las -- dos bandas, donde se abre la parte posterior del bote y el mate-- rial cae en unos chalanes tolva, mismos que transportarán el mate-- rial al lugar de depósito también llamado lugar de tiro o de des-- carga. Ver fig. (2)

4 m³ Dipper Dredger "Negishi Go" T 80

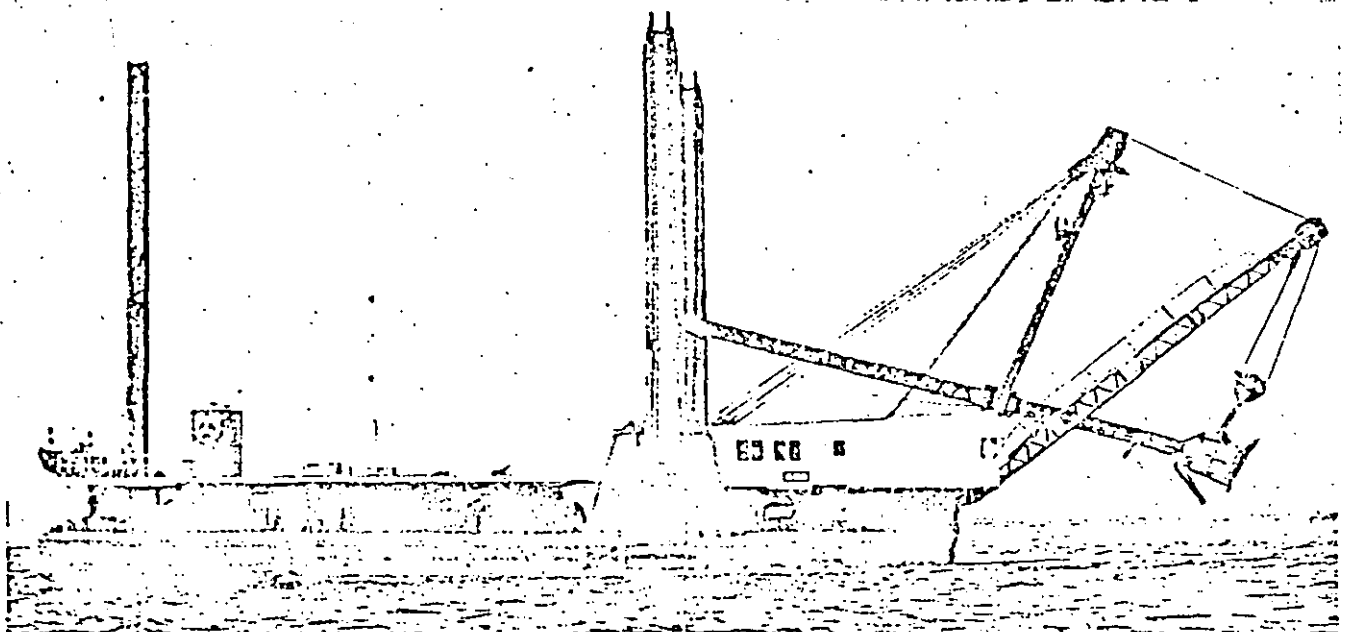


Fig. 2.

Las maniobras de bajar, subir, abrir y cerrar el bote, así como el de izar o arriar la pluma, se realizan mediante un sistema de cables y poleas.

Es una draga ideal para dragados angostos tales como canales, ya que el ancho necesario para su operación es prácticamente el de su manga pues para dragar, el casco no ejecuta ningún giro.

Para posicionarse en el lugar donde trabajará, fondea los 3 zancos de que está dotada, (1 en cada costado y uno por la popa) - utilizando para moverse el mismo cucharón apoyándolo en el fondo.

Tanto el fondeo como el izado de los zancos se lleva a cabo con cables que van a un malacate o mediante fuerzas neumáticas o hidráulica. La estructura del equipo de dragado así como la embarcación que lo soporta, deberá ser de gran robustez para soportar los esfuerzos a que estarán sometidos.

Su limitación principal para dragados a profundidades mayores - a los 15 metros se debe al brazo que operará la pala. Sin embargo, existen equipos que alcanzan profundidades hasta de 18.5 m. con una capacidad en la pala de 6 m³, 50 toneladas de fuerza de excavación, con un radio de descarga de 18 m.

Su eficiencia no es muy grande y quizá alcance 200 ó 250 M³/hr.

volumen que disminuirá rápidamente con la profundidad y la dure-

za del material.

DRAGA DE BOTE DE ARRASTRE. - Este equipo tiene ciertas características similares al anteriormente descrito en cuanto a la embarcación en que se aloja el aparato de dragado es decir, también es un chalán suficientemente amplio tanto en eslora como en manga para garantizar su estabilidad y de poco calado para entrar en lugares bajos. Cuenta con 3 zancos para su posicionamiento.

A diferencia de la draga de pala, que opera mediante un brazo rígido, la de bote de arrastre conecta éste con la pluma (con giro de 360°) mediante cables flexibles que le permiten lanzarlo a mayor distancia a la que el brazo puede llegar; sin embargo, por su forma de romper el material del fondo que es de adelante hacia atrás, y en sentido horizontal, la profundidad de excavación no puede ser demasiado grande.

Su mayor utilidad es en la de muestreo superficial del fondo y para lugares estrechos.

También en esta draga si el lugar de tiro no está al alcance de la pluma, se requiere del uso de chalanes tolva que transportarán el material al lugar de depósito.

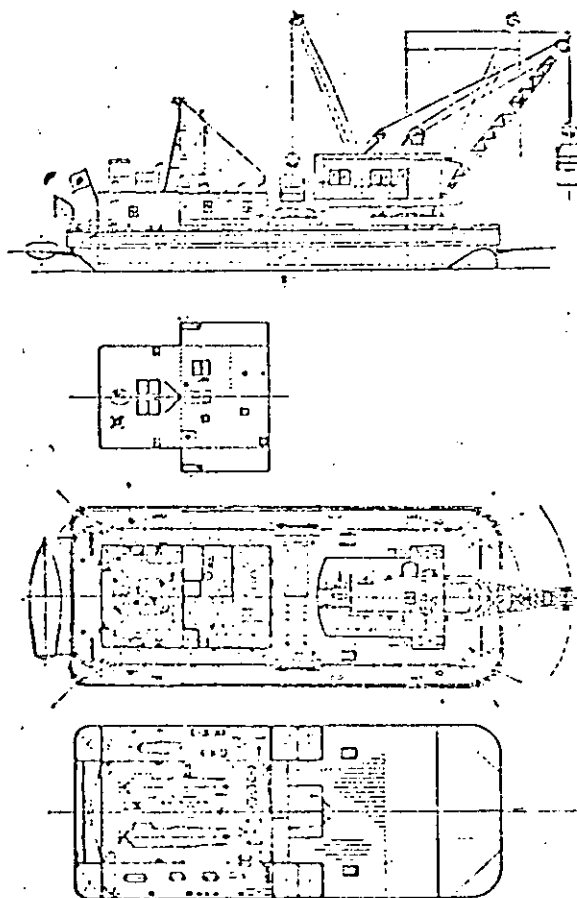
La eficiencia de las dragas de bote de arrastre es menor que la de pala.

DRAGA DE ALMEJA O DE GAJOS DE NARANJA.- Como en los dos tipos anteriores, el nombre de la draga se debe al tipo de elemento de ataque del material pudiendo ser de almeja, si el cucharón está formado por dos partes (valvas) abriendo el interior en un solo plano o de gajos de naranja formados por segmentos de una esfera que se separan radialmente.

Cada tipo es aplicable a una clase de suelo, por ejemplo, el bote de almeja es útil en prácticamente todo tipo de material ya que cuando se trata de suelos consolidados o roca disgregada, se le cambia la cuchilla de los extremos de ataque de las valvas, por dientes de acero al manganeso, sumamente resistentes al desgaste.

En cambio, el bote de gajos de naranja tiene su mayor aplicación en roca disgregada pudiendo tomar algunas de gran tamaño.

Esta clase de dragas puede montarse en dos tipos de embarcaciones: de formas rectilíneas. (ver fig. No. 3)



Specifications

Max. dredging depth	20 m
Dredging capacity	240 m ³ /h
Grab capacity	4 m ³ (half-line type)
Hoisting capacity	14 tons
Dredging radius	10 m
Hoisting speed	70 m/min
Lowering speed	100 m/min
Slowing speed	2.5 rpm
Hoisting speed	7.3 m/min
lpp X B X D X d	26.40 m X 11.00 m X 2.50 m X 1.30 m
Generator engine	Diesel 320 PS X 600 rpm X 2
Generator	DC 150 kw X 600 rpm X 2, DC 50 kw X 600 rpm X 1
Date of delivery	November 1957
Owner	Ministry of Transportation, Japan

Builder:Ishikawajima-Harima Heavy Industries Co., Ltd.

Fig. 3

o con formas adecuadas a la navegación con medios propios de --
propulsión según sea o no protegido el lugar donde se ejecuten-
los trabajos. Generalmente las que están dotadas de autonomía, -
cuentan con una sección dentro de la estructura del casco desti-
nada a tolva, donde se almacena transitoriamente el material pa-
ra posteriormente llevarlo al lugar de tiro. (Ver fig.No. 4)

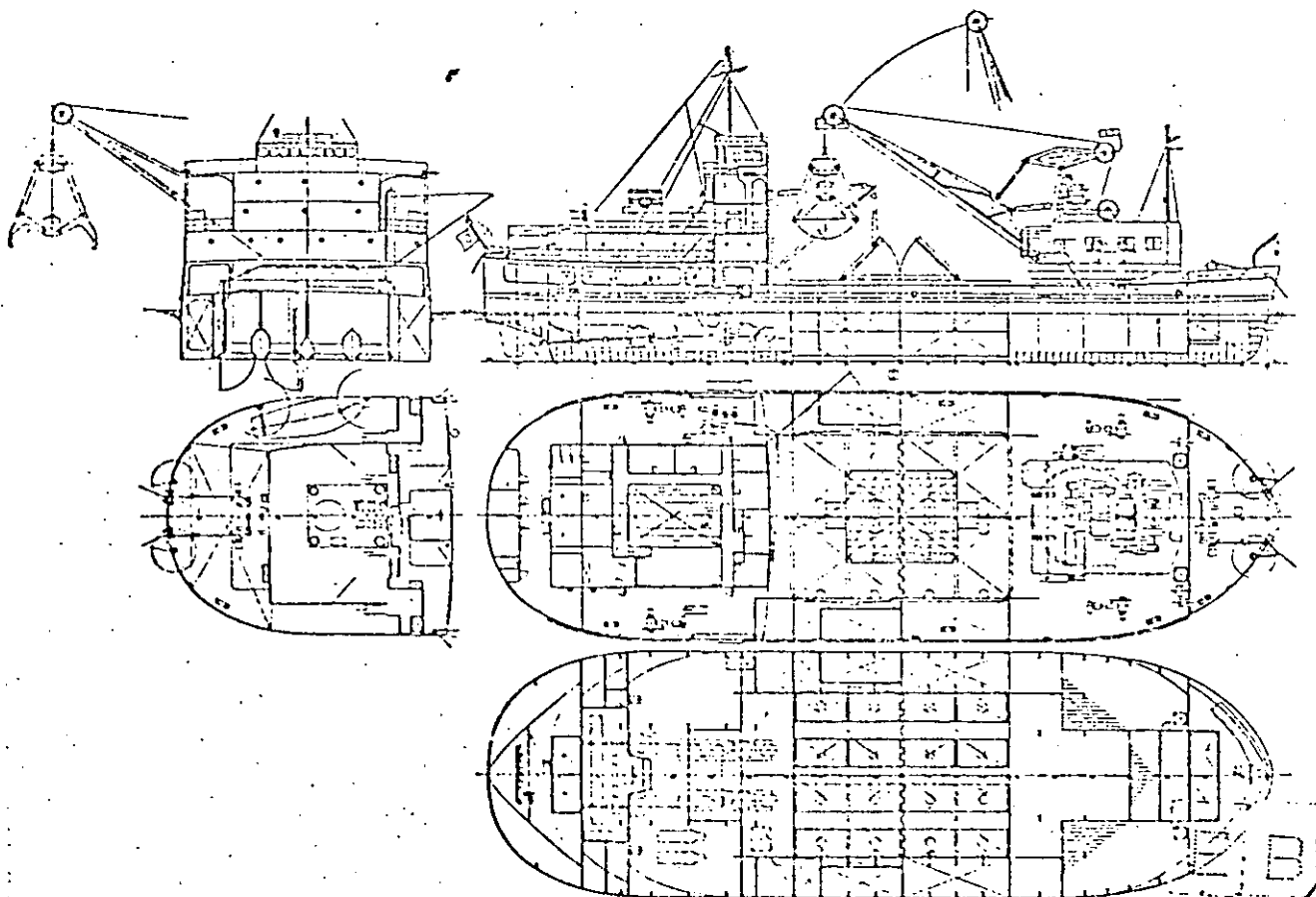


Fig. 4



Specifications

Max. dredging depth.....	24 m
Dredging capacity.....	160 m ³ /h for a 10 m depth
Hopper capacity.....	1,107 m ³
Grab bucket.....	10 m ³ (orange peel type), 13 m ³ (clamshell)
Hoisting capacity.....	60 tons
Dredging radius.....	9-20 m
Hoisting speed.....	60 m/min
Lowering speed.....	70 m/min
Slowing speed.....	1 rpm
Turning speed.....	Approx. 25 m/min
lca X lpp X B X D X d.....	62.19 m X 59.00 m X 17.50 m X 5.00 m X 3.79 m
Gross tonnage.....	1,992 tons
Navigation area.....	Greater coasting
Speed at trials.....	8.5 knots
Propulsion motor.....	DC 400 kw X 350 rpm X 2
Propellers.....	3 blade solid X 2
Main generator engine.....	Diesel 900 PS X 600 rpm X 2
Main generator.....	DC 450 kw X 2
Hoisting motor.....	Ward-Leonard DC 400 kw X 600 rpm X 2
Date of delivery.....	March 1964
Owner.....	Ministry of Transportation, Japan

Builder:Uruga Heavy Industries, Ltd.

Fig. 4

Las dragas montadas en chalanes o embarcaciones de formas rectilíneas, requieren de chalanes tolva donde descargar el material dragado.

El sistema para posicionarse en el caso de las autopropulsadas es a base de 4 anclas (2 por proa y 2 por popa), con las cuales puede moverse hacia adelante, hacia atrás y a ambos lados.

Su forma de trabajar es estacionaria.

En las dragas montadas en chalán existen algunas que utilizan - 3 zancos como los descritos para las dragas antes mencionadas, - y otras que prefieren maniobrar a base de anclas aún cuando pa-

ra estas últimas, quede restringido el dragado a zonas amplias - y de poco tráfico.

Pero sea cual fuere el sistema, el principio fundamental en cualquiera de ellos es el mismo, es decir, una pluma que puede o no girar 360°; un cable flexible y en su extremo el bote que cae -- verticalmente al agua.

La profundidad de dragado es prácticamente ilimitada aún cuando pierde eficiencia como las otras, al aumentar la profundidad por el tiempo que tarda el bote en ser arriado e izado.

Las dragas del cucharón de almeja autopropulsadas, pueden tener -- uno o varios equipos a bordo operando simultáneamente, lo que aumenta la eficiencia.

Si bien las dragas de bote de almeja montadas en cascos autopropulsados tienen la ventaja de no ocupar chalanes tolva para complementar su operación, su eficiencia se ve mermada al tener que dejar el área de dragado para trasladarse a la zona de depósito.

Otros inconvenientes de las dragas de bote de almeja en general, son la no uniformidad de la excavación y la de enredar los cables debido a que el bote gira.

Según el material que extraiga, cuyo rango incluye desde el fango

hasta la roca disgregada, se dotará o no (si es de almeja) de --
dientes de acero al manganeso.

Cuando el material por dragar es suave, el bote deberá dejarse --
caer a 1m/seg. para evitar que la presión del agua lo cierre.

En caso de material compactado, la velocidad es la misma solo --
que el bote es de mayor peso.

Un ejemplo de draga de un solo cucharón de almeja de dimensiones
importantes, es la KANMON No. 6 que opera en el estrecho de KAN-
MON en Japón, entre las Islas de Honshu y Kiushu a la cual se le
pueden instalar cualesquiera de los 3 cucharones siguientes:

Para terreno duro: Uno de 7 m3. y 63 tons. de peso

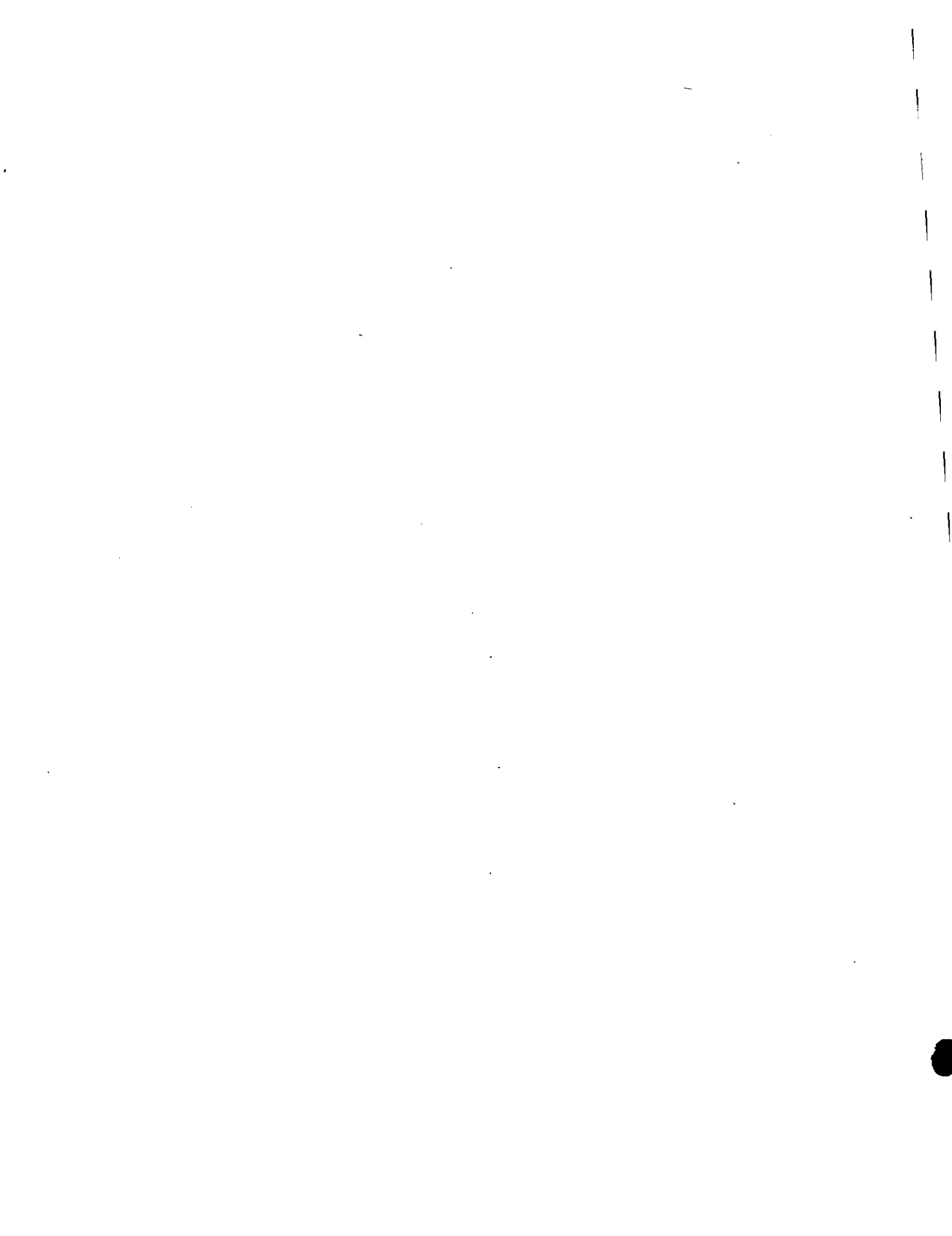
Para terreno suave: Uno de 12.5 m3. y 45 tons. de peso

 Uno de 20.0 m3. y 100 tons. de peso

Los pesos son sin material.

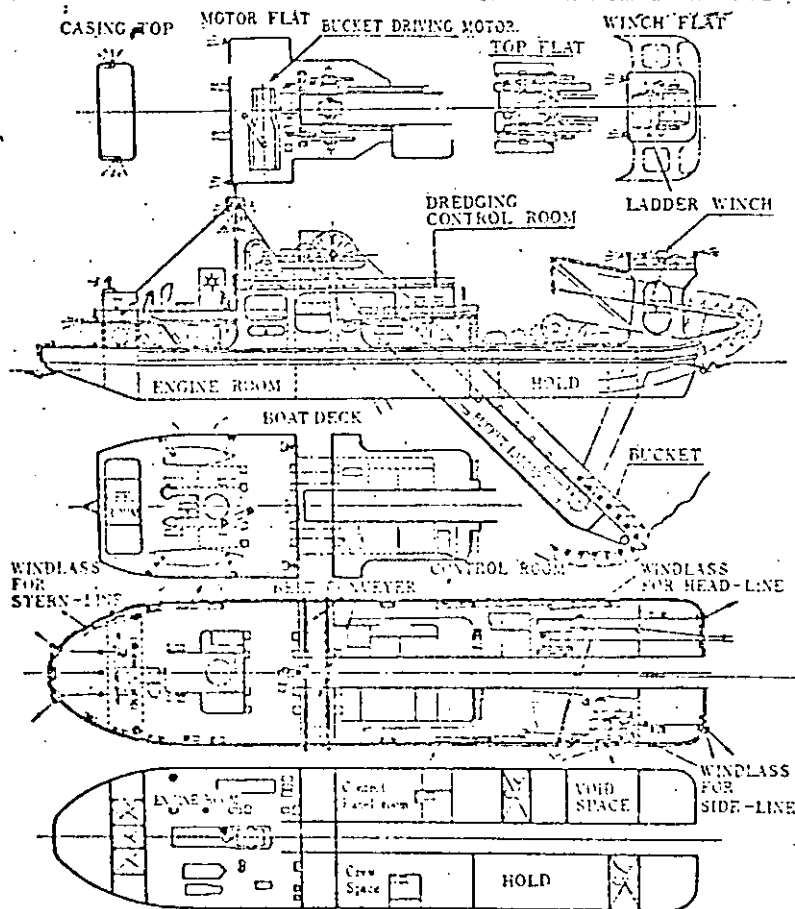
DRAGAS DE ROSARIO O DE CANJILONES. - Puede ser montado el aparato
de dragado tanto en casco hidrodinámico autopropulsado como en --
uno de líneas rectas sin autonomía, dependiendo si las aguas don-
de opere sean desprotegidas o no.

De los sistemas mecánicos de extracción de material es el único --
que tiene una producción continua debido a que su aparato de dra-
gado esta constituido por una cadena sin fin de botes o canjilo--
nes, apoyada sobre una estructura llamada escala la cual es accio



nada a través de un hueco o ranura al centro del casco de proa - a popa conocido como pozo.

Esta escala es arriada hasta adquirir un ángulo máximo de 45° ó menor, de acuerdo a la profundidad de dragado. (Ver fig. No. 5)



Specifications

Max. dredging depth:	16.5 m
Dredging capacity:	430 m ³ /h
Bucket:	0.5 m ³ X 48 pcs. 20-30 pcs per min
Loa X lpp X B X D X d:	59.50 m X 54.00 m X 12.00 m X 4.20 m X 2.70 m
Main generator engine:	Diesel 1,000 PS X 225 rpm X 1
Main generator:	No. 1 DC 450 kw, 450 V X 1 No. 2 DC 200 kw, 225 V X 1
Bucket driving motor:	DC 400 kw X 1
Head line winch motor:	DC 40 kw X 1
Side line winch motor:	DC 35 kw X 2
Stern line winch motor:	DC 35 kw X 1
Ladder hoist winch motor:	DC 90 kw X 1
Date of delivery:	August 1942
Owners:	Harbor Bureau, Tokyo Metropolitan Office

Builder:Ishikawajima-Marima Heavy Industries Co., Ltd.

Fig. 5

Los canjilones que se mueven por debajo de la escala, van vacíos, hasta llegar al fondo donde se cargan y suben por la parte superior de la estructura hasta su punto más alto, volteando el material en una banda transportadora o canalón que a su vez vierte en un chalán tolva que lo transportará al lugar de depósito o tiro.

Su forma de operar no es solamente en línea recta sino en forma radial o de abanico, ya que para posicionarse o avanzar, se auxilia de anclas y cables que le permiten girar un determinado ángulo a uno y otro lado, amplitud ésta que recibe el nombre de ancho de corte el cual variará de acuerdo a la longitud de la escala. A la acción de moverse a uno y otro lado se llama abanicar o abanicado.

El corte que ejecuta del terreno es muy regular y se recomienda esta draga principalmente para terrenos duros o roca disgregada.

Su capacidad como en los otros tipos, estará en función de la dureza del suelo, ya que si ataca material duro deberá utilizarse una draga más potente, con canjilones de mayor peso dotados de dientes pero con una separación mayor entre ellos. En estas dragas lleva un papel importante la adecuada planeación del transporte de chalanes tolva al lugar de tiro ó depósito.

Gozan de gran popularidad en Asia y Europa y tienen bastante aplicación en la explotación de minas subacuáticas y para la extracción de grava y arena con propósitos de construcción.



En Nueva Zelanda y Australia se utilizaron para la extracción - de oro, habiéndose mejorado el diseño de estas dragas en 1860 pa ra el mismo uso en California y Alaska.

Sus desventajas se pueden resumir en:

- 1) Desgaste y esfuerzos importantes de las piezas que componen - el aparato de dragado.
- 2) Su poca estabilidad debido a lo pesado y alto de su obra muer ta. Este aspecto se ha ido solucionando disminuyendo la altu- ra de la superestructura y aumentando la eslora de la embarca ción.

Su profundidad de dragado puede ser hasta de 50 m. (aplicado a - la minería) y su máximo rendimiento es de alrededor de 500 m³/Hr.

Para pxfundidades de 18 m. su rendimiento puede llegar a ser de - 800 m³/Hr.

En todas las dragas antes mencionadas se ha hablado de la inter- vención de los chalanes tolva como complemento de su operación, - siendo oportuno decir algo acerca de estos.

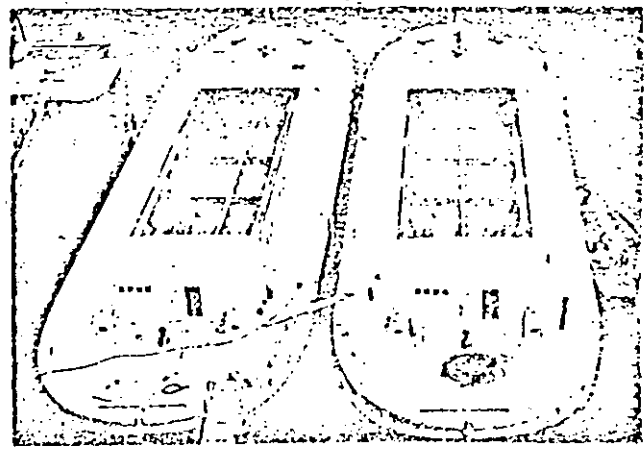
Los chalanes tolva pueden ser, de acuerdo a la forma de transpor te:

- 1.- Remolcadores
- 2.- Empujados

3.- Propulsión propia

y de acuerdo a la forma de descarga:

- 1.- Por el fondo (Ver fig. No. 6)



Specifications

Length.....	40.00 m
Breadth.....	10.27 m
Depth.....	2.4 m
Draft.....	1.5 m
Date of delivery.....	1960
Owner.....	Ministry of Agriculture and Forestry, Japan

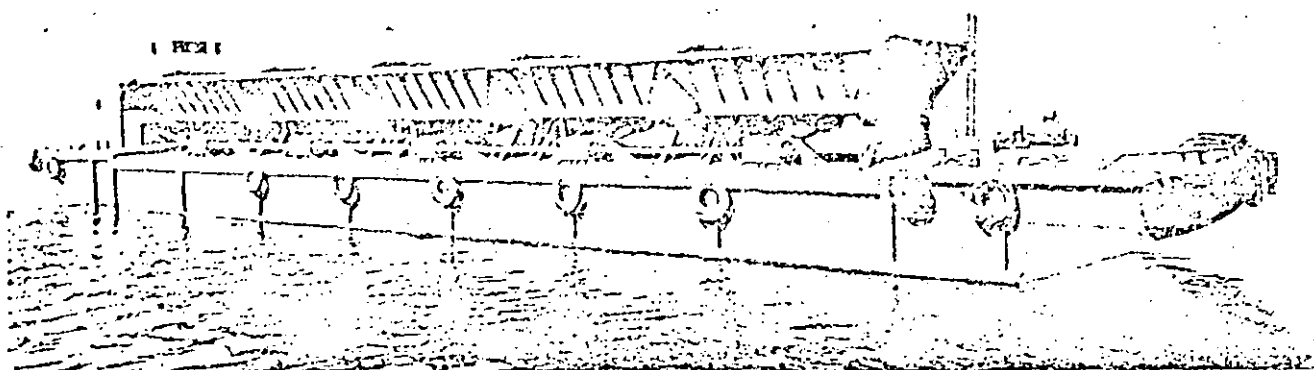
Builder: The Hakodate Dock Co., Ltd.

Fig. 6

2.- Lateralmente. (Ver fig. No. 7)

B U

Stone Dump Barge "Sekium Go No. 1"



Characteristics

1. Capable of dumping 40 m³ of stone in only 3 minutes.
2. Dumping operation can easily be done by one person.
3. Rolling and listing of the barge at the moment of dumping are negligible.
4. The barge, made of steel, hardly sustains damage.

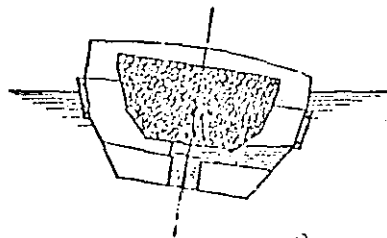
Specifications

Length:	40.00 m
Breadth:	9.00 m
Depth:	2.50 m
Draft:	1.80 m
Stone Vessel capacity:	200 m ³
Date of delivery:	July 1963
Owner:	Yoriponi Kaigi Kagyaku, LTD.

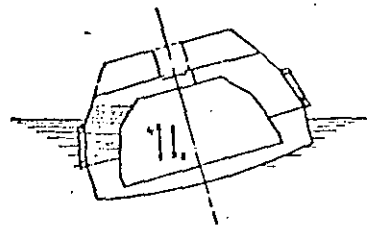
Builder:The Hakodate Dock Co., Ltd.

Fig. 7

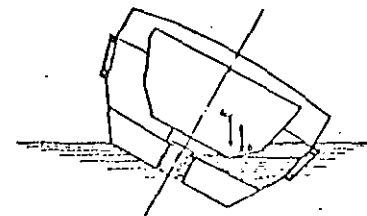
Giro completo de la embarcación. (Ver fig. No. 8.



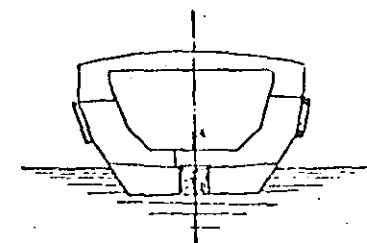
注排水弁を開いた直後の状態
で甲板のタンクに水が入り船
は平衡を保たれて傾斜を起
める



傾斜が90度を超えると一瞬、
船は直向きになり、搭載
物を完全に放棄し空船とな
り、傾斜した船は重心と浮力
位置が逆になり復元を船が



約90度に復元した状態でタ
ンク内の水の一部は既に注排水
弁より流出し船体の復元力も
タンクの傾斜力によって次第
に水を流出しながら復元する
船はこの状態の儘復元される



タンク内の水が完全に流出し
切れた時、船は完全に復元し
元の空船状態に戻り注排水
弁を閉鎖して次の搭載を持つ
ことになる

Fig. 8

Con respecto a la forma de la tolva:

- 1.- Angular (de sección transversal triangular)
- 2.- Circular (de sección transversal semicircular)

La función de estos chalanes es la de transportar desde el costado de la draga hasta el lugar de descarga el material extraído.

Para las del tipo de remolque o empuje se utilizan remolcadores-

(Ver Fig. No. 9)

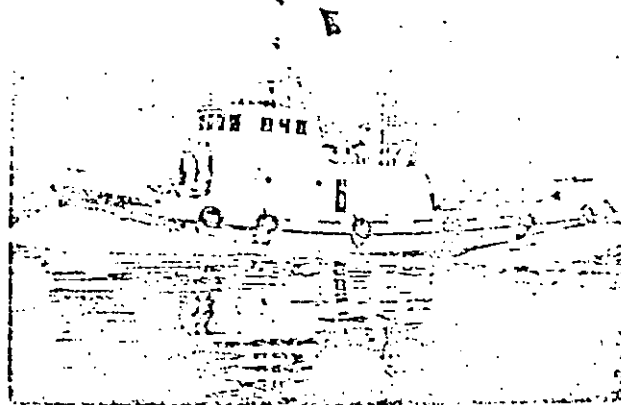


Fig. 9

cuya potencia estará en función del tamaño del chalán a mover --

que puede llegar a tener una capacidad de 200 ó 300 m³.

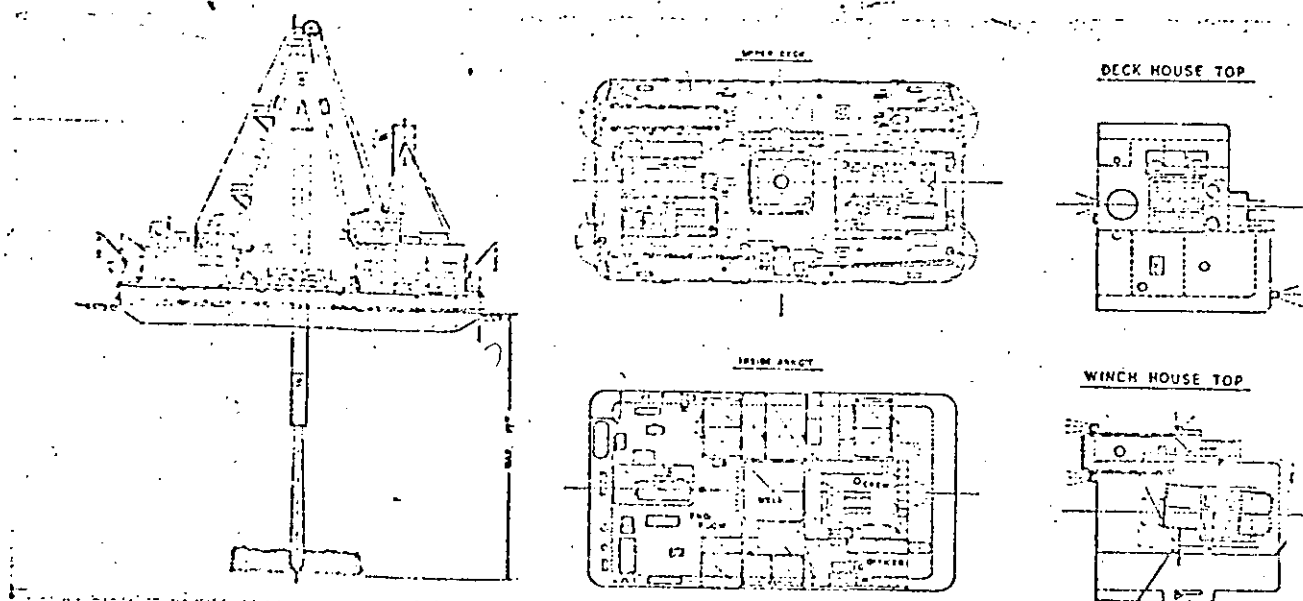
Aunque en la mayor parte de los casos el material extraído puede ser llevado hasta el mismo lugar de depósito y ahí vertirlo, en algunas ocasiones no es accesible a la embarcación por requerirse el depósito en lugares expuestos o tierra adentro, en lugares bajos, por lo que puede presentarse el caso de que el sistema de transporte se transfiera al terrestre, ya sea hidráulica o mecánicamente; siendo en este caso que los chalanes tolva de sección semicircular, son utilizados para permitir que una rueda de canjilones extraiga el material de la tolva y lo coloque sobre bandas transportadoras hasta un lugar donde se reinicie el transporte con camiones, tuberías o nuevamente bandas transportadoras.

Antes de continuar con la descripción de los otros tipos de dragas y por ser también común a los equipos ya descritos, se mencionará la quebradora de roca, que es un equipo complementario importante cuando se trata de atacar suelos rocosos.

La quebradora de roca es un equipo destinado a romper el material en fragmentos que después puedan ser extraídos por cualquiera de los tipos de draga antes mencionados.

Consiste de un chalán donde se monta una estructura piramidal que sirve de sostén y guía del martillo cuya profundidad de caí

da puede ser entre los 18 y 20 m. Ver Fig. 10)



Specifications

lpp X B X D X d:	23.00 m X 12.50 m X 2.40 m X about 1.20 m
Main generator engines:	Diesel 170 PS X 1,200 rpm X 1
Main generator:	140 kVA X 450 V X 1
Rock breaker:	About 25 tons
Guide:	About 12 tons
Hoisting winch:	45 tons X 10 m/min with 85 kw motor X 1
Date of delivery:	March 1962
Owner:	Ministry of Transportation, Japan

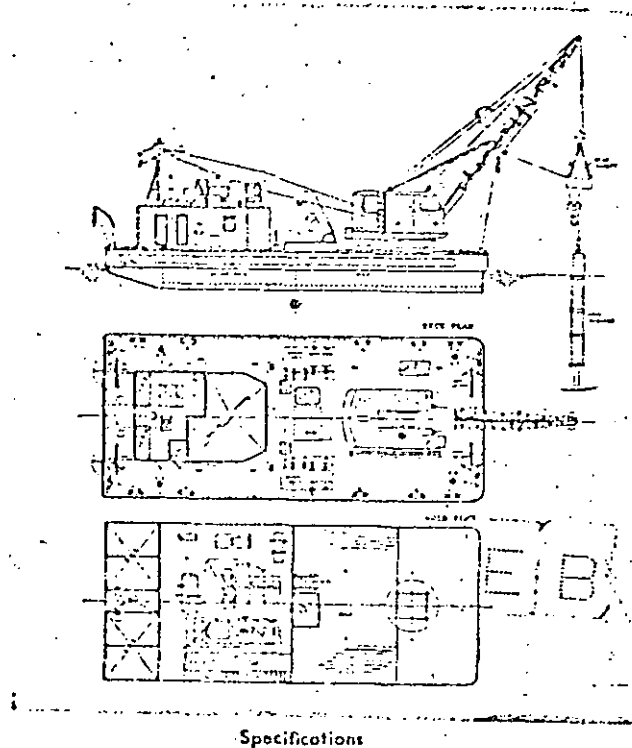
Builder: Sasebo Heavy Industries Co., Ltd.

Fig. 10

El martillo es de caída libre o percusión. En el primer caso, la energía está en función del peso del martillo (25 ó 30 tons) y la altura de caída; en el segundo, de la capacidad del sistema neumático principalmente. Los equipos neumáticos son más eficientes

tes debido al número de golpes que pueden dar por minuto.

(Ver fig. 11)



Specifications	
Type of rock breaker:	Compressed air driven percussion hammer type
Maximum rock breaking depth:	15 m under water
Rock breaking capacity:	Striking force 1,800 kg/m Number of blows 105/min
Size X B X D X H:	19.60 m X 8.40 m X 2.00 m X 1.00 m
Generator:	AC 30 kVA X 225 V, 40 cycle X 1
Generator engine:	Diesel 40 PS X 1,200 rpm X 1
Crushing equipment:	
Air compressor:	2 cylinder double acting, 2 stage type X 1
Air compressor engine:	Diesel 220 PS X 1,800 rpm X 1
Diesel separator:	1
Pump motor:	Diesel 125 PS X 1
Maximum lift above W.L.:	9 m
Maximum lift under W.L.:	15 m
Working radius:	8.5 m
Working load:	8 tons
Steering speed:	3 rpm
Grab bucket capacity:	1.3 m ³
Date of delivery:	March 1960
Order:	Moldova Development Agency

Fig. 11

Supplier: Ishikawajima-Harima Heavy Industries Co., Ltd.

Su rendimiento difícilmente sobrepasa los 10 m³/Hr. Existiendo - otros tipos que combinan la perforación de las rocas con tala- - dros y el uso de explosivos. Sin embargo para lugares próximos a instalaciones, no es recomendable amén de que existen países que

cuidan celosamente la fauna marina y no permiten el uso de explosivos bajo el agua.

Un sistema que aún se encuentra en vías de experimentación, es el de utilizar uno o varios chorros de agua a muy alta presión que pasan a través de boquillas que cortan la piedra por dura que esta sea.

DRAGAS HIDRAULICAS.- Representan el más grande adelanto tecnológico aplicado a las operaciones de dragado y son las que más innovaciones han recibido, volviéndolas el equipo más versátil de todos los existentes.

En estos como en los anteriores, también existen los siguientes tipos:

- 1.- De tolva
- 2.- Estacionarias
- 3.- Fijas

DRAGAS DE TOLVA.- Las dragas de tolva en su totalidad son autopropulsadas y consecuentemente, su casco es de formas finas que le permiten navegar sin demasiada resistencia. (Ver fig. 12)

Specifications

Max. dredging depth:	17 m (drag arm inclination 40°)
Hopper capacity:	2,650 m ³
Dredging pump:	5,000 m ³ /h × 17.0 m × 210 rpm × 2
Max. discharge distance:	2,000 m
Suction and discharge pipe dia:	Suction 630 mm, Discharge 560 mm
Loa × lpp × B × D × d:	91.05 m × 85.00 m × 16.00 m × 7.00 m × 5.80 m
Gross tonnage and deadweight:	3,212 tons and 3,521 tons
Speed at trial:	13.27 knots
Dredging speed:	About 3 knots (against the tidal current of 3 knots for soft mud)
Navigation area:	Greater coasting
Class:	Japanese Government
Propulsion motor:	AC 1,060 kw × 1,200 rpm × 2
Propellers:	3 blade controllable pitch propeller 2.7 m diameter × 240 rpm × 2
Main generator engine:	Diesel 2,400 PS × 514 rpm × 2
Main generator:	AC 1,900 kVA × 514 rpm × 3,300 V × 2
Dredging pump motor:	AC 500 kw × 1,200 rpm × 2 Static Kramer control
Bow thrusters:	3 blade, reversible, adjustable pitch propeller type driven by a 3 stage pole change 220/110/55 kw AC motor
Drag arm:	Side trailing type × 2
Drag head:	Self adjustable type and adjustable type 2 sets each
Trunnion:	Sliding type × 2
Oil hydraulic motor:	
Drag head winch:	50 kw × 1,100/550 rpm × 2
Ball joint winch:	20 kw × 1,680/840 rpm × 2
Trunnion winch:	20 kw × 1,680/840 rpm × 2
Complement:	61 persons (3 shifts)
Date of delivery:	March 1964
Owners:	Ministry of Transportation, Japan

Builder: Ishikawajima-Harima Heavy Industries Co., Ltd.

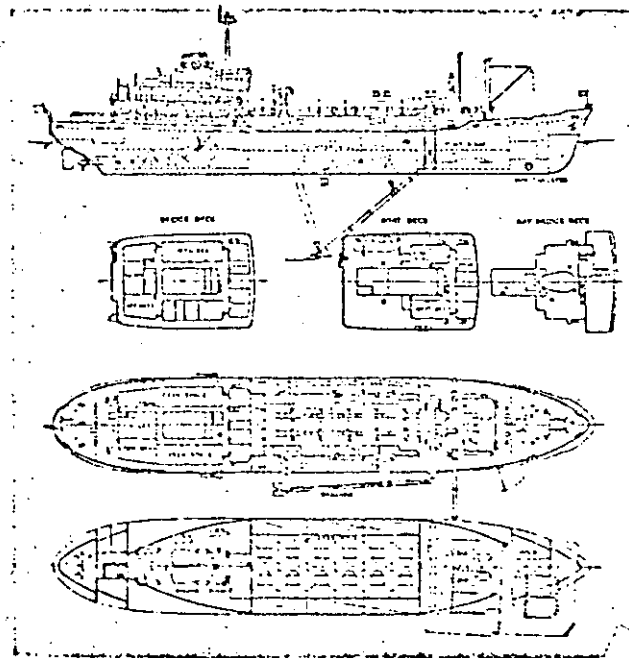


Fig. 12

Su forma de dragar es navegando a una velocidad lenta que varía entre uno y tres nudos (1 nudo = 1 milla marina/hora).

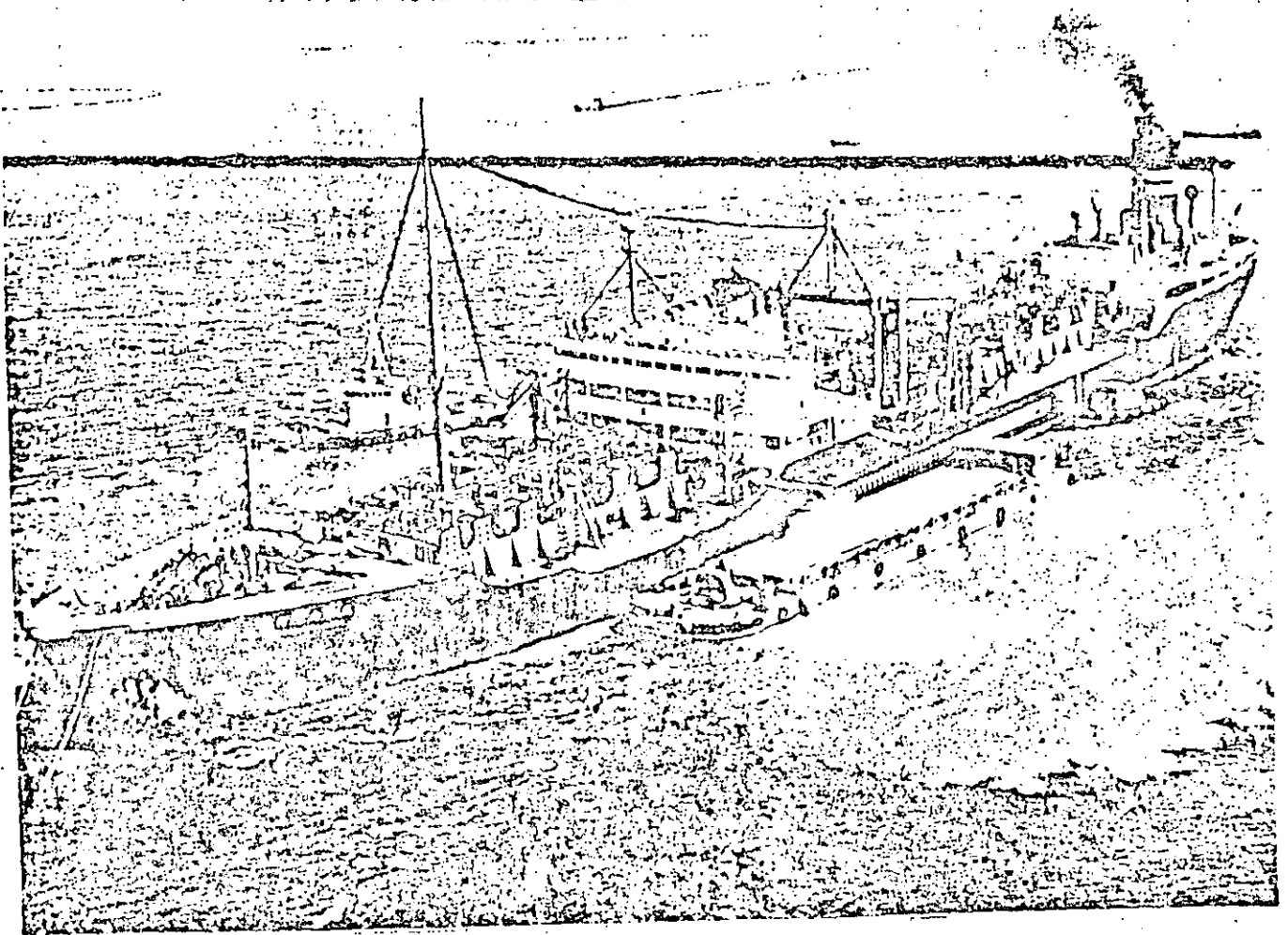
El material es levantado del fondo mediante una tubería que en su extremo inferior tiene una rastra o cabeza, ascendiendo aquel por el tubo debido a la acción de una bomba centrífuga instalada a bordo de la embarcación.

El material succionado pasa por la bomba, para después mediante tuberías de distribución, enviarlo a las secciones en que está dividida la tolva. La razón de los mamparos divisorios es la de aumentar la longitud del trayecto del material dentro de la tolva a fin de disminuir la velocidad del agua y provocar la decantación de los sólidos.

Es importante hacer notar que el material dragado es transportado en un alto porcentaje de agua (85 ó 90%) siendo el resto de material. El agua es derramada por los vertedores dispuestos por ambas bandas de la tolva y en toda su longitud. Una vez que la draga completa su capacidad deja el lugar de trabajo para trasladarse al de descarga, travesía en que la embarcación puede normalmente, alcanzar una velocidad de 10 a 15 nudos descargando en el lugar de tiro que pueden ser en alta mar, donde el depósito no afecte la navegación ni produzca azolvamientos en otras áreas o, en el lugar donde se esté efectuando algún relleno.

Estas dragas pueden ser muy versátiles; hay algunas con zancos y cortadora en el extremo de la tubería de succión; con instala-

ciones para descargar por tubería hacia los costados hasta 100 m. de distancia o a chalanes tolva. (Ver fig. 13).



Specifications

Main pump: Vertical, single suction, single stage spiral pump.
 4,700 m³/h X 18 m X 220 rpm X 2
 Suction pipe dia: 580 mm
 Discharge pipe dia: 580 mm
 Pump engine: Diesel, 600 PS X 400 rpm
 Jet pump: Vertical, double suction, single stage spiral pump.
 1,823 m³/h X 20 m X 2
 Suction pipe dia: 450 mm
 Discharge pipe dia: 450 mm
 Pump engine: Diesel, 450 PS X 2
 Vessels fitted with the equipments: Kureha Maru and Maru Maru
 Date of completion: January 1963
 Owner: Mitsui O.S.K. Lines, Ltd.

Builder: Watanabe Steel Works, Ltd.

con uno, dos ó más tubos de succión; con dos hélices y dos timones en popa y una hélice en proa para hacerlas altamente manio-
brables en espacios reducidos. (Ver fig. 14).

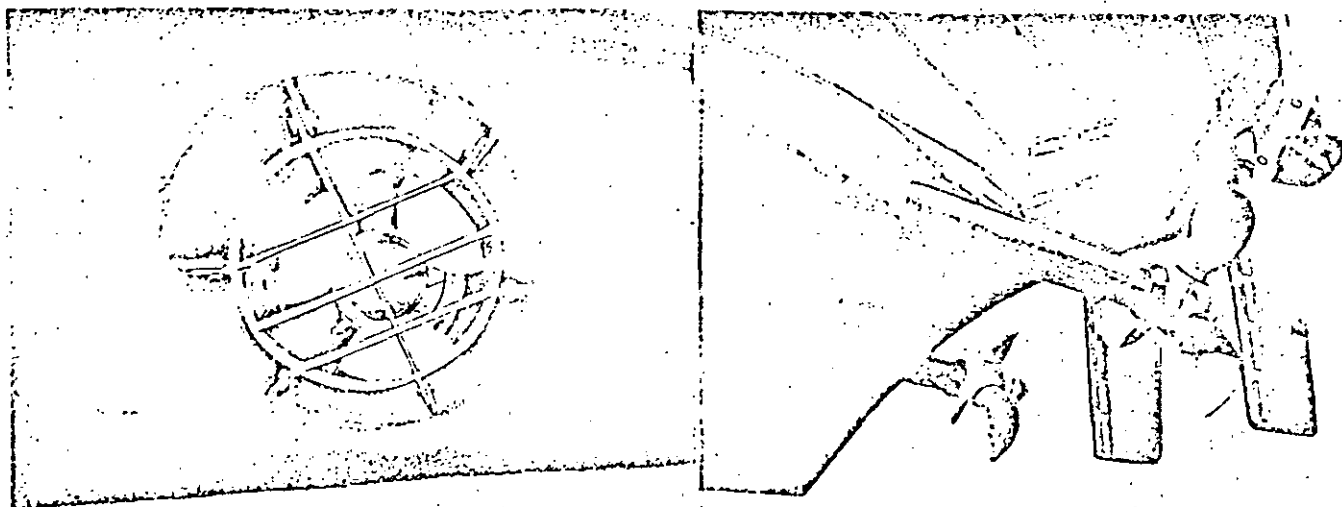
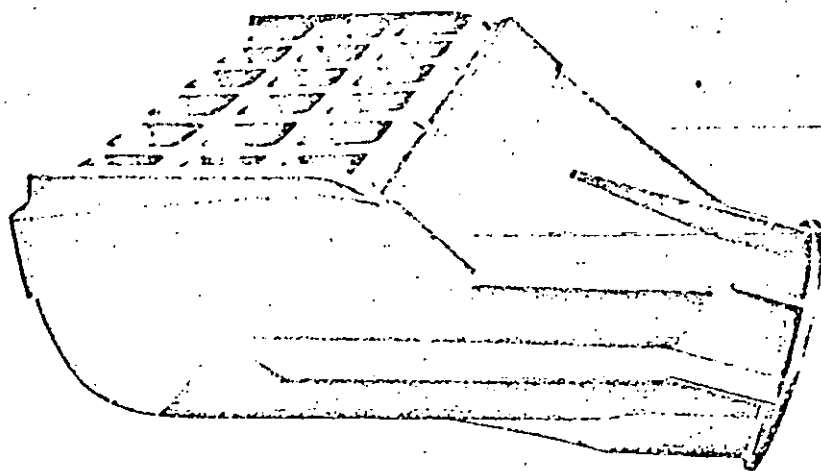


Fig. 14

Su principal empleo es en mar abierto o en canales y dársenas -
donde una draga estacionaria podría ser un obstáculo.

Las cabezas de succión están divididas en dos tipos principales:

1.- Coral (Ver fig. 15)



ドラッグサクシヨシ 淺深船ドラッグネット

Fig. 15

2.- California. (Ver fig. 16).

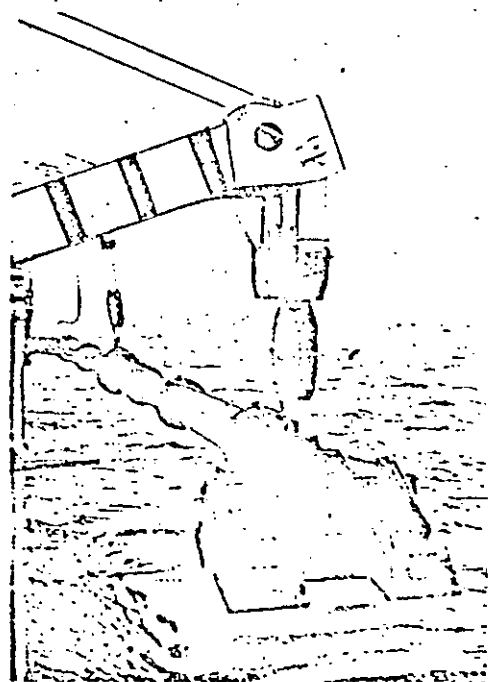


Fig. 16

La primera destinada al dragado de material suave.

La segunda ha sido resultado de investigaciones donde se ha comprobado que la succión se efectúa fundamentalmente por el perímetro de la cabeza o rastra por lo que en este tipo se ha aumentado la longitud del mismo. Puede dragar una gama mayor de materiales si se le ponen escrepas o cuchillas en su parte posterior.

Normalmente el sentido de dragado es en contra de la corriente si esta existe (de marea, litorales o fluviales).

Existen dos métodos para dragar:

- 1.- Sistema Americano
- 2.- Sistema Europeo

El primero se efectúa con la draga en movimiento, arando el fondo.

El segundo es fijando la embarcación y succionando del mismo lugar hasta que el material derrumba. Sin embargo, en lugares próximos a instalaciones, no se recomienda por la posibilidad de amenazar la estabilidad de éstas.

Debido a que estas dragas no dejan un fondo con una cota uniforme, se ha ideado instalarles dos o mas tubos de succión de tal forma que se eliminen al máximo los surcos.

Cuando en el lugar en que se draga la corriente es importante -- (por ejemplo en los ríos en época de avenidas) y el material es fino, se utiliza el método de dragado por agitación consistente en dejar que la corriente lo transporte en suspensión siempre y cuando el lugar donde se deposite no cause azolvamientos perjudiciales.

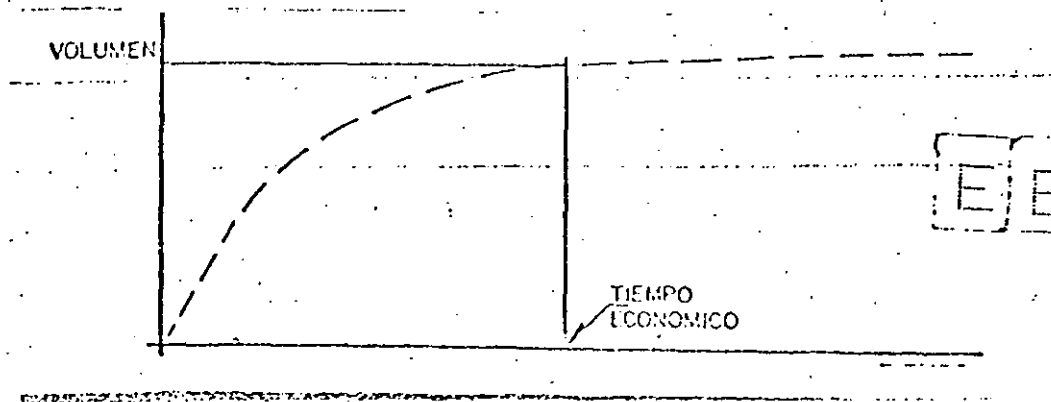
Con respecto a la eficiencia de estas dragas por su trabajo continuo mientras draga, es alto. Sin embargo, se ve afectada por la necesidad de suspender el dragado para ir al lugar de tiro -- donde deposita el material mediante la apertura de las compuertas que forman la parte inferior de la tolva.

Solo es factible hablar de que la tolva se llena al máximo, cuando el material dragado es pesado; pero si este es ligero, la tolva no completa su capacidad ya que el material no alcanza a decantar regresando nuevamente al agua por los vertedores.

En este caso, se recurre al tiempo económico de dragado consistente en encontrar el tiempo mínimo con que puede obtenerse el mayor depósito de azolve dentro de la tolva.

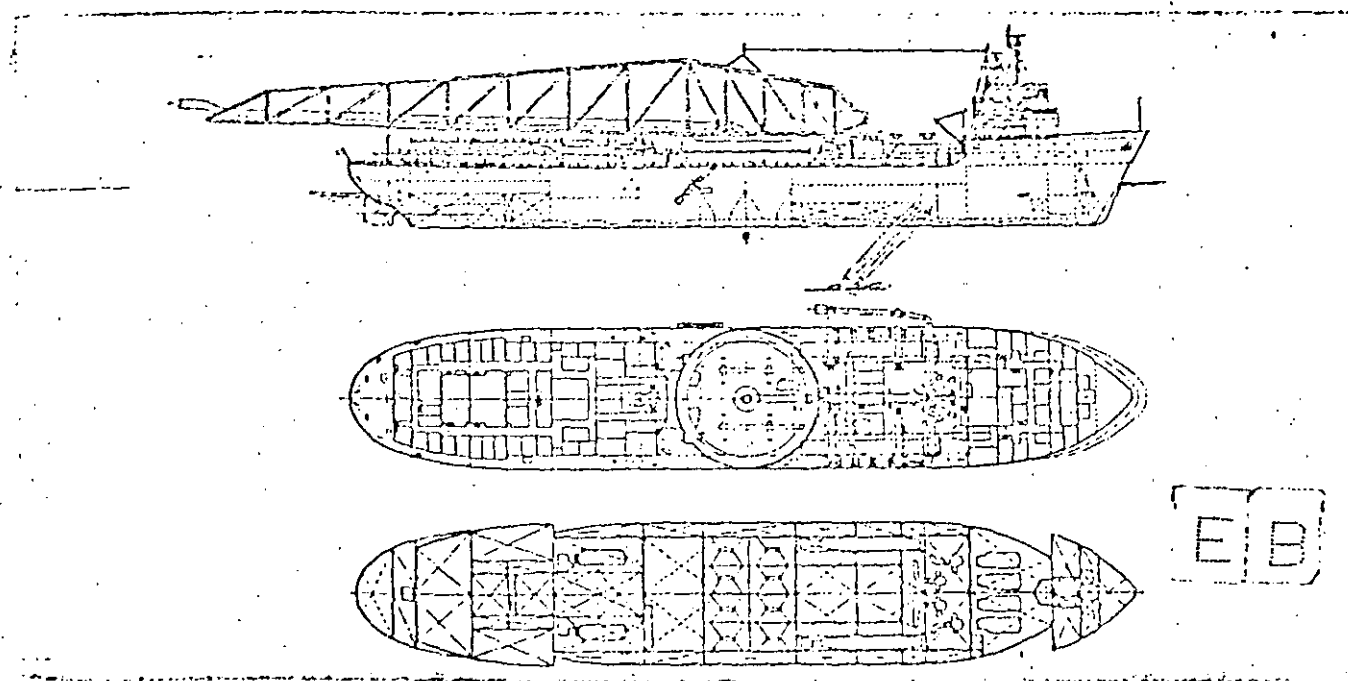
Aún cuando existen ecuaciones para determinar este tiempo, se puede aplicar una forma práctica de hacerlo, que consiste en sondear la tolva cada determinado tiempo; cuando el volumen ya no tiene incrementos importantes para los mismos intervalos, se de-

Se suspende el dragado e ir al lugar de descarga. La gráfica siguiente lo ejemplifica:



Esto es sin hacer intervenir otros parámetros como son: el tiempo navegando y descarga en el lugar de tiro, costo del equipo, condiciones de trabajo, etc.

De estas dragas se han construido algunas de gran capacidad para operar en áreas remotas aprovechando buques tanque que ya no son útiles para este fin, como por ejemplo: las dragas Zulia para dragar en el lago Maracaibo y Kamachi Maru (Fig. 12) que son equipos que pueden almacenar en su tolva o descargar a chalanes; otras ya construidas expresamente con la MC FARLAND y la ICOA. (Ver fig. 17)



Specifications

Max. dredging depth:	18.3 m
Hopper capacity:	2,330 m ³
Dredging pump:	19,300 m ³ /h X 235 rpm X 4
Suction and discharge pipe dia:	Suction 510 mm, Discharge 440 mm
Loa X lpp X B X D X d:	142.20 m X 149.40 m X 29.06 m X 12.20 m X 7.20 m
Gross tonnage:	15,000 tons
Deadweight:	10,279 tons
Speed at trial:	13.98 knots
Speed while dredging:	3-6 knots
Navigation area:	Ocean going
Propulsion engine:	Diesel 5,750 PS X 235 rpm X 2
Main generator engine:	Diesel 2,000 PS X 514 rpm X 4
Main generator:	AC 1,250 kw X 4
Dredging pump engine:	Diesel 3,420 PS X 235 rpm X 4
Bow thruster:	Electric 170 kw X 2
Drag arm:	Side drag type 2, center drag type X 2
Drag head:	California type X 4
Trunnion:	Sliding type X 2 fixed type X 2
Date of delivery:	June 1961
Owner:	Universe Tankership Inc.

Fig. 17.

esta última con capacidad en la tolva de 2,330 m³., construída para el dragado del río Orinoco en Venezuela!

DRAGAS ESTACIONARIAS.- De los equipos hidráulicos, es el de mayor eficiencia toda vez que su producción es continua y no requiere de retirarse del lugar de trabajo para descargar, ya que envía el material a través de una tubería al lugar de depósito.

Generalmente estas dragas se construyen en casco de líneas rectas. (Ver fig. 18).

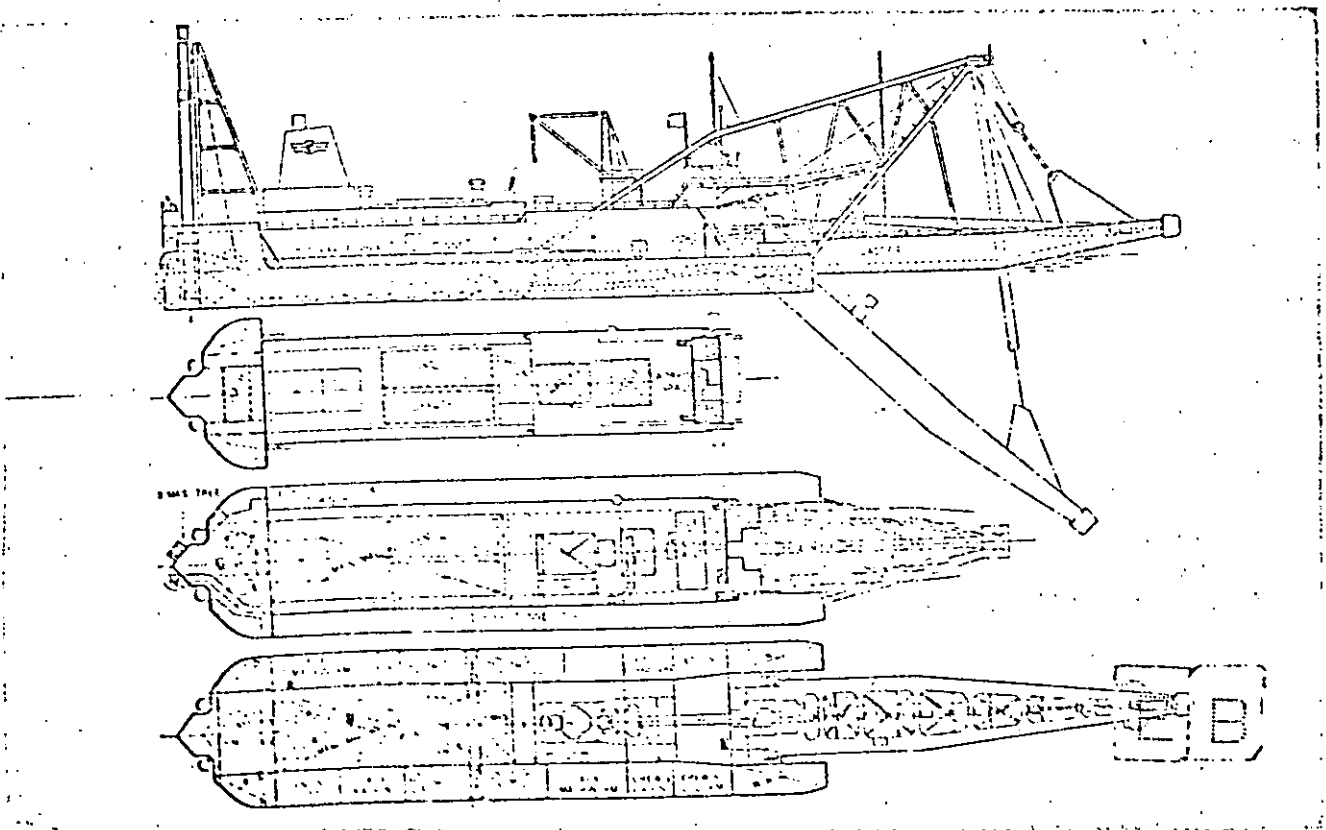


Fig. 18

 Specifications

Max. dredging depth:	30 m
Nominal discharge distance:	6,000 m
Max. discharge distance:	8,000 m
Nominal dredging capacity:	1,500-2,000 m ³ /h
Load X lpp X B X D X d:	114.00 m X 72.57 m X 17.50 m X 4.27 m X 3.10 m
Dredging pumps:	10,000 m ³ /h X 100 m X 360 rpm X 1
Suction and discharge pipe dia.:	Suction 915 mm, Discharge 760 mm
Dredging pump motor:	AC 6,000 kw X 270-360 rpm X 1
Cutter:	5 or 6 blades enclosed type max. 36 rpm
Cutter motor:	Ward-leonard DC 1,500 kw X 1
Ladder and swing winch motor:	Ward-leonard DC 240 kw X 1
Spud and Christmas-tree winch motor:	Ward-leonard DC 140 kw X 1
Main generator:	AC 13,127 kVA X 6,600 V X 60 c/s X 3,600 rpm X 1
Main generator steam turbine:	12,650 kw X 3,600 rpm X 1
Main boiler:	44 kg/cm ² X 440°C X 55,300 kg/h
Date delivered:	April 1964
Owner:	Japan Development & Construction Co., Ltd.

Builder: Mitsubishi Heavy Industries, Ltd.

Fig. 18

Básicamente están constituidas por los mismos elementos hidráulicos que las de autopropulsión, a excepción de la tolva que -- las estacionarias no tienen.

El posicionamiento y avance de esta draga es mediante zancos y anclas.

Sus partes fundamentales de trabajo aparte del aparato hidráulico, son:

- 1.- Escala (con o sin cortadora)
- 2.- Zancos
- 3.- Cables para abanicar
- 4.- Tubería flotante de descarga
- 5.- Tubería terrestre de descarga

6.- Plumas para los cables través (opcional)

Escala.- Es el elemento a través del cual baja el tubo de succión hasta el fondo de donde extrae el material.

Si el fondo es suave la simple succión es suficiente para hacerlo ascender por la tubería. (Ver fig. 19)

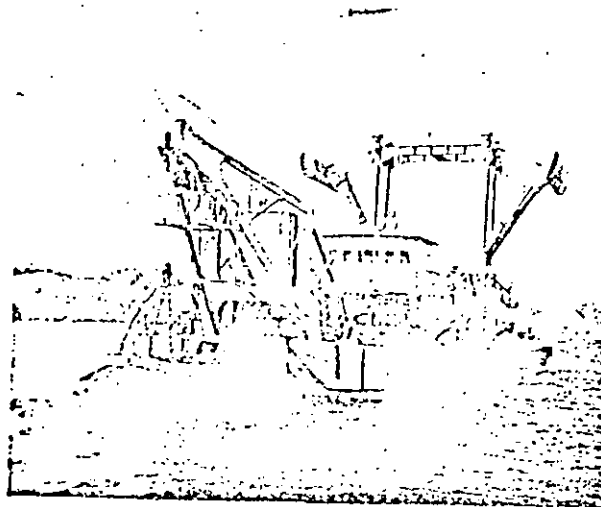


Fig. 19

Si el fondo es material compactado, entonces la escala en su extremo inferior, se dota de una cabeza cortadora que afloja el material para que este sea succionado por la bomba.

Existen varios tipos de cortadoras dependiendo del material que -
ataquen pudiendo ser: abiertas para arcillas; de corona para are-
na y dentadas para materiales, muy duros y conglomerados.

(Ver figs. 20, 21 y 22).

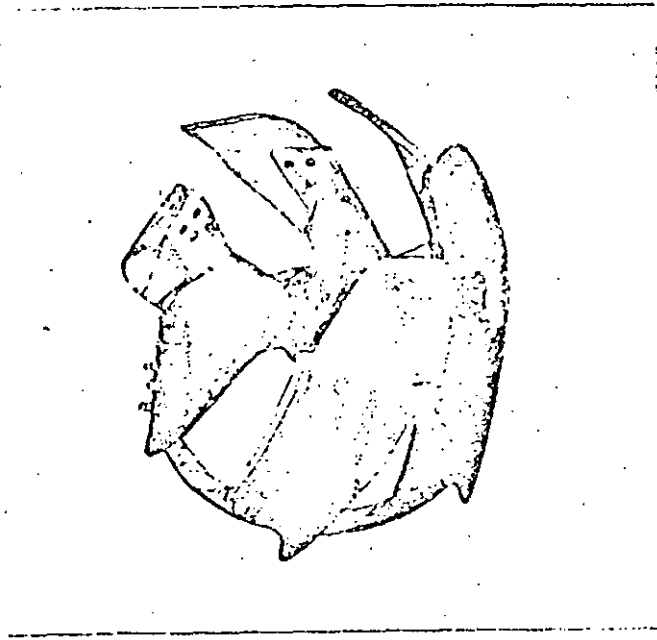


Fig. 20

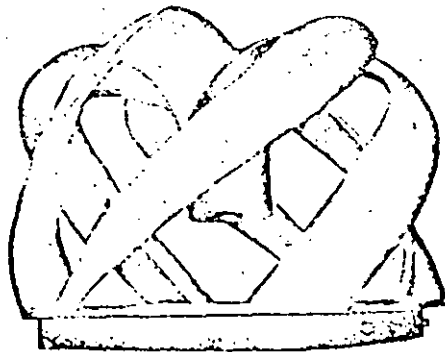


Fig. 21

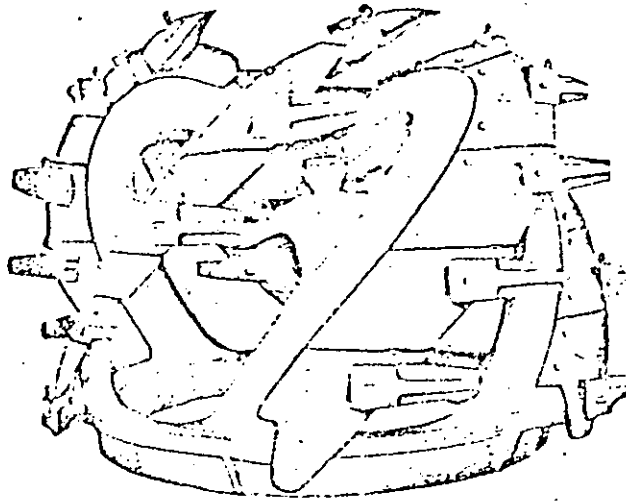
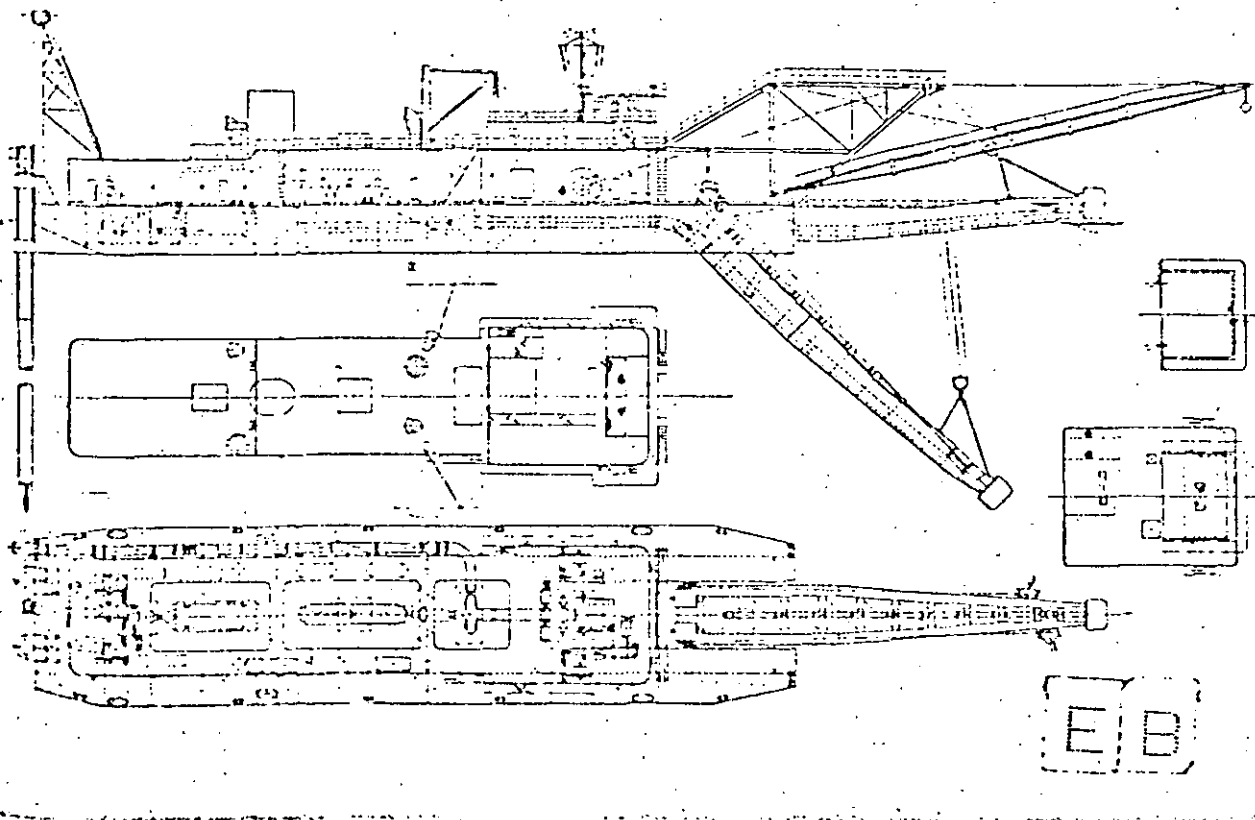


Fig. 22

Zancos.- Son dos elementos tubulares de gran longitud, de sección circular o cuadrada, que le sirven para posicionarse y avanzar, lo calizados en la popa de la embarcación. (Ver fig. 23).



Specifications

Max. dredging depth:	35 m
Nominal discharge distance:	2,000 m
Max. discharge distance:	4,000 m
Suction and discharge pipe dia:	Suction 915 mm, Discharge 760mm
1oa X lpp X B X D X d:	97.80 m X 47.10 m X 15.86 m X 4.27 m X 2.80 m
Dredging pump engine:	7,000 PS X 330 rpm X 1
Dredging pump:	8,000 m ³ /h X 65 m X 1
Main generator engine:	3,850 PS X 600 rpm X 1
Main generator:	AC 875 kVA X 1, DC 1,200 kw X 1, DC 300 kw X 1
Cutter:	Basket sheath type X 1, Basket teeth type X 1
Cutter motor:	DC Ward-Leonard 570 kw X 2
Swing motor:	DC 140 kw X 1
Spid motor:	AC 150 kw X 1
Loader motor:	AC 270 kw X 1
Date of delivery:	September 1962
Owner:	Tai Harbor Works Co., Ltd.

Builder: Nippon Kokan K.K.

Fig. 23

El zanco de trabajo, (que es el más próximo a la tubería de descarga) es hincado en el fondo y servirá de pivote durante su operación de dragado.

El otro zanco o zanco de avance, es el que le servirá para avanzar en cuanto el área dragada haya quedado a la cota requerida.

Cables para abanicar.- De un lugar de la escala próximo a la cabeza cortadora parten dos cables de acero que en su otro extremo tienen un ancla que se fondea a uno y otro lado donde la draga este efectuando su corte, lo suficientemente lejos para que no sea necesario enmendarlas con demasiada frecuencia.

Arriando y virando simultáneamente estos cables con los malacates de proa y apoyándose en el zanco de trabajo, podrá la draga abanicar.

Tubería flotante de descarga.- Es la continuación de la tubería de a bordo. Por la misma condición de trabajo, esta deberá ser suficientemente flexible por lo que los tramos que la forman serán cortos (entre 6 y 15 m), unidos entre sí por conexiones de rótula o tramos de manguera de hule.

Para mantener la línea a flote a fin de hacer sencilla la manobra de desconexión, inspección y aumento de tramos de tubería, esta descansa sobre flotadores o pontones que pueden ser colocados con su eje mayor paralelo o perpendicular al eje de la tube-

ría .

Tubería terrestre de descarga.- Es la que se tiende en las zonas bajas terrestres donde se pretende llevar a cabo el depósito del material.

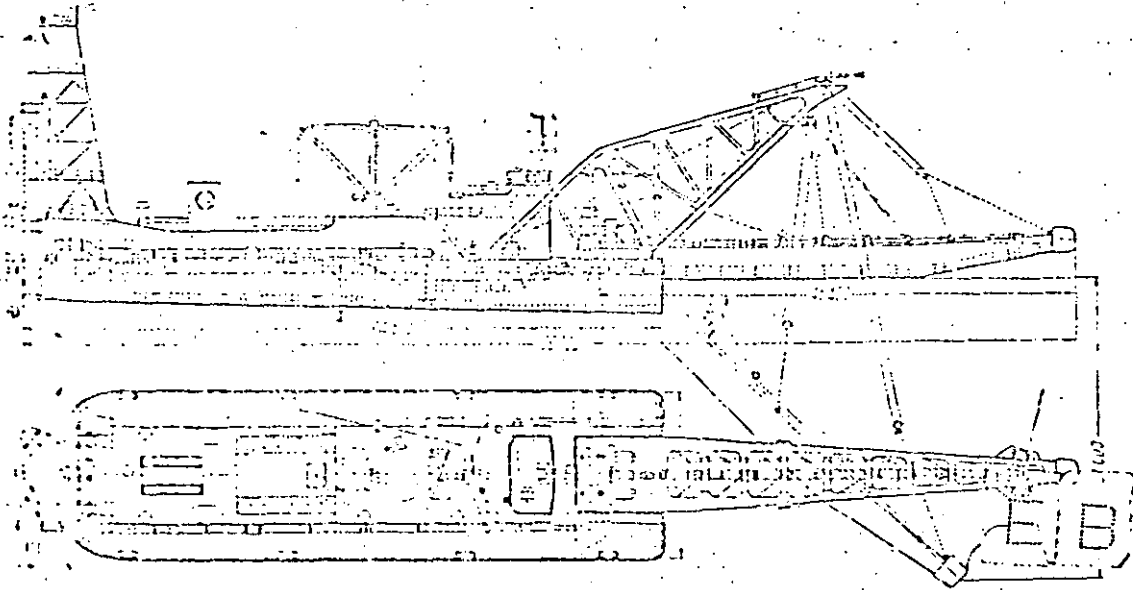
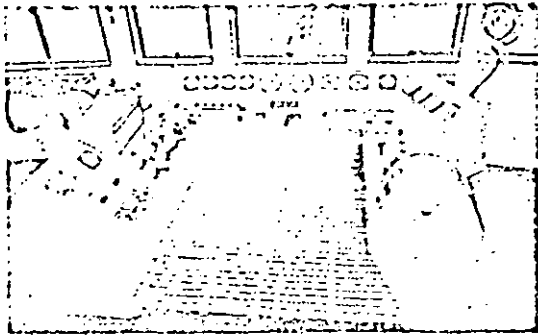
Generalmente se apoya sobre trozos de madera o caballetes con -- su extremo de descarga elevado a fin de evitar que la tubería se sepulte. Los tramos de tubería terrestres se conectan enchufándo los unos con otros, en vista de tener uno de sus extremos forma-troncocónica.

Plumas para los cables través.- Las dragas estacionarias se han-dotado en la proa y por ambas bandas, de dos plumas que sirven - para enmendar las anclas de los cables través con que abanica, - eliminando así el chalán grúa encargado de esta operación.

Las ventajas principales de estas dragas son la continuidad del-trabajo y la uniformidad de la cota después del dragado.

Aunque estos equipos fueron diseñados para operar en aguas prote-gidas debido a que los zancos resultan demasiado frágiles en lu-gares expuestos al oleaje, este inconveniente se ha superado - - substituyéndolos por tres cables que trabajan por la popa, siste-ma conocido como árbol de navidad.

El cual permite el dragado en aguas con cierto oleaje. (Ver fig.- 24).



Specifications

Max. dredging depth:30 m
Nominal discharge distance (fine sand):4,000 m
Loa X lpp X B X D X d:107.50 m X 64.80 m X 17.20 m X 4.50 m X 2.84 m
Dredging pump engine:Diesel 4,007 PS X 330 rpm X 2
Dredging pump:7,270 m ³ /h X 105 m X 330 rpm X 1
Main generator engine:Diesel 3,400 PS X 514 rpm X 1
Main generator:AC 2,500 kw X 1
Suction pipe dia:900 mm
Discharge pipe dia:760 mm
Cutter revolution:24, 16, 12 rpm
Cutter motor:AC 800 kw X 2
Swing winch motor:200 kw X 1
Spud winch motor:150 kw X 1
Leveller winch motor:240 kw X 1
Date of deliveryJune 1963
Owner:Soeki Kenseiyo Kogyo Co., Ltd.

Builder:.....Uruga Heavy Industries, Ltd.

Fig. 24

Otro inconveniente superado también, es el obstáculo de las tuberías flotantes que dificultan la navegación sobre todo en áreas de intenso tráfico marítimo.

Aunque no se elimina totalmente la tubería flotante, sí una gran parte se hace permanecer en el lecho marino.

Estas dragas se construyen en una amplia gama de tamaños pudiendo ir desde los 40 m³/Hr. hasta 2,000 m³/Hr. de material sólido. Las pequeñas se diseñan de tal forma que su casco pueda seccionarse en 3 ó más partes, lo que les permite ser transportadas por vía terrestre por cualesquiera de los medios existentes, facilidad que las torna en equipos portátiles que pueden dragar en zonas tierra adentro, sin que éstas tengan acceso a vías de navegación para el transporte del equipo.

Muchos son los aditamentos que se le han incluido a estas dragas para aumentar su eficiencia, entre ellos, los chorros de agua que ayudan a la fuerza de succión a elevar el material, lográndose dragados a mayor profundidad cuyo mayor problema es la cavitación.

Actualmente existe una draga con escala de 69 m. que efectúa dragados hasta a 61 m. de profundidad.

La eficiencia de estos equipos está regida por la profundidad de

dragado, dureza del material, altura y longitud de descarga y habilidad del operador.

La distancia máxima de descarga es de 4,000 m. (dependiendo del material y altura de descarga). Cuando se requiere que el material sea enviado a distancias mayores, se hace uso de subestaciones de bombeo distribuidas convenientemente a lo largo de la tubería, para mantener la velocidad del transporte y evitar sedimentaciones en la línea.

DRAGAS FIJAS.- Desde el punto de vista de la forma hidráulica de extraer el material así como de transportarlo, utiliza el mismo sistema mencionado para los dos últimos tipos de draga antes descritos. Sin embargo, la draga fija carece de movimiento, es decir, que es una estructura convenientemente situada, donde se localizan las bombas.

En la costa de California (en Sta. Bárbara actualmente en operación) y aquí en México (en Salina Cruz) fueron instaladas dragas de este tipo.

Desafortunadamente, la de Salina Cruz no tuvo el éxito esperado por haber quedado en poco tiempo aislada del agua necesaria para el transporte de la arena. La difusión de este tipo de draga la cual trabaja por derrumbe, ha sido muy poca, debido a que una fa-

lla en la localización, la deja inutilizada o trabajando con muy bajo rendimiento.

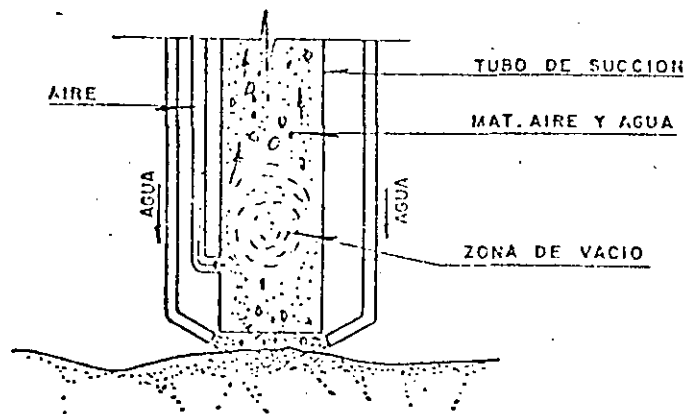
EQUIPOS DE DRAGADO PARA GRANDES PROFUNDIDADES.- Aún cuando por mucho tiempo la función primordial del dragado fue la de extraer material del fondo a fin de hacer la navegación segura dentro de los puertos y accesos a éstos, la Ingeniería ha aceptado el reto de extraer minerales, materiales pétreos para construcción e intentar obras bajo las aguas cuya superficie es 3 veces mayor que la de la corteza terrestre.

En un principio, esto se llevó a cabo con cierto éxito en aguas relativamente bajas, con los mismos tipos de dragas con que se profundizaban los puertos y canales; sin embargo, cada vez se requiere ir a mayores profundidades con equipos más eficientes y sofisticados.

Las dragas de canjilones, han sido aplicadas en la extracción de oro en Australia, California y Alaska; en la explotación de estaño en el Sudeste Asiático y en E.U. y Japón, para extraer materiales tales como arena y grava para obras portuarias.

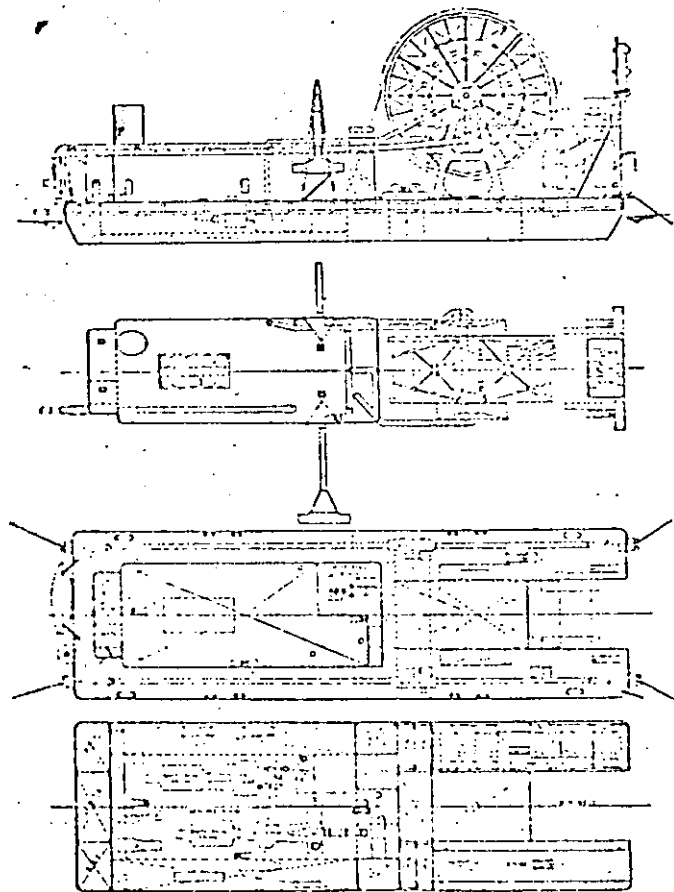
Aunque los equipos para grandes profundidades en sus diseños avanzados se encuentran todavía en etapa de estudio, el sistema de dragado con aire (Air lift) ya desde hace tiempo, se aplica con buenos resultados.

El sistema consiste de un tubo con una conexión lateral para - - una tubería de aire que enrarece el ambiente interior del tubo - y por diferencia de presiones ascienden las partículas sólidas. Se han aplicado chorros de agua en el extremo de la tubería para ayudar a desprender los materiales del fondo, con lo que se ha - aumentado la eficiencia. El siguiente esquema ejemplifica el sistema.



Asímismo, para la explotación de bancos de arena ó grava, se utilizan las dragas dotadas del sistema de chorro de agua y succión. El chorro de agua sirve para retirar la capa de fango que se encuentre sobre la arena o grava y la succión toma el material de buena calidad depositándolo en chalanes tolva, auxiliándose con-

los chorros de agua. Su profundidad de dragado es a la fecha de -
 100 m. (Ver figs. 25 y 26).



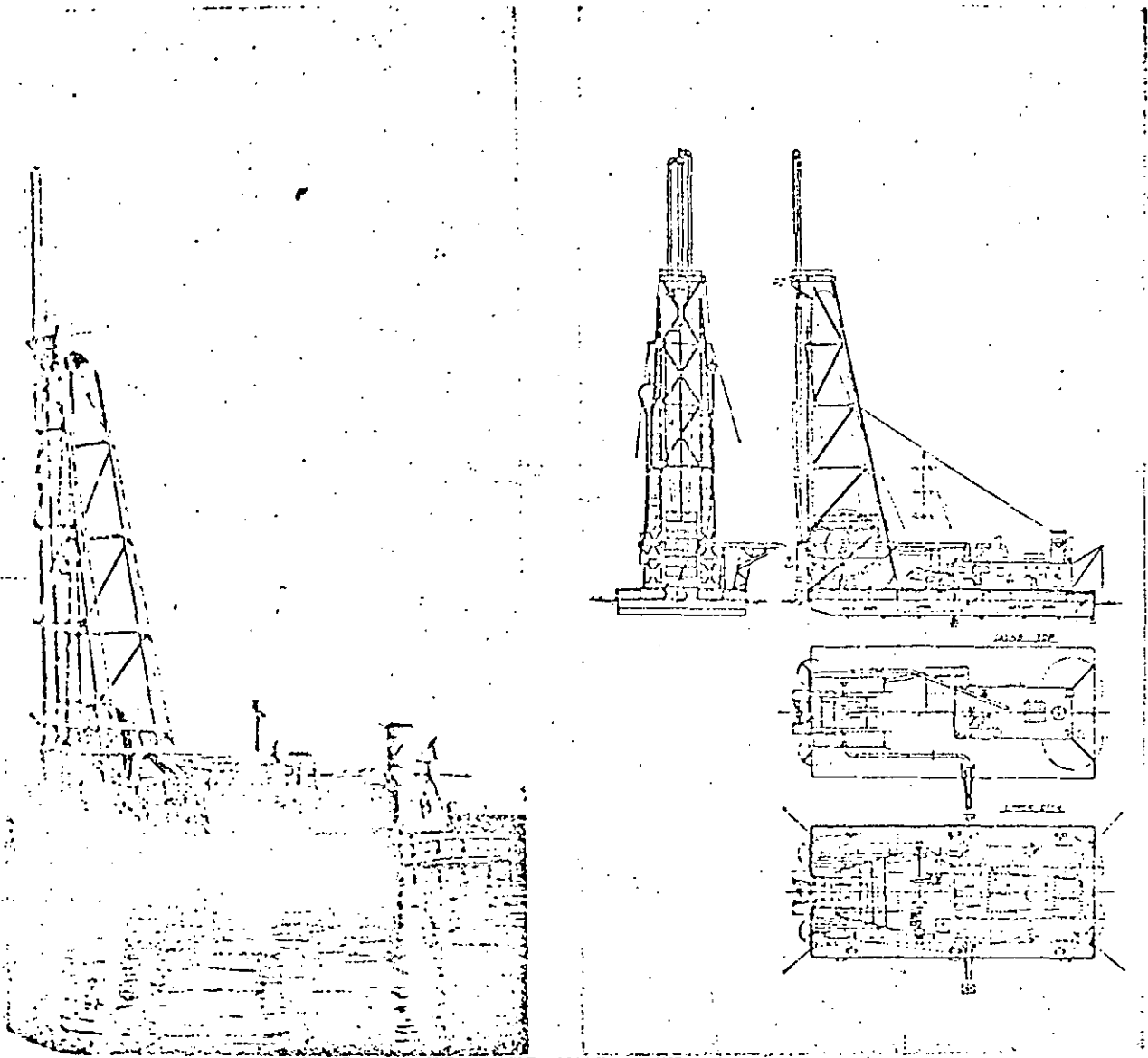
EB

Specifications

Max. dredging depth:	100 m
Nominal discharge distance (using a booster pump):	2,000 m
Nominal dredging capacity (gravel content 11.5%):	240m ³ /h
Main pipe dia:	
Jet and ejector water line:	300mm each
Mud line:	445 mm
Loa X lpp X B X D X di:	49.00 m X 47.40 m X 14.50 m X 3.50 m X 2.10 m
Ejector pump:	1,200 m ³ /h X 160 m X 1,880 rpm X 1
Jet pump:	1,100 m ³ /h X 180 m X 2,010 rpm X 1
Ejector and jet pump engine:	Diesel 2,500 PS X 540 rpm X 1
Booster pump:	2,200 m ³ /h X 90 m X 485 rpm X 1
Booster pump engine:	Diesel 2,000 PS X 500 rpm X 1
Main generator:	AC 125 kVA X 275 V X 2
Main generator engine:	Diesel 150 PS X 900 rpm X 2
Hose reel winch motor:	60 kw X 1
Mooring winch motor:	1* 1w/10 kw X 2
Date of delivery:	October 1963
Owners:	Ajite Shusetsu Co., Ltd.

Fig. 25

Builder: Ishikawajima-Harima Heavy Industries Co., Ltd.



Specifications

Dredging depth:	40 m
lpa X B X D X dr:	72.00 m X 10.00 m X 2.0 m X 1.10 m
Water pump for ejector and drills:	450 m ³ /h X 100 mm X 1,800 rpm X 1
Jet water pumps:	100 m ³ /h X 150 mm X 1
Water pump engine:	Diesel 300 PS X 1,800 rpm X 1
Jet water pump engines:	Diesel 120 PS X 1
Air compressor for ejector and general use:	3 m ³ /min X 6 kg/cm ² X 1
Generator:	Diesel driven 4 kw X 1
Generator engine:	10 PS X 900 rpm X 1
Dredging equipment	
Double pipes with an ejector and a rubber hose:	1
Drill and a rubber hose:	1
Compressed air pipe and a rubber hose:	1
Suspensioning and mooring winch:	Diesel driven 18 t X 5 w/min X 1
Date of delivery:	November 1961
Owner:	Too Harbor Works Co., Ltd.

Builder: Hitachi Shipbuilding & Engineering Co., Ltd.

Fig. 26

No solo para la minería sino también para el dragado de cepas que alojen túneles submarinos o tuberías a gran profundidad se estudian equipos cuya operación no se vean interferida por las condiciones meteorológicas en la superficie, como acontece con los - - equipos convencionales.

Los diseños siguientes muestran los sistemas propuestos para - - obras de ingeniería y extracción de elementos útiles al hombre, a grandes profundidades. (Ver figs. 27,28,29,30,31,32 y 33)..

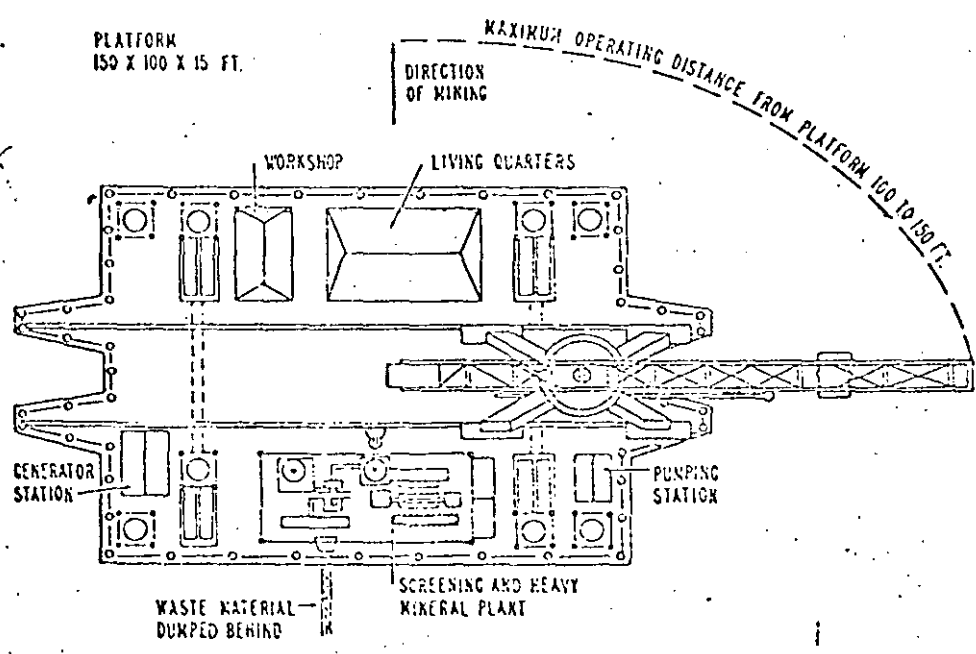
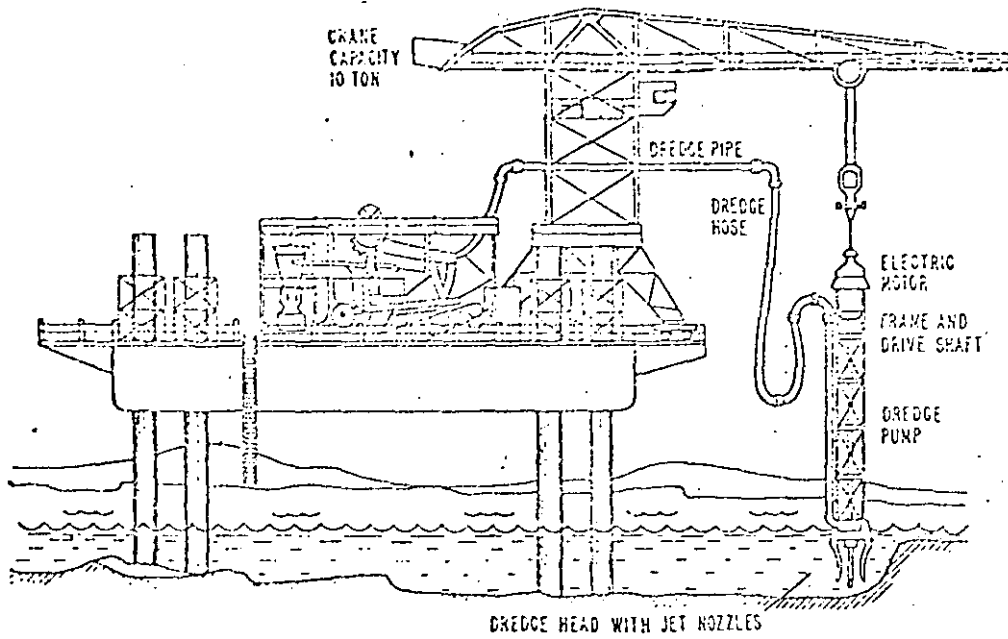


Fig. 27

Walking platform for mining in shallow water.

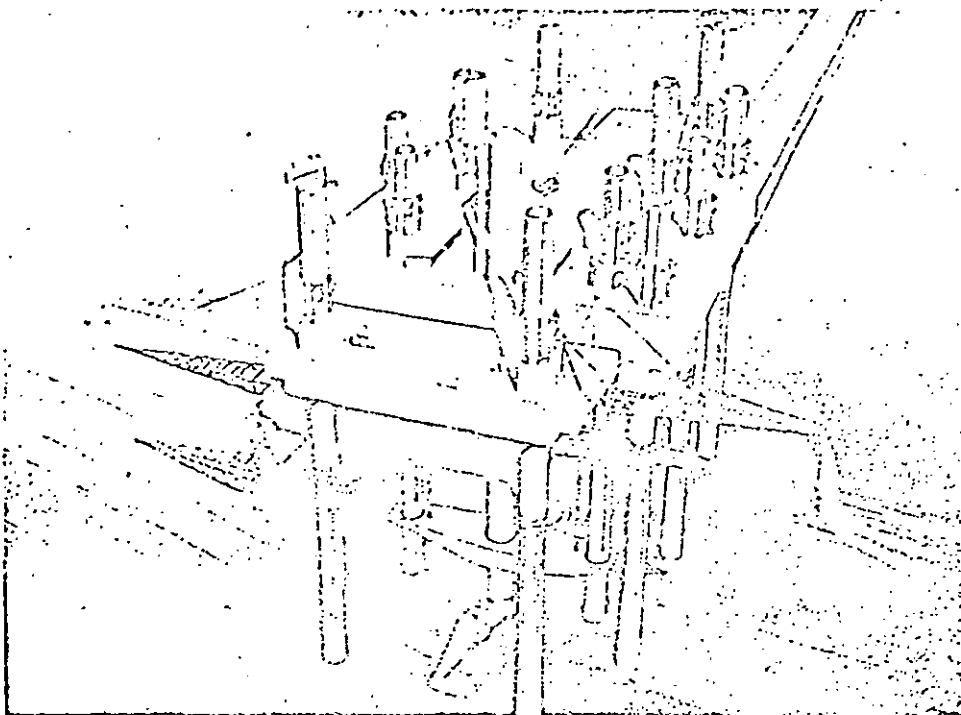


Fig. 29

Walking platform developed for digging a tunnel trench.

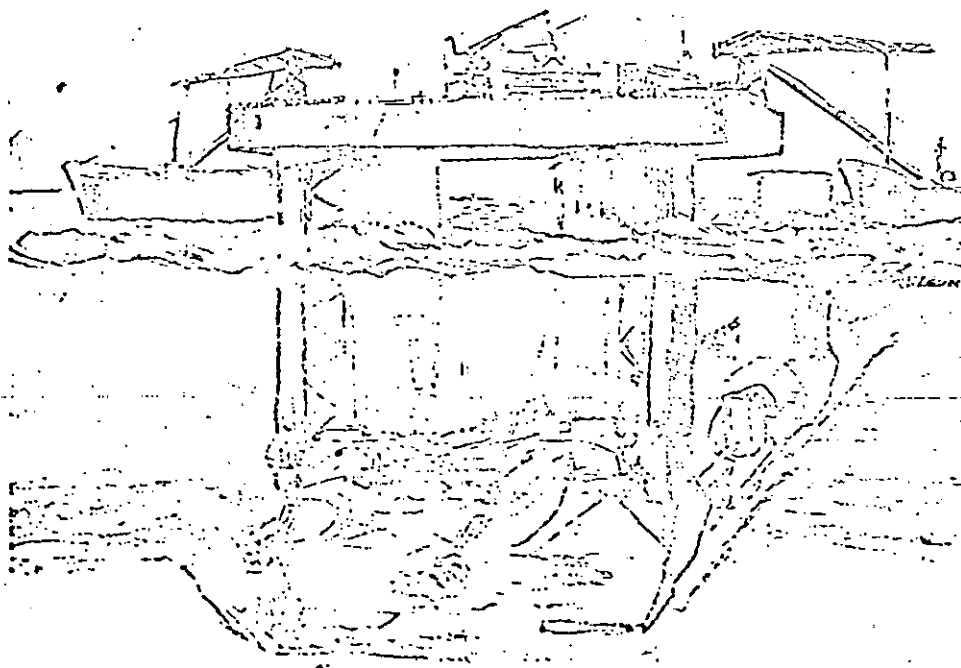
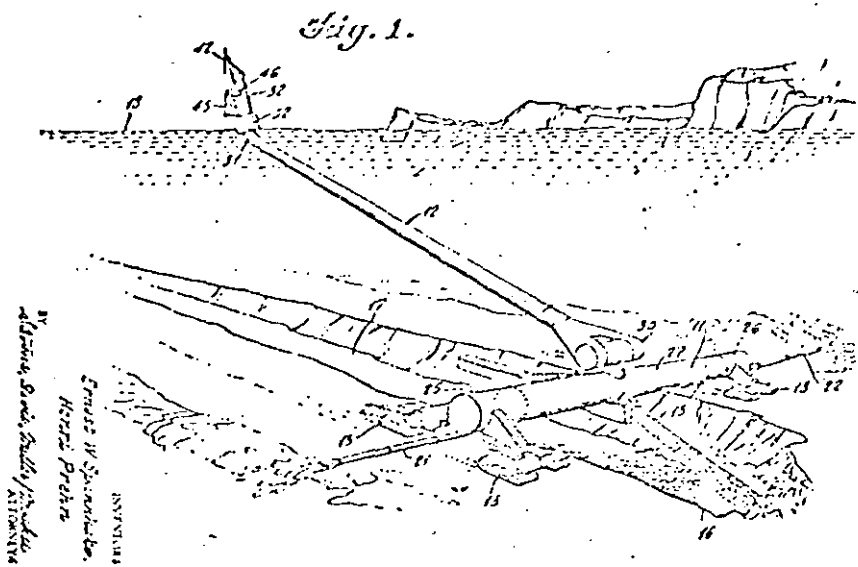


Fig. 28

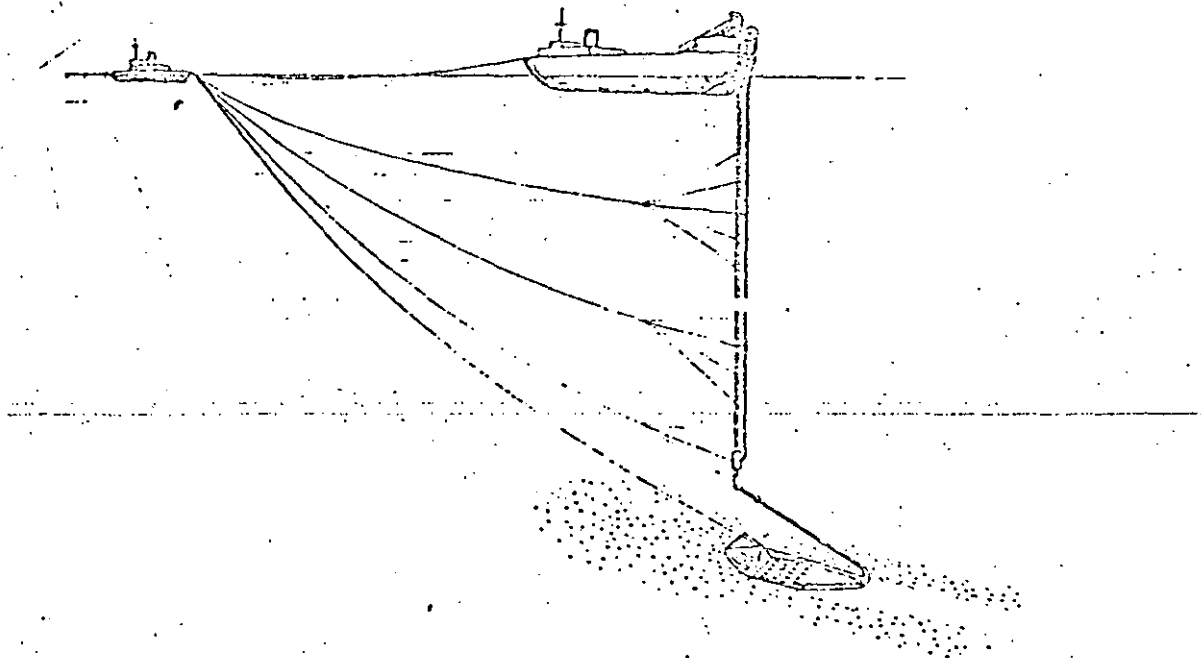
Bottom crawling dredge for digging tunnel trench.



March 28, 1967
 Filed Dec. 21, 1963
 E. W. SPANNHAKE ET AL
 SUBMARINE DREDGE
 3 Sheets-Sheet 1

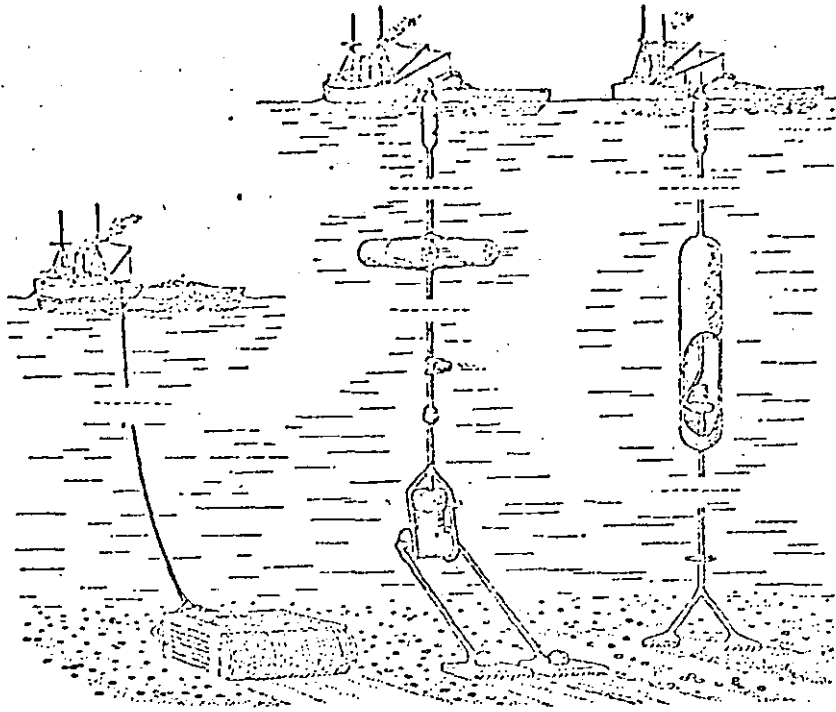
Bottom crawling dredge with access pipe.

Fig. 30



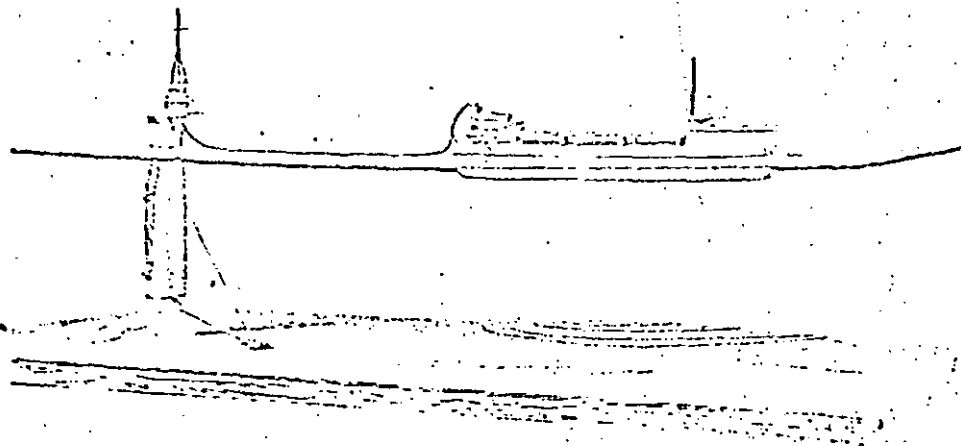
J. Ball proposed module mining by use of light-media lifting system.

Fig. 31



Dr. Mero envisioned mining of manganese nodules from deep sea floor deposits.

Fig. 32



Flip ship dredge for mining from sea floor of the continental shelf.

En Estados Unidos han diseñado una draga submarina actualmente -
trabajando en Florida cuya profundidad de operación es de 30 m.,
con la finalidad de extraer arena y reponer la que es retirada -
por el mar en los cambios de estación, de playas de gran atractii
vo turístico como son las de Florida, Carolina, Nueva Jersey, Re
dondo, California o Waikiki en Hawaii. (Ver fig. 34).

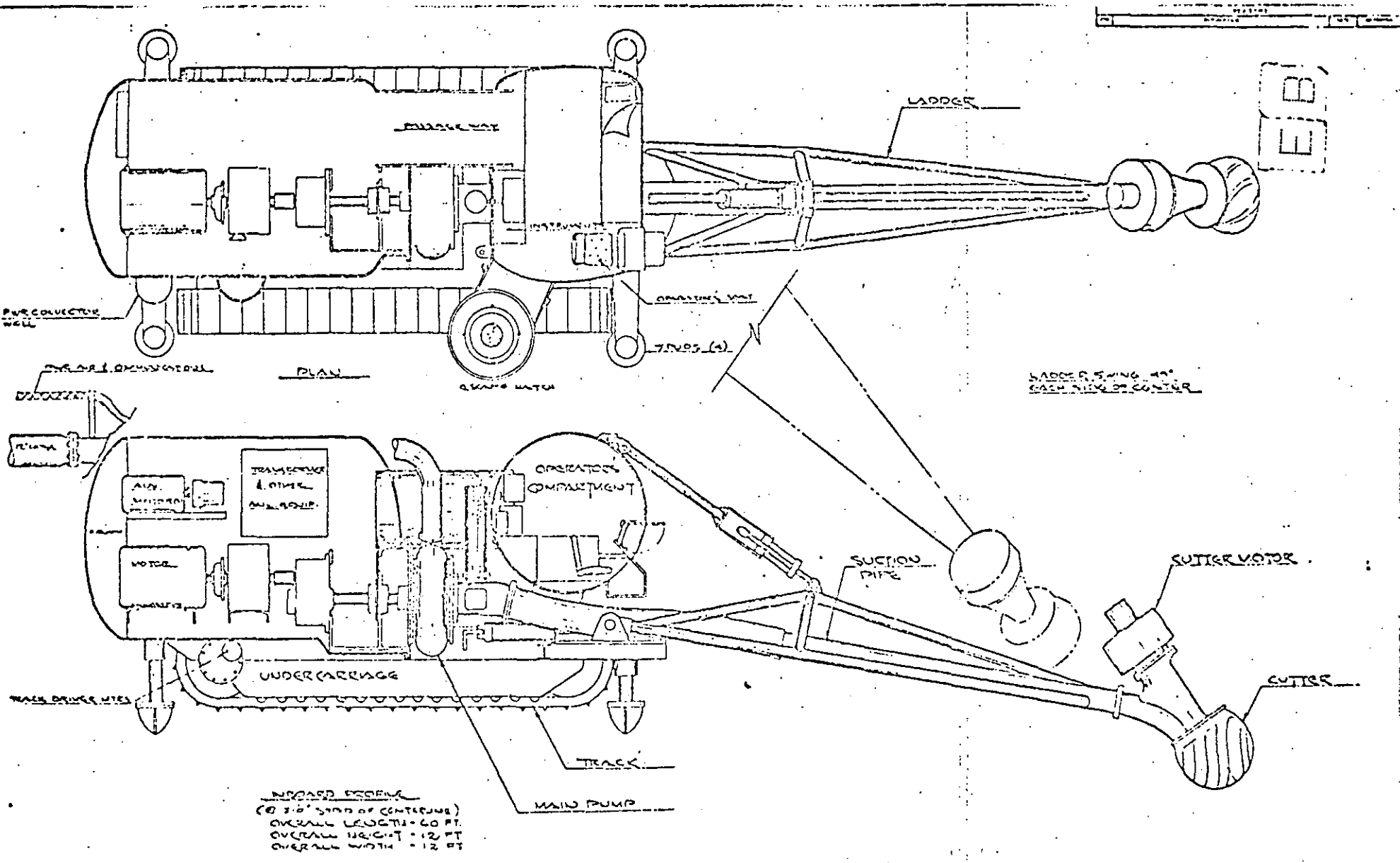


Fig. 34

Estas dragas trabajan sin problemas de oleaje salvo en tormentas severas, pudiendo ser útiles en la apertura de barras inclusive.

Para la nivelación de fondos marinos que servirán de desplante de obras marítimas (escolleras, tanques submarinos de almacenamiento, etc) se han diseñado dos tipos de bulldozers: para aguas bajas (Ver. fig. 35).

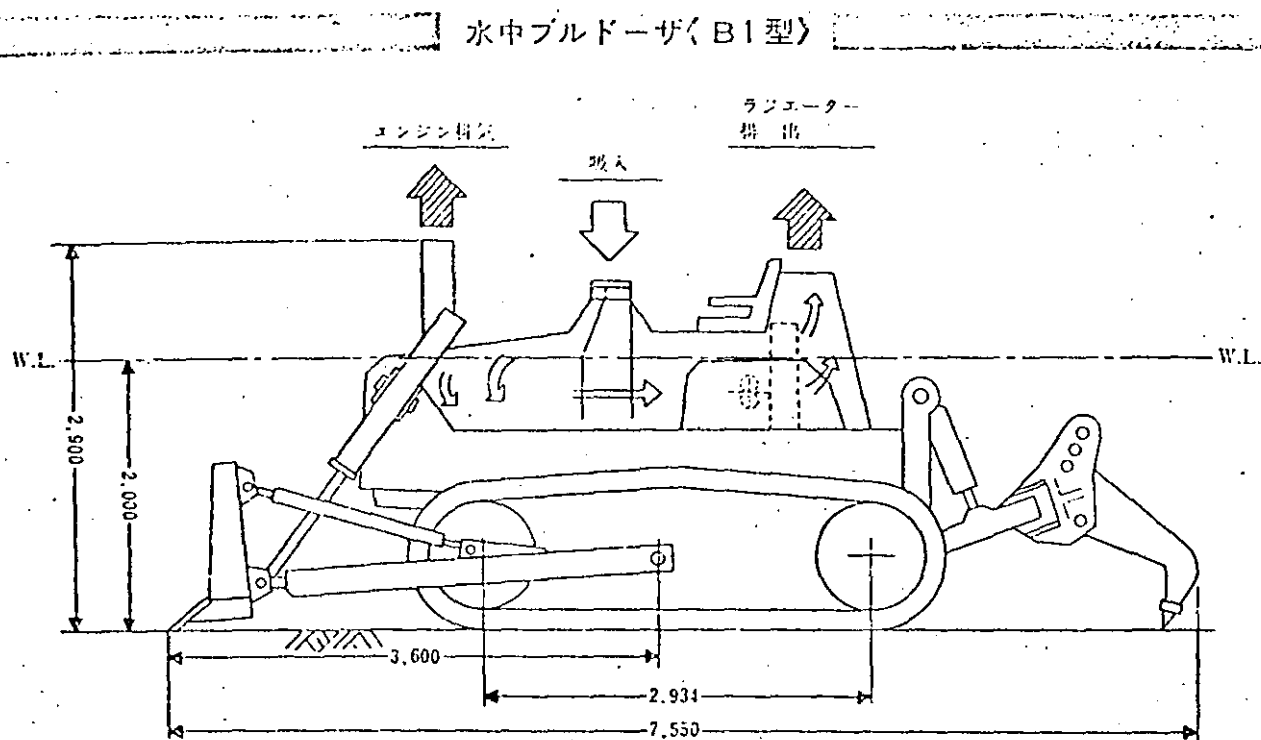
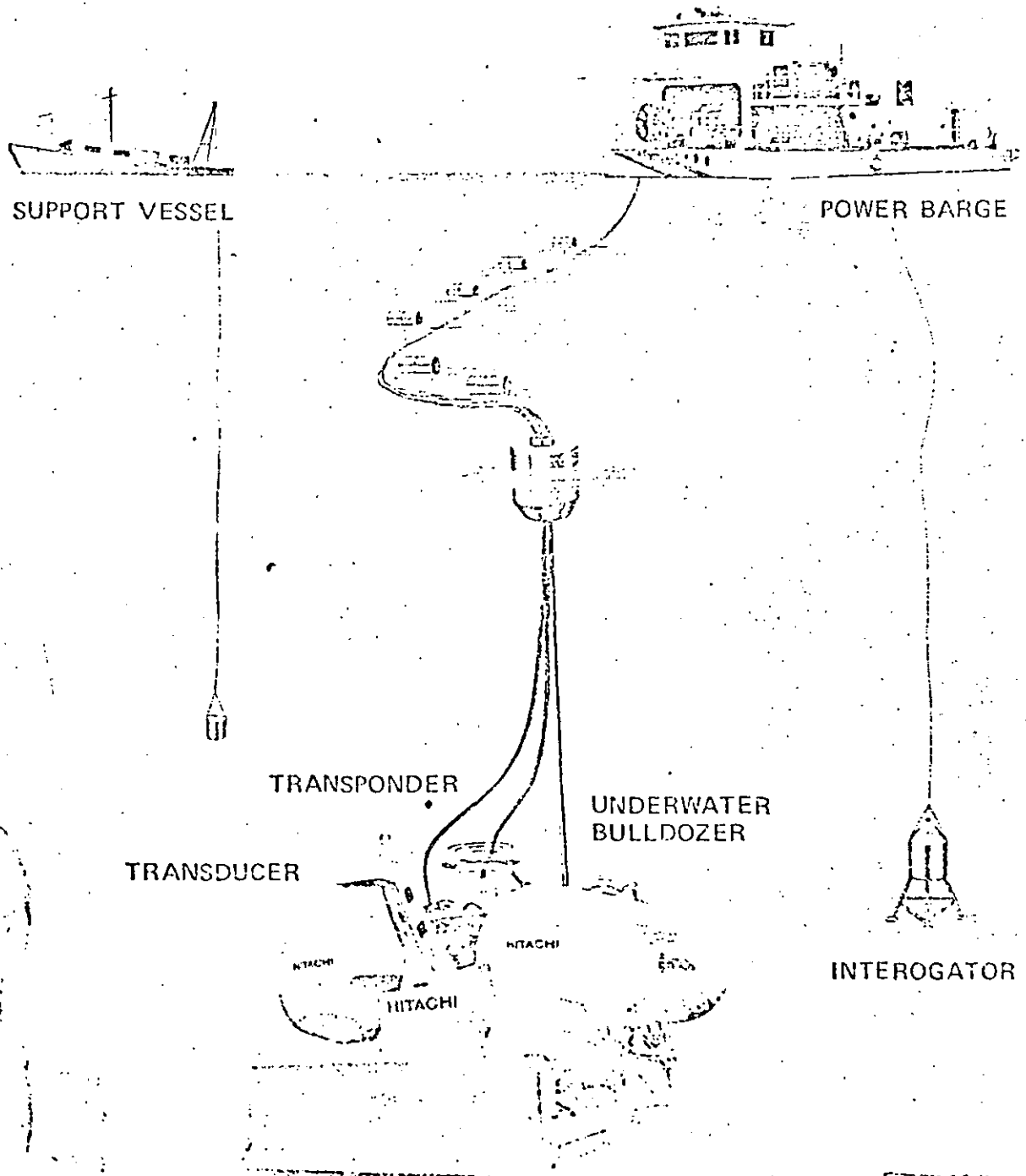


Fig. 35

y submarinos (Ver fig. 36).

JH360 UNDERWATER BULLDOZER SYSTEM



EB

Estos últimos pueden ser operados desde a bordo ó a control remoto. En Japón ya se encuentran trabajando ambos tipos en vías de experimentación, con resultados satisfactorios.

LA TABLA No. 1.- Muestra los costos comparativos para diferentes tipos de dragas y materiales.

LA TABLA No. 2.- Incluye todas las dragas estacionarias con sus principales características que operaron en el puerto de Kashima, Japón en el año de 1970.

表-5 土質標準(1) - 単位

(単位 = 1/m³)

Type of Drivings	clayey soil			sandy soil			gravel			mud- stone	soft- stone
	Soft N=2~5	medium 5~20	hard 30~40	soft N=2~5	medium 10~20	hard 30~40	L=1000m	L=2000m	L=1000m		
Water Suction (2000kg)	215	245	325	275	405	645	800	1400	2455	7780	—
Grab (5m ³)	390	525	565	435	605	1035	890	—	1375	—	—
Bucket (0.5m ³)	325	500	1085	400	510	720	720	—	1135	—	—
Wiper (1m ³)	200	600	1385	635	635	1110	555	—	775	2780	8400

↑
Yes

1970 FISCAL YEAR REPORT OF KASTLEMAN TABLE No. 2

LIST OF DREDGERS WHO IS UNABLE TO NAVIGATE BY HIMSELF

Vessel No.	Power and Backfiles			Classification	Year	Horsepower	Dredging Capacity		Discharge Pipe Diameter (in)	Suction Pipe	Discharge Pipe	Discharge Distance	Discharge		Cutter H.R.	Dredging Depth (ft)	Fuel Consumption of Fuel Used by One Hour	Copper	Zinc	Ship - Building Yard	Present Condition	Remarks
	Length	Breadth	Depth Draft				Hourly	Per Day					Lead	Rate								
1000000	100	20	2.0	GT	1950	800	500	0.75	Ston	250	2100	3/2	700	18.0	Electric 1500KW	15	11	1960	Shipyard	Good		
1000000	100	20	2.0	GT	1950	800	1200	0.75	"	250	2100	3/2	700	22.0	Coal 2700KW	21	17	1960	Shipyard	Good		
1000000	100	20	2.0	GT	1950	800	1200	0.75	"	250	2100	3/2	700	22.0	"	18	11	1960	Shipyard	Good		
1000000	100	20	2.0	D	1950	800	1200	0.75	"	250	2100	3/2	700	22.0	"	18	11	1960	Shipyard	Good		
1000000	100	20	2.0	"	1950	800	1200	0.75	"	250	2100	3/2	700	22.0	"	23	22	1960	Shipyard	Good		
1000000	100	20	2.0	E	1950	800	1200	0.71	"	250	2100	3/2	700	22.0	"	16	16	1962	Shipyard	Good		
1000000	100	20	2.0	"	1950	800	1200	0.71	"	250	2100	3/2	700	22.0	"	16	16	1962	Shipyard	Good		
1000000	100	20	2.0	GT	1950	800	850	0.71	"	250	2100	3/2	700	21.0	"	18	16	1962	Shipyard	Good		
1000000	100	20	2.0	GE	1950	800	1200	0.75	"	250	2100	3/2	700	22.0	"	20	25	1964	Shipyard	Good		
1000000	100	20	2.0	D	1950	800	1200	0.75	"	250	2100	3/2	700	17.0	"	18	16	1960	Shipyard	Good		
1000000	100	20	2.0	E	1950	750	750	0.71	"	250	2100	3/2	700	18.0	Electric 2400KW	12	8	1961	Shipyard	Good		
1000000	100	20	2.0	ST	1950	800	850	0.75	"	250	2100	3/2	700	22.0	Coal 1100KW	16	15	1960	Shipyard	Good		

DRAGADO

- I.- Trabajos Previos al Dragado
- II.- Usos del material extraído.
- III.- Métodos para estabilizar los rellenos
- IV.- Generalidades sobre el dragado de los puertos Mexicanos.

I.- TRABAJOS PREVIOS AL DRAGADO.- No solo para la ejecución del dragado sino también para la adecuada selección del equipo,- es necesario ejecutar ciertos trabajos previos, que pueden dividirse en:

- 1.- Muestreo del área por dragar.
- 2.- Elección de la zona de tiro.
- 3.- Construcción de bordos y vertederos en el área de tiro.
- 4.- Levantamiento batimétrico de la zona por dragar.
- 5.- Balizamiento de la misma.
- 6.- Tendido de la tubería flotante y terrestre.

1.- MUESTREO DEL AREA POR DRAGAR.- Cuando el lugar donde se van a ejecutar los trabajos nunca ha sido dragado ó se va a incrementar la profundidad en forma importante, es necesario muestrear el fondo a base de sondeos para conocer la estratigrafía y poder determinar la dureza de los materiales que se atacarán. En rigor y de acuerdo con la tabla No. 2, los precios de dragado varían con los equipos a usar y las características del material. Por

lo que es primordial el conocimiento del suelo para fines de contrato ó selección del equipo, así como para determinar los ángulos de reposo del material para el cálculo de los taludes.

2.- ELECCION DE LA ZONA DE TIRO.- Esto solamente es válido cuando el material extraído no se ha destinado para un propósito determinado, es decir, para el relleno de una zona específica.

Las zonas de tiro pueden ser:

- a) Bajo el agua .
- b) En tierra

a) Bajo el agua.- En mar abierto sin mayor utilidad, donde el depósito del material no afecte la navegación o en los lugares predeterminados para efectuar un relleno.

b) En tierra.- Puede o no estar elegida la zona de descarga. Si se trata del último caso, se buscará que dicha área de ser posible, se encuentre lo más próximo a la zona por dragar lo que aumenta la eficiencia del dragado y disminuye la tubería de descarga necesaria.

Para esto se hará un reconocimiento topográfico de la zona, eligiendo la que de acuerdo con el volumen por dragar, esté disponible y sea la más adecuada, buscando que sea un área baja la que -

se beneficie amén de lograr con esto una carga estática menor.

3.- CONSTRUCCION DE BORDOS Y VERTEDORES EN EL AREA.- Una vez determinada la zona habrá de protegerse mediante bordos para confinar el material.

Cuando se cuenta con áreas superiores a las necesarias, solo se protegerán las partes que eviten que el material regrese al agua o dañe zonas pobladas ó de cultivo.

Los bordos deberán ser si es posible, de material arcilloso tomado de préstamo del terreno para evitar al máximo el problema de tubificación, limpiando el área de desplante con tractores, pues si se construye sobre monte bajo, habrá hoquedades que propiciarán el rompimiento de los bordos.

El bordo será lo suficientemente ancho en su base para soportar el empuje del material de relleno con una cota que le permita tener como mínimo, 50 cm. de libre bordo después de terminado el relleno.

El ancho de la corona permitirá el tránsito de una persona que recorrerá los bordos permanentemente, vigilando el estado en que se encuentran.

Los bordos deberán ser bandeados con tractor para darles una mejor compactación.

En las partes más bajas del terreno o en aquellas más distantes del punto de descarga, se construirán en el bordo, vertedores - que permitirán la salida del agua en que va suspendido el material, después de que éste se sedimente.

La razón de buscar la mayor distancia entre la descarga y el vertedor, es la de aumentar la longitud de recorrido de la mezcla - lo cual permite que el agua pierda velocidad propiciando la decantación del material. Si el vaso de captación de azolve es demasiado reducido, se construirán bordos interiores en forma semejante a los de un tanque decantador, con la misma función de aumentar la distancia de recorrido.

Cuando por el vertedor principia a pasar material en suspensión, indica que debe incrementarse la altura de aquel, lo cual se logra insertando tablones en las ranuras guía que se dejan expuesto en los lados de la estructura. El aumento oportuno de los tablones es importante para el control del depósito.

El agua excedente que se vierte fuera del vaso se enviará de regreso al mar, río etc., drenándola a través de canales construí dos con este fin.

Es conveniente que la plantilla del vaso sea demontada retirando la yerba y el monte bajo, para evitar futuros asentamientos diferenciales.

4.- LEVANTAMIENTOS BATIMÉTRICOS DE LA ZONA POR DRAGAR.- El primer levantamiento batimétrico servirá para conocer el estado actual del fondo así como para poder estimar el volumen teórico a dragar. Este plano llamado "plano antes de dragar", servirá conjuntamente con el "levantamiento después de dragar", para calcular los volúmenes en forma precisa. Por lo general, si los trabajos se llevan a cabo por contrato, los levantamientos se harán con la intervención del contratista, el contratante y una autoridad marítima local que certifique que el levantamiento tiene la precisión debida.

De acuerdo a lo que se especifique en el contrato, los levantamientos podrán hacerse uno solo al final del trabajo, o por etapas. Generalmente cuando el dragado es de magnitud importante y existe el peligro de depósito de material, se harán estimaciones parciales en base a planos levantados a lapsos regulares o de acuerdo a dragados parciales previamente establecidos.

Sin embargo, aún cuando se haya estipulado una sola estimación se harán levantamientos diarios, semanales etc., dependiendo del avance de los trabajos, para verificar si el dragado se ejecuta de acuerdo a lo planeado.

Para los levantamientos, se requerirá un equipo que registre la profundidad y otro que la sitúe.

Los aparatos para determinar la profundidad pueden ser tan sim-

ples o complicados como lo requiera el trabajo.

El método más sencillo para conocer la profundidad, es utilizando un pedazo de plomo de forma de cono o pirámide truncada, llamado escadallo unido a una cadena o cordón marcado con barbetes en - - pies o metros, llamado sonda o sondaleza.

El escadallo podrá ser de alta mar o de puerto, dependiendo de la profundidad donde se sondee, siendo el de alta mar de mayor peso que el de puerto. Con este aparato simple es posible, hacer levantamientos de importancia; no obstante estos son lentos en su ejecución con la desventaja de solo conocer la profundidad en el punto sondado.

Se requiere el uso de una embarcación de remos o una lancha cuya velocidad sea muy lenta, para permitir un mayor número de sondeos. Los puntos donde se obtenga la profundidad, se marcarán desde tierra mediante un teodolito a una señal dada desde la lancha, o con un sextante desde a bordo con respecto a marcas en tierra.

Generalmente para ejecutar los sondeos, estos se registran sobre líneas o enfilaciones que facilitan el seccionamiento del área y permiten hacer un trabajo más ordenado.

Se recomienda el sistema con sondaleza para trabajos de reconocimiento rápido, para áreas pequeñas o en lugares próximos a muelles donde pudiera haber variación en el registro de profundidades con-

aparatos electrónicos mismos que se describirán más adelante.

El aparato más generalizado en la actualidad es la ecosonda, cuyo funcionamiento se basa en la emisión de un sonido dirigido, que toca el fondo y se refleja recibiendo la señal un transductor que lo envía a un registrador.

Las formas de registro de un ecosonda puede ser:

- a) De destello
- b) De gráfica
- c) Digital

a) De destello.- Es el equipo más liviano y portátil. El transductor recibe la señal y la pasa a una carátula circular en la cual se emite un destello, indicando la profundidad en la carátula graduada. Son útiles solo para reconocimiento, ya que son poco prácticas para trabajos formales, por carecer de registro permanente.

b) De Gráfica.- Pueden ser circulares ó líneales. La señal recibida es registrada en un papel sensible dando una gráfica continua de la profundidad.

Este ecosonda se instala a bordo de una lancha de motor, mandando mediante un botón, un impulso a la gráfica haciendo una marca que coincide con la situación tomada por los topógrafos en tierra.

Se tomará la hora de inicio y terminación de cada sección sondada, para fines de hacer la corrección por marea en cada punto marcado en tierra y reducir las profundidades a un plano fijo, que puede ser el nivel de marea baja media de sicigias.

c) Ecosonda Digital.- Es el equipo más moderno que existe, en la cual, las profundidades son registradas mediante una computadora en forma numérica, evitándose la interpretación de la gráfica. - Se usa en trabajos oceanográficos.

Para situar los puntos de los que se ha registrado la profundidad mediante sondaleza ó ecosonda, se utilizarán, dependiendo de la distancia a tierra, los dos métodos siguientes:

a) Métodos topográficos Convencionales

b) Utilizando el Shoran, Loran ó sistema Decca.

a) Métodos Topográficos Convencionales.- Estos dependerán del tipo de trabajo que se vaya a ejecutar pudiendo ser:

a.1) Marcaciones a ojo con objetos en tierra.- Se hacen secciones paralelas a la costa ó márgenes para reconocimientos preliminares con escandallo o ecosonda (Fig. 1)

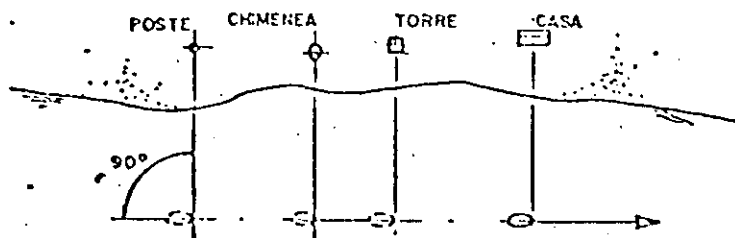


Fig. 1.

a.2) Con una enfilación y un aparato.- Si el lugar es protegido y no hay corriente, es fácil llevar enfilada una lancha sobre las marcaciones, utilizando un teodolito para tomar el ángulo entre la lancha donde va instalado el ecosonda y la línea de base.

(Fig. 2).

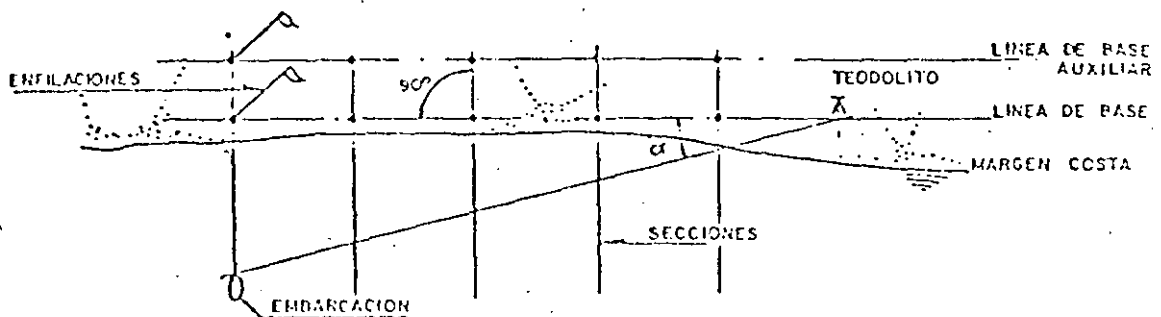


Fig. 2

En este método el aparato deberá colocarse en la línea de base, lo suficientemente retirado de la sección que se esté sondeando a fin de evitar lecturas erróneas.

En función de la longitud de la sección, de la irregularidad del fondo, de la importancia del trabajo y de la destreza del topógrafo, se podrán situar puntos a cada 10 ó 15 metros. Si el trabajo efectuado es con ecosonda y los puntos localizados no fueran suficientes, se pueden interpolar otros puntos, dado que se-

cuenta con una gráfica continua.

a.3) Con una enfilación y dos aparatos.- Si se requiere mayor precisión o no es posible mantener la embarcación completamente enfilada, se utilizan dos aparatos en tierra que a una señal, marcarán la lancha quedando situada la sonda por intersección de los ángulos con respecto a la línea de base. (Fig. 3).

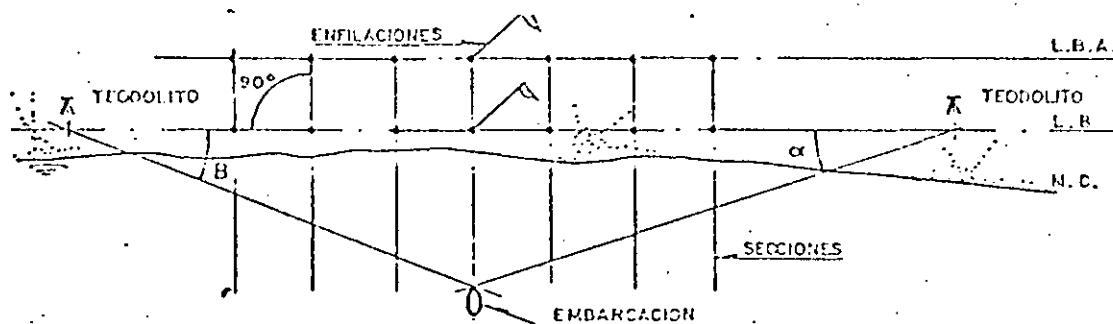


Fig. 3

Aunque algunas veces los puntos no queden sobre las enfilaciones- éstas son de gran utilidad para efectuar un levantamiento ordenado.

a.4) Enfilación y carrete.- Cuando se trata de áreas pequeñas - - (dársenas de muelle principalmente) se trabaja con enfilaciones y un carrete de alambre marcado a cada 5 ó 10 m.

El carrete se lleva a bordo de la lancha y el extremo libre se deja en tierra en cada estación.

Llevando la lancha enfilada cada vez que pase una marca en el alambre, se le envía un impulso a la gráfica de la ecosonda o se bota la sondaleza. (Fig. 4)

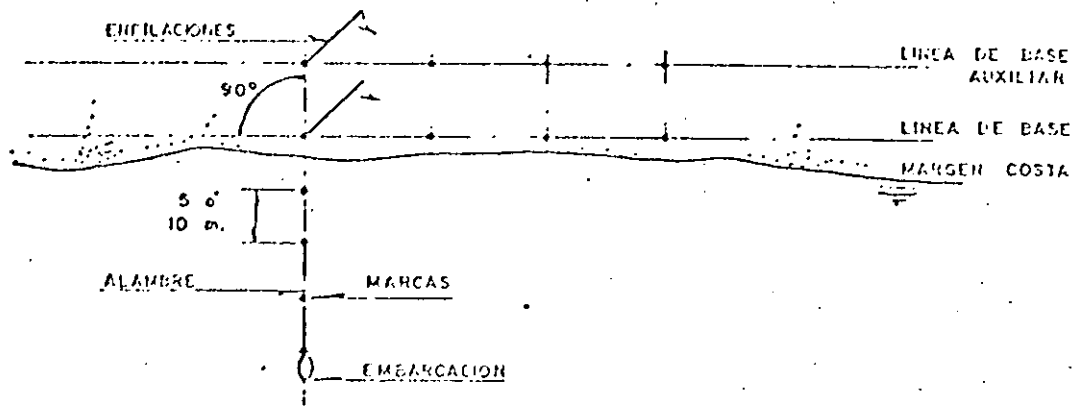


Fig. 4

a.5) Enfilación y sextante. - En este método solo se requiere tener en tierra señaleros pues el ángulo con respecto a las enfilaciones se toma desde a bordo. (Fig. 5)

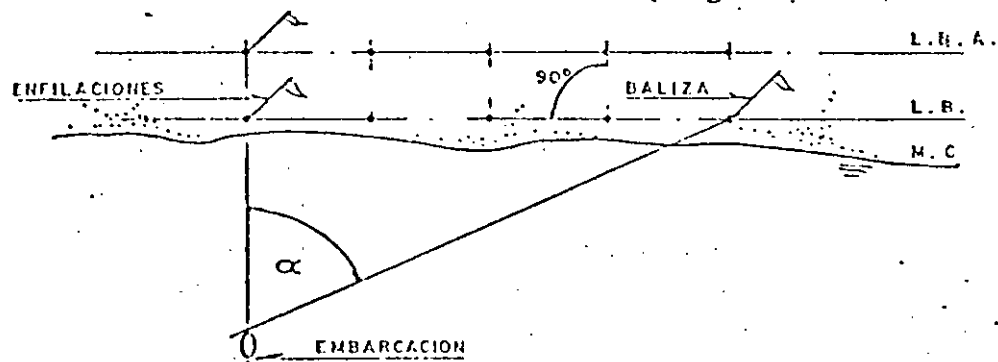


Fig. 5

La separación de las secciones dependerá del trabajo que se ejecute pero normalmente, esta varía entre 20 y 100 metros.

b) Levantamientos con sistemas Shoran, Loran o Decca. - Fundamentalmente todos los equipos trabajan en base al mismo principio: - dos transmisores en puntos en tierra perfectamente definidos (estaciones esclavas) que emiten una señal de radio, situando el punto en alta mar por intersección.

Se utiliza este sistema para trabajos muy alejados de la costa, - no siempre aplicado para dragado. La mayoría de las veces para trabajos hidrográficos o para localización de estructuras mar adentro (plataforma de perforación, monoboyas etc.)

Su aplicación consiste en localizar con precisión boyas que limiten el área a levantar y, apoyándose en estas marcas, efectuar el levantamiento abordo de una embarcación con ecosonda mandándole impulsos al papel a intervalos regulares de tiempo. (Fig.6)

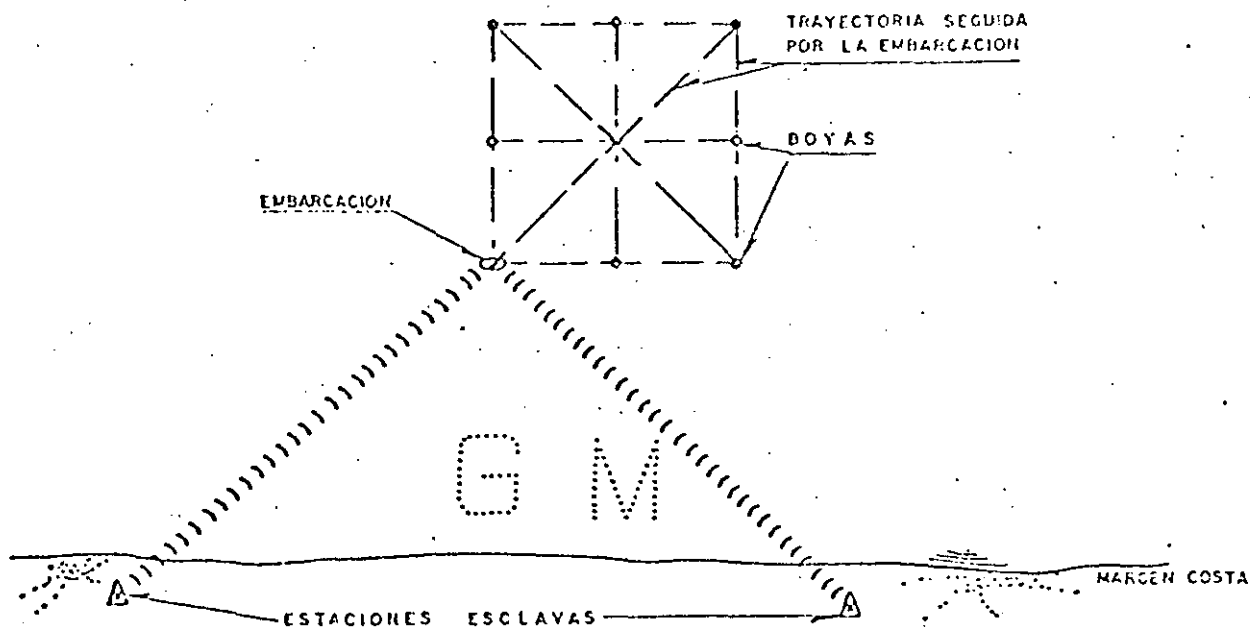


Fig.6

5.- BALIZAMIENTO DE LA ZONA POR DRAGAR.- Una vez levantado el plano batimétrico antes de dragar, elegido el lugar de descarga, construídos los bordos y tendida la tubería, se elige el lugar donde se iniciará el dragado colocando para ello, las enfilaciones que permitirán a la draga operar en el lugar preciso.

Por ejemplo, si se trata de dragar un canal, se marcará el eje y los plafones del mismo delimitando así su plantilla, evitando dragados adicionales que originarán pérdidas para el contratista ya que los trabajos en exceso, (fuera de un cierto margen) generalmente no son pagados por el contratante. (Fig. 7)

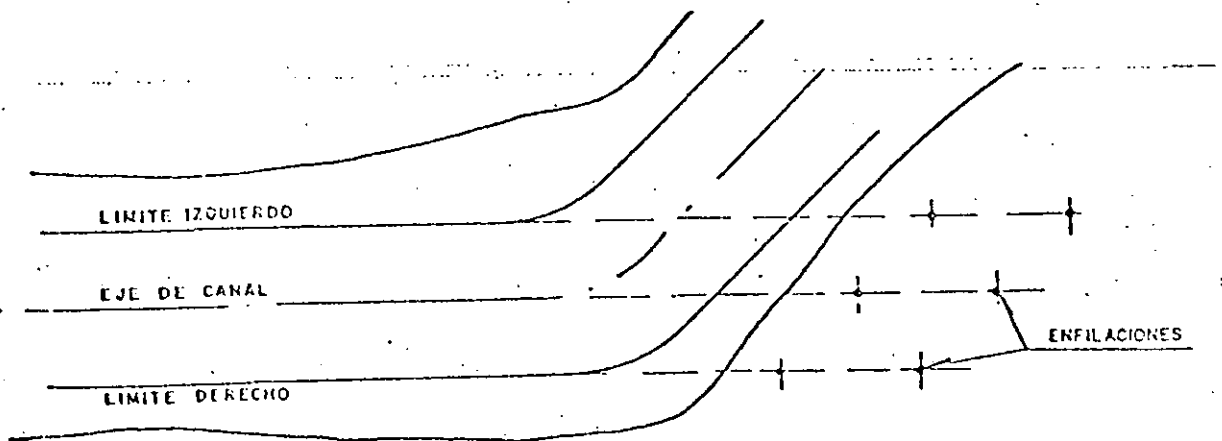


Fig. 7

Si la amplitud de corte de la draga alcanza para dragar todo el ancho del canal, hará un solo corte.

Si se trata de un canal más ancho o del dragado de una dársena se requerirá de varios cortes paralelos siempre a son de corriente pasando las enfilaciones al siguiente corte. (Fig. 8)

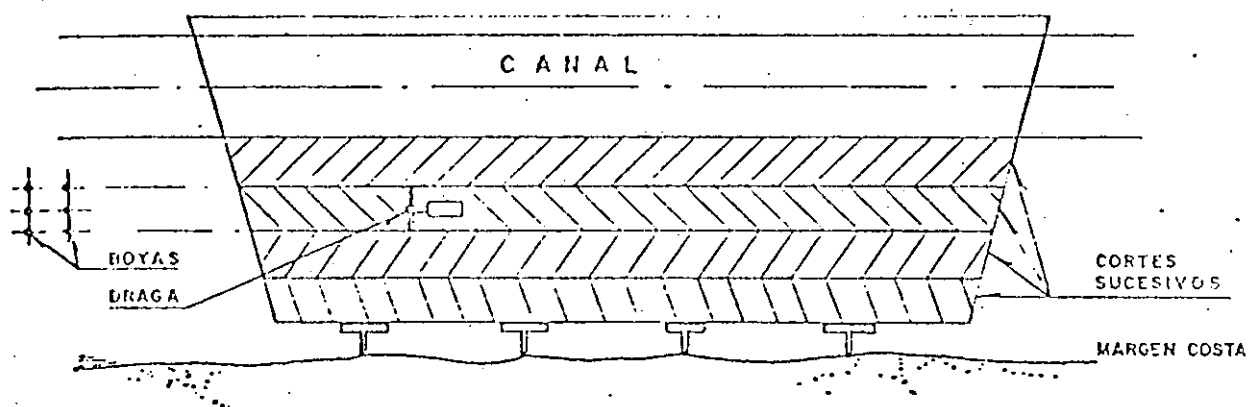


Fig. 8

Cuando se trata de dragas de autopropulsión, generalmente solo se marca el eje del corte.

En los demás tipos se marca el canal y los plafones.

6.- TENDIDO DE LA TUBERIA FLOTANTE Y TERRESTRE.- Este concepto se circunscribe a aquellas dragas que requieren de este medio de conducción para transportar el material. Tales equipos son: dragas - estacionarias o de autopropulsión con equipo adicional.

La tubería flotante se coloca sobre pontones. La unión de los tubos se lleva a cabo mediante juntas esféricas o tramos de manguera. Ambas formas, con el fin de darle flexibilidad a la línea.

La tubería terrestre se arma sobre el terreno apoyada en caballetes o trozos de madera para evitar que se sepulte con el material de relleno.

Los tubos generalmente de 6 metros de longitud, tienen uno de sus extremos troncocónico a fin de permitir enchufarlos unos con -- otros.

SISTEMA DE BONIFICACIONES.- Aunque a últimas fechas se han desarrollado aparatos que regulan la uniformidad del dragado (sobre todo con dragas estacionarias) tratando de evitar al máximo errores humanos, que dan como resultado la disminución de la eficiencia de los trabajos, estos equipos opcionales aún no tienen una amplia aplicación por lo que se puede decir que el éxito o fracaso económico del trabajo, está en manos del operador de la draga.

Por tanto, el sistema de bonificaciones al dragador en forma -- principal, así como el resto del personal tanto de abordó como -- de tierra por el dragado que excede a partir de un volumen tope, mantiene la buena disposición de la gente para el trabajo y rinde magníficos resultados al contratista.

II.- USOS DEL MATERIAL EXTRAIDO.- Los trabajos de dragado tienen dos cualidades: la de profundizar los lugares requeridos para la navegación y la de elevar terrenos bajos que en ese estado son:

Los rellenos como anteriormente se mencionó, no siempre se realizan en áreas terrestres sino también mar adentro, trabajos que se conocen como reclamación de áreas o terrenos ganados al mar.

En un principio, se elegía el área de tiro con la sola característica de que fuera bajo y próximo a la zona por dragar.

Posteriormente, se observó que el terreno se mejoraba notablemente al elevarse su cota quedando fertilizado, si el material depositado no era salobre, sirviendo para la agricultura, terrenos que antes no tenían ningún uso.

En vista de lo anterior muchos poblados ribereños y costeros, -- han visto beneficiadas sus zonas aledañas y la salubridad del --

ambiente que los rodea, al eliminarse por completo las zonas pantanosas que propician enfermedades tales como la tifoidea, paludismo, etc.

Sin embargo, existe otra utilización que rinde grandes beneficios económicos a corto plazo y es la creación de áreas industriales mediante rellenos.

Estos rellenos pueden ser sobreelevando el nivel de terrenos bajos o bien ganando áreas que anteriormente fueron mar.

Aunque se pueden citar muchos casos de áreas industriales alojadas en terrenos mejorados, para hacer más patentes los ejemplos, se mencionan los rellenos con motivo del dragado de los puertos de San Pedrito en Manzanillo, Col., Yukalpetén, Yuc., y Pajaritos, Ver. En este último se localiza el complejo industrial más importante del Sureste del País.

Los terrenos que circundaban la Laguna de Pajaritos, eran sumamente bajos y sin utilidad alguna; sin embargo, cuando se depositaron los primeros cinco millones de metros cúbicos se observaron las amplias posibilidades de los terrenos a los que se les había elevado el nivel, prácticamente sin costo adicional al necesario para el dragado del canal de acceso y la dársena de maniobras, - en comparación con el costo erogado para rellenar con material de los cerros cercanos, una plataforma donde se construyó la pri

mera etapa del complejo.

No obstante, no siempre se cuenta para los rellenos con el material de dragado adecuado; puede ser que la zona dragada sea un manto grueso de arcilla que si bien es un magnífico cementante -- cuando se mezcla con arena, conchuela o grava, la arcilla sola no es el material más conveniente. Pero si el relleno se ve precisado a realizarse con el material existente, dá como resultado que aún pasado algún tiempo (a veces meses, según el espesor de la capa) -- no es posible caminar encima de él y mucho menos transitar equipos o intentar construcción alguna.

Hace algunas décadas, había que esperar que la consolidación del terreno se hiciera en forma natural drenándose el agua lentamente a través del terreno o por evaporación, lo cual tomaba demasiado tiempo con fuertes inversiones inactivas efectuadas en la adquisición de terrenos.

Por tanto se comenzaron a desarrollar técnicas de estabilización de suelos, las cuales permitieran la utilización de los terrenos en tiempos relativamente cortos.

III.- MÉTODOS PARA ESTABILIZAR LOS RELLENOS. -- Son dos los métodos principales para la estabilización de suelos arcillosos.

1.- Método mecánico

- a) Precarga simple (superficial y en sandwich)

b) Con pilotes de arena y precarga

c) Con papel de drenado y precarga

2.- Método químico

a) Pilotes de carbonato de cal

b) Carbonato de cal mezclado con la arcilla

1.- Método mecánico

a) Precarga simple.- Consiste en tender una capa de arena - sobre el relleno arcilloso la que con su peso comprimirá a la - arcilla haciendo que éste expulse el agua. Una vez logrado esto, la arena se retira del lugar o permanece con él, como compensación de la disminución de altura. La rapidez de estabilización de este método dependerá del espesor del relleno, del peso de la sobrecarga y de las facilidades que el terreno adyacente - - brinde para drenar el agua. (Fig. 9)

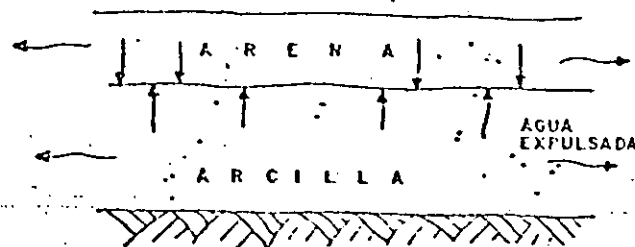


Fig. 9

Este sistema tiene otra variante: la de alternar el relleno con material de dragado, y capas de arena (método del sandwich) traída de los cerros. (Fig. 10)

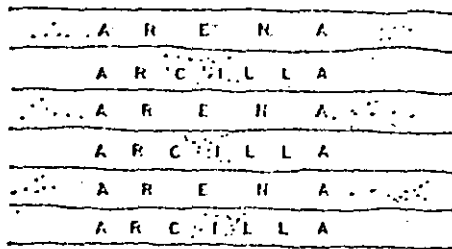


Fig. 10

b) Con pilotes de arena y precarga.- Este es una modificación del anterior que incluye un medio efectivo de drenar el agua.

El método consiste en hincar unos pilotes de arena a cada uno ó dos metros formando una cuadrícula con una profundidad de hincada equivalente al espesor del relleno arcilloso. El diámetro de los pilotes generalmente es de 40 cms. y la arena utilizada es gruesa.

Una vez hincados los pilotes de arena, se tiende una capa superficial de arena como precarga con cuya presión el agua contenida en la arcilla tenderá a subir por capilaridad a la superficie a través de los pilotes.

Este método como el anterior, puede aplicarse a la estabilización-

de suelos tanto arriba como abajo del agua. (Fig. 11)

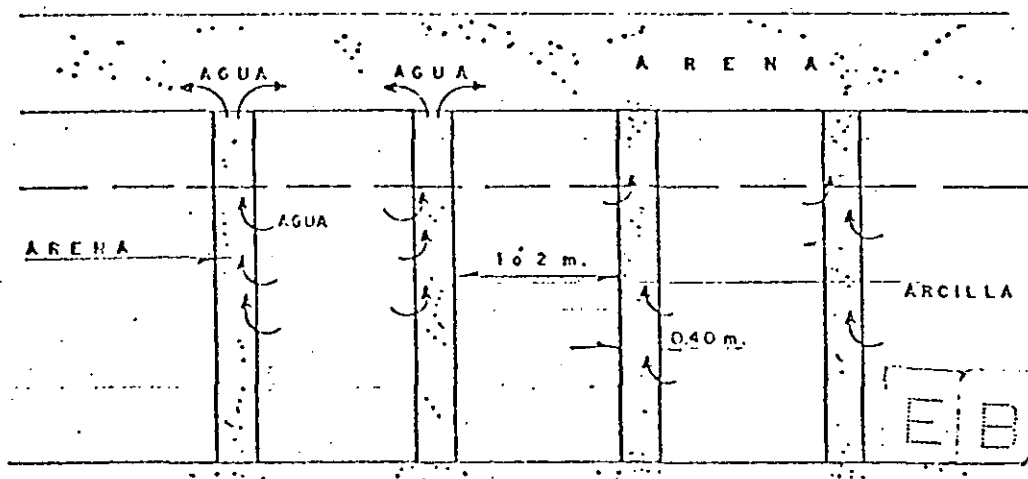


Fig. 11

c) Con papel de drenado y precarga.- El lugar de pilotes de arena, se hinca una tira de papel absorbente con la misma separación aproximadamente de los pilotes (1 ó 2) metros), que servirá de dren al agua que contiene la arcilla. Se usa una sobrecarga formada por una capa de arena. (Fig. 12)

(Fig. 12)

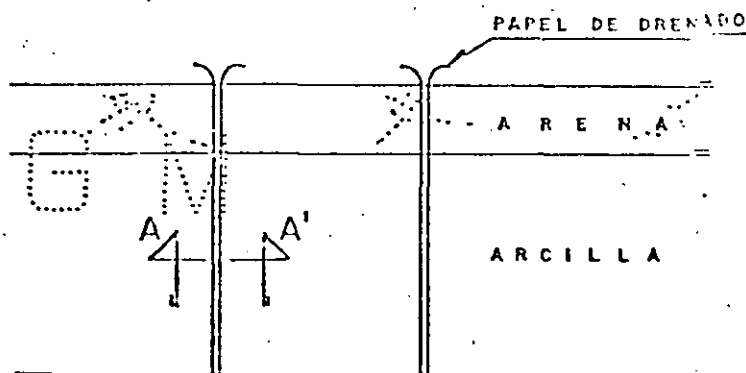
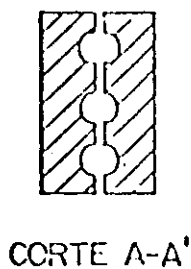
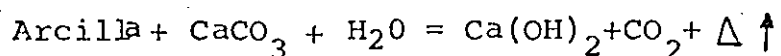


Fig. 12

2.- Métodos químicos.

a) Pilotes de carbonato de cal.- Aún en vías de experimentación, funciona a base de la reacción química que se genera al entrar el CaCO_3 en contacto con el agua, en la siguiente forma:



Se perfora con espaciamentos similares a los de los métodos anteriores y se llenan con CaCO_3 .

b) Carbonato de cal mezclado con la arcilla.- También aún en experimentación. En este método no solo se incluye la cal en las perforaciones sino que se mezcla con la arcilla adyacente, logrando la eliminación del agua y mejorando la resistencia del terreno.

A la fecha el método más económico y eficiente es el del papel de drenado.

Estos sistemas son costeables siempre y cuando el espesor del relleno arcilloso sea de 10 m. como mínimo.

Existen en muchos países del mundo áreas reclamadas; Estados Unidos, Holanda, Japón, etc., cuya utilidad puede ir desde la localización de refinerías, aeropuertos, hasta áreas portuarias comerciales.

Se construyó una Isla artificial en el puerto de Kobe, Japón, cuyo costo fue de 389 millones de dólares habiéndose programado su terminación para 1975. Su área fue de 4.364 millones de m²., destinada para la operación de 9 muelles de contenedores y 21 muelles de carga general con una profundidad de 12 m. lo cual arroja un volumen de relleno de 70 millones de metros cúbicos aproximadamente.

Estando en proyecto la construcción de otra Isla similar en el mismo puerto.

Como obras de dragado importantes mundialmente, se puede citar el Canal de Suez, el de Panamá y el de Corinto en Grecia.

IV.- GENERALIDADES SOBRE EL DRAGADO DE LOS PUERTOS MEXICANOS.-

El dragado de los puertos en México es efectuado, ya sea con equipo propio o de contratistas, por la Dirección General de Dragado, dependiente de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes quien controla y aprueba las obras a ejecutar en las aguas mexicanas.

Los puertos mexicanos principales en la Costa del Golfo de México, en su mayoría se encuentran localizados en las vías fluviales por ser éstas las que en forma natural comunican centros de población y zonas de producción. Con el aprovechamiento del río y construyendo obras exteriores, así como con un dragado de poca importancia, se contaba con un lugar abrigado para construir

instalaciones portuarias mismas que en algunos casos se encuentran a una distancia considerable río arriba de la desembocadura. Tales es el caso de los puertos de Minatitlán 40 kms. aguas arriba en el río Coatzacoalcos y Tampico 14 kms. río arriba del Pánuco.

Esta solución generalizada en todo el mundo, aquí en México empezó a dejar sentir sus efectos negativos, al arribar embarcaciones de porte cada vez mayor que no sólo tuvieron problemas con el calado sino también con las dimensiones físicas de canales y dársenas.

Sirva de ejemplo en canal de navegación del río Coatzacoalcos hasta Minatitlán que por las características del torno de Paso Nuevo (de 180°), la eslora de los barcos que por él navegan, está limitada a 143 m., ya que embarcaciones mayores no alcanzan a librar, varándose indefectiblemente.

Visto desde éste punto de vista, el problema se reduciría a dragar los canales a la profundidad y ancho requeridos por los barcos; sin embargo, por ser puertos de ría, el río recibe de sus afluentes y através de todo su recorrido, una gran cantidad de aporte de sólidos que se depositan en los últimos kilómetros de su desembocadura debido, fundamentalmente, a la escasa pendiente de su lecho y a lo bajo de las márgenes, dando como resultado la disminución de la velocidad del agua y la sedimentación del azolve.

En la época de avenidas que se presente anualmente, pueden suceder dos fenómenos: si la velocidad de la corriente se mantiene constante y de cierta intensidad durante su período más o menos largo (una semana o algo así), su enorme caudal unido a la velocidad, tiene efectos positivos arrastrando la corriente los sólidos depositados con anterioridad, profundizando el río considerablemente; pero si la velocidad tiene un valor máximo y decrece con rapidez, el resultado es un depósito que puede llegar a disminuir la profundidad en uno ó dos metros en sólo unos días, volumen que para retirarlo mediante dragado, toma varias semanas y en algunas ocasiones meses, dependiendo de la cantidad de material depositado.

Si al dragado permanente de mantenimiento de los puertos fluviales, se agrega el de emergencia y los dragados de obra, la situación se torna realmente crítica y a veces con resultados catastróficos para aquellos barcos de itinerario fijo que se ven obligados a disminuir notablemente su calado y con ello su capacidad de carga, haciendo sus travesías con flete muerto lo que resulta a todas luces incosteable para el armador, viéndose obligado a elevar las tarifas o a evitar la escala en ese puerto.

Aunque la Secretaría de Comunicaciones y Transportes a últimas fechas ha puesto especial atención al problema del dragado de los puertos, adquiriendo varias dragas de autopropulsión sumamente modernos para subs

tituir equipos ya ineficientes, son muchos los puertos que tiene que atender en los aspectos de mantenimiento y de dragado de obra, siendo pocos los que su calado oficial sobrepasa los 10 metros, en algunos casos referidos a la pleamar del día.

Si bien esto no nos deja a la zaga con respecto a otros puertos-extranjeros (ya que los hay con condiciones más desfavorables) - si pone en desventaja competitiva a nuestra flota mercante en cuanto a fletes se refiere, los cuales serán menos redituables - comparados con las que tienen barcos de mayor porte para el mismo tipo de producto, así como para nuestras exportaciones que no se realizan a tarifas bajas y con las cualidades del transporte-moderno.

Citemos el ejemplo del transporte mediante contenedores que tanta difusión tiene en el mundo por su eficiente servicio y que en México se lleva a cabo en solo un puerto con embarcaciones cuya capacidad está muy por abajo del barco contenedor media actual, que transporta entre 400 y 700 cajas.

Como éste, pueden mencionarse los casos de barcos graneleros, mineraleros, petroleros, etc.

Una solución acertada y que ya se ha puesto en práctica aquí en México, que es un país con escasos recursos económicos, es la de aprovechar parte de las obras de infraestructura de los puertos-existentes (escolleras por ejemplo) y construir puertos río arri

ba o internos lo más próximo posible a la bocana minimizando los trabajos de dragado de mantenimiento. Este es el caso del puerto de Pajaritos en la margen derecha del río Coatzacoalcos, ya en operación y el que se planea construir en la margen derecha del río Pánuco aguas abajo del canal de Chijol.

Quizá también el puerto de Tuxpam, por ser la terminal marítima actual más próxima a la Capital de la República (100 kms. más cerca que Veracruz), se habilite bajo la misma solución.

MGV/ias

BIBLIOGRAFIA

- * Ingeniería Marítima Ing.R.Bustamante y Coautores
- * Dredging of Harbours and Rivers. E.C. Shankland
- * American of Civil Engineer Prac
tice. Abbett
- * Enciclopedia Británica
- * Existing and Proposed ore Lift-
ing Devices of Ocean Mining. M.G. Krutein
- * Ocean Industry Agosto 1970
- * The JG360 underwater Bulldozer. Hitachi Ltd. Sept. 1971
- * Drag Suction Dredger C.H.I.
- * Watanabe Steel Works Ltd. Publication anual
- * Dredgers of Japan (1965) The Japan Dredgers Technical
Society.
- * Diversas publicaciones del Ins-
tituto de Investigación de Puer
tos y Bahías. Japón
- * Proceedings of Wodcon. World Dredging Conference.
- * Port Engineering. Per Bruun.

References on Soil Stabilization
written in English

Sept. 1970, T. Okumura

1. General

- 1) Leonards, G. A., Editor (1962): Foundation Engineering, Chap. 3 & 4
Dewatering & Soil Stabilization, p.p. 241 - 437, McGraw-Hill
- 2) Lambe, T. W. & Whitman, R. V. (1969): Soil Mechanics, Chap. 34 The
Improvement of Soil, p.p. 514 - 522

G M

2. Preloading

- 1) Johnson, S. J. (1970): Precompression for Improving Foundation
Soils, Proc. ASCE Vol. 96 No. SM-1 p.p. 111-144
- 2) Kotzias, P. C. & Stamatopoulos, A. C. (1969): Preloading for Heavy
Industrial Installations, Proc. ASCE Vol. 95 No. SM-6 p.p. 1335-1355
- 3) Goodman, L. J. & Faltyn, N. E. (1965): Preloading Results in Tank
Foundation Economics, Proc. ASCE Vol. 91 No. CO-1

3. Sand Drains

- 1) Foundation Precompression with Vertical Sand Drains (Johnson, S. J.,
1970), Proc. ASCE Vol. 96 No. SM-1 p.p. 145-175
- 2) Houtsmma, K. & Morvat, E. (1967): The Advantages and Disadvantages of
the Application of Sand Drains and Preloading at an Excavation in
Rotterdam, Proc. Geotech. Conf., Oslo, Vol. 1 p.p. 9-
- 3) Jonas, E. (1964) Subsurface Stabilization of Organic Silty Clay
by Precompression, Proc. ASCE SM p.p. 363-376 (Sept. '64)
- 4) Design and Construction of the Kingsferry Lifting Bridge, Isle
of Sheppy, Proc. ICE, Aug. '64 p.p. 449-470
- 5) Sowers, G. F. (1964): Fill Settlement despite Vertical Sand Drains,
Proc. ASCE Vol. 90 No. SM-5 p.p. 289-302
- 6) Bishop, A. W. & Vaughan, P. F. (1962): Selsset Reservoir: Design and
Performance of the Embankment, Proc. ICE Vol. 21 (Feb. '62)
- 7) Kennard, J. & Kennard, M. F. (1962): Selsset Reservoir: Design and
Construction, Proc. ICE Vol. 21 (Feb. '62)

EB

EIB

8) Hansbo, S. (1960): Consolidation of Clay with Special Reference to Influence to Vertical Sand Drains. SGI Proc. No.18

9) Hart, E. J., Kondner, L. L., & Fryer, W. J. (1958): Analysis for Partially Penetrating Sand Drains. Proc. ASCE SM (Oct. '58) 84, 10, 4 p.p. 1312-1~15

10) Richard, F. E., Jr. (1957): A Review of Theories for Sand Drains. Proc. ASCE Vol.83 No.SM-3 p.p. 1301-1 - 38 or Trans. ASCE (1959) p. 709

11) Ishii, Y. (1957) Estimation of M_v and C_v Values for the Design of Sand Drains. Proc. 4 ICSMFE Vol.1 p.312

12) Takagi, S. (1957): Determination of the Process of Consolidation by Sand Drains under Variable Loading. Proc. 4 ICSMFE Vol. 1 p.p.444~473

4. Paper Drains

1) Aboshi, H., Yoshikuni, H. & Uchibayashi, T. (1969): Stability of Soft Clay Foundations underneath Embankment. Consolidated by Means of Card-board Drains. Soils & Foundations Vol.9 No.2 p.p.1-14

2) Aboshi, H. & Yoshikuni, H. (1967): A Study on the Consolidation Process Affected by Well Resistance in the Vertical Drain Method. Soil & Foundation Vol.7 No.4 p.p.39-58

5. Lime Stabilization

1) Esmer, E., Walker, R. D. and Krebs, R. D. (1969): Freeze-thaw Durability of Lime Stabilized Clay Soils. Highway Research Rec. No. 263 p.p. 27-36

2) Diamond, S. & Kinter, E. E. (1966): Mechanisms of Soil-Lime Stabilization --- An Interpretive Review. Highway Research Rec. No. 92 p.p. 83-92

3) Sinc, E. L. (1965): Early Reactions in the Kaolinite-Hydrated Lime-Water System. Proc. 6 ICSMFE Vol.1 p.p.121

4) Handy, E. L. et al (1965): Mechanisms of Soil-Lime Stabilization Discussion. Highway Res. Rec. No.86 p.p.97-98

5) Ho, C. & Handy, E. L. (1963): Characteristics of Lime Reaction by Montmorillonitic Clays. Highway Res. Rec. No.29 p.p.55-69

6) Handy, E. L. & Williams, W. W. (1967): Chemical Stabilization of an Active Landslide. Civil Engineering-ASCE. Aug. '67 p.p.62-65

EIB

Heat

6. Thermal Treatment

- 1) Wühlbier, H. and Henning, D. (1969): Effect of Preliminary Heat Treatment on the Shear Strength of Kaolinite Clay. Highway Res. Board, Special Rep. No. 103 p.p. 287 - 300
- 2) Aylmore, I. A. G., Quirk, J. P. and Sills, I. D. (1969): Effects of Heating on the Swelling of Clay Minerals. Highway Res. Board, Special Rep. No. 103 p.p. 31-38
- 3) Chandrasekharan, E. C., Boominathan, S., Sadayan, E. and Narayanaswamy Setty, K. R. (1969): Influence of Heat Treatment on the Pulverization and Stabilization Characteristics of Typical Tropical Soils. Highway Res. Board, Special Rep. No. 103 p.p. 161-172
- 4) Post, J. L. and Padhana, J. A. (1969): Soil Stabilization by Incipient Fusion. Highway Res. Board, Special Rep. No. 103 p.p. 243-253
- 5) Mitchell, J. K. (1969): Temperature Effects on the Engineering Properties and Behaviour of Soils, Highway Res. Board, Special Rep. No. 103 p.p. 9-28
- 6) Radhakrishnan, M., Katti, R. K. and Hussain, M. (1967): Studies on Thermal Stabilization of Black Cotton Soils. Proc. 3rd Asian Reg. Conf. SMFE Vol. 1 p.p. 111-115
- 7) Yamada, G., (1962): The Effective Range of Strengthening Soil Thermal Treatment. Soil & Foundation, Vol. 2 No. 2
- 8) Litvinov, I. M., Rzhantzin, S. A. and Bezruk, V. M. (1961): Stabilization of Soil for Construction Purposes. Proc. 5th ICNMF Vol. 2 p.p. 773-780
- 9) Beles, A. A. and Stanculescu, I. I. (1978): Thermal Treatment as a Means of Improving the Stability of Earth Mass. Geotech. Vol. 8 No. 4 p.p. 158-165

7. Sand Compaction Pile

- 1) Basore, C. F. and Boitano, J. D. (1969): Sand Densification by Piles and Vibroflotation. Proc. ASCE Vol. 95 No. SM6 p.p. 1303-1323
- 2) Ogawa, M. and Ichimoto, E. (1963): The Vibro-Composer Method as Applied to Stabilization of Cohesive Foundation Soils, Soils and Foundations, Vol. 4 No. 1 p.p. 57-64

EIB

EIB

8. Vibroflotation

- 1) Webb, B. L. and Fall, B. T. (1969): Effects of Vibroflotation on Clayey Sands. Proc. ASCE Vol. 95, No. SM6 p.p.1365-1378
- 2) Watt, A. J., de Boer, P. B. and Greenwood, D. A. (1967): Loading Tests on Structure Founded on Soft Cohesive Soils Strengthened by Compacted Granular Columns. Proc. 3rd Asian Reg. Conf. SMFE Vol. 1 p.p.218-231
- 3) Watanabe, T. (1961): Compaction of Dry Sand by Vibration in Horizontal Direction. Soil & Foundation, Vol. 2, No. 1 p.p.1-15
- 4) Tante, T. T. (1961): World's Largest Drydock. Civil Engineering Dec. '61, p.33
- 5) D'Appolonia, E., Miller, C. E. and Ware, T. M. (1955): Sand Compaction by Vibration. Trans. ASCE Vol.120 p.p.154-168
- 6) D'Appolonia, E. (1953): Loose Sands --- Their Compaction by Vibroflotation. ASTM, STP 156 p.p.138-154

G M

9. Blasting Compaction

- 1) Pugh, F. J. (1963): Densification of Soils by Explosive Vibrations Proc. ASCE Vol. 89 No. CO-1 p.p.79-100
- 2) Hall, C. E. (1962): Compacting a Bar Foundation by Blasting. Proc. ASCE Vol.88 No. SM-3 p.p.33-51: Discussions and Closure: Oct.. Dec. '62, Feb. '63
- 3) (1962): Small Explosive Charges Drain Water, Consolidate Soil. Construction Method & Equipment, June '62 p.115
- 4) Wild, T. A. (1961): Tower Foundations Compacted with Explosives. Electrical World, Jan. 9, '61 p.p.36-38,66
- 5) (1960): Blasting Compacts Sand Fill. Construction Method & Equipment May '60 p.p.101-102

E B

EIB

6) Lyman, A. K. B. (1942): Compaction of Cohesionless Foundation Soils by Explosives. Trans. ASCE Vol. 107 p.p.1330-1338

10. Electric Shock Compaction

1) (1966): Soil Compaction by Electric Shock Waves. World Construction Aug. '66 p.29

G M

11. Chemical Grouting

1) Graf, E. D. (1969): Compaction Grouting Technique and Observations. Proc. ASCE Vol.95, No. SM-5 p.p.1151-1158

2) Singhota, J. S. (1969): Grout Hole Orientation --- Mathematical Solution. Proc. ASCE Vol.95 No. SM4 p.p.995-1006

3) Committee on Grouting (1968): Guide Specifications for Chemical Grouts, Proc. ASCE Vol.94 No. SM2 p.p.345-352; Discussions & Closure: Mar. and Nov. '69

4) Esrig, M. I. (1968): Applications of Electrokinetics in Grouting. Proc. ASCE Vol.94 No. SM5 p.p.1143

5) Karol, R. H. (1968): Chemical Grouting Technology. Proc. ASCE Vol. 94 No. SM1 p.p. Discussions & Closure: Jan. & Sept. '69

6) Erickson, H. E. (1968): Strengthening Rock by Injection of Chemical Grout. Proc. ASCE Vol.94 No. SM1 p.p. Discussions & Closure: Jan. & Sept. '69

7) (1963): Ground Water Control, Construction Method & Equipment. Apr. '63 p.p.123-130

12. Electro-Osmosis

1) Fetzer, C. A. (1967): Electro-osmotic Stabilization of West Branch Dam. Proc. ASCE Vol.93 No. SM11 p.p.85-106

2) Gray, D. H. & Mitchell, J. E. (1967): Fundamental Aspects of Electro-Osmosis in Soils. Proc. ASCE Vol.93 No. SM6 p.p.209-236

3) Ejerman, L., Noyan, J. & Fide, S. (1967): Application of Electro-Osmosis to a Foundation Problem in a Norwegian Dam. Proc. ASCE Vol.93 No. SM6 p.p.237-246

EIB

12. Vacuum Method

- 1) Kjellman, W. (1952): Consolidation of Clay Soil by Means of Atmospheric Pressure. Proc. of Conf. on Soil Stabilization, M.I.T. June, 1952

14. Freezing

- 1) Senzger, F. J. (1968): Ground Freezing in Construction, Proc. ASCE Vol. 94 No. SM1 p.p. Discussions & Closure: Jan. & May '69

15. Sandwich Method

- 1) Gibson, R. E. and Shefford, G. C. (1968): The Efficiency of Horizontal Drainage Layers for Accelerating Consolidation of Clay Embankments, Geotech. Vol. 18 p.p. 327-335
- 2) Yamanouchi, T. and Miura, S. (1967): Multiple-Sandwich Method of Soft-Clay Banking Using Cardboard Wicks and Quick-Lime, Proc. 3rd Asian Reg. Conf. SMFE Vol. 1 p.p. 256-

16. Others

- 1) Matsuo, S. (1963): The Panfloc Method --- Soil Stabilizing Method of Reclaimed Ground with Coagulative Surface Active Agents, Proc. ICSMFE (Budapest) p.p. 311-319
- 2) Matsuo, S. (1962): Effects of Ion Exchange in Stability of Earth Slope, Soils & Foundations, Vol. 3, No. 1, p.p. 1-
- 3) Narayana, S. & Miso, T. (1973): On the Electrochemical Consolidation of Soil Using Aluminum Electrodes, Proc. 3rd ICSMFE Vol. 1 p. 156

EB

EB

Classification of Soil Stabilization

Oct. 23, 1970 T. Okamura

1. For Clayey Soils

- a. ^{Re} Displacement ----- Mechanical Method
- b. Preloading ----- Method utilizing consolidation by loading
- c. Sand Drain } ----- Drain Method
- d. Paper Drain }
- e. MMS (Osmotic Pressure) ----- Method utilizing consolidation by chemical adsorption
- f. Chemico-line Filing -----
- g. Thermal Treatment ----- Method utilizing chemical reaction
- h. Electro-chemical Grouting -----

2. For Sandy Soils

- a. Compaction Pile -----
- b. Sand Compaction Pile } ----- Horizontal compaction
- c. Vibroflotation }
- d. Blasting Compaction -----
- e. Electric Shock Compaction ----- Vertical compaction
- f. Grouting ----- Filling

3. For Temporary Purposes

- a. Well Point -----
- b. Vacuum Method ----- Method utilizing dewatering
- c. Electro-Osmosis ----- Electric dewatering
- f. Freezing -----

4. Other Treatments

- a. Other Improvements ----- Sandwick Method, flocculation, Capillary Positioning, Jetting
- b. Jetting -----
- c. Counter Balance -----
- d. Floating Foundation -----

EB



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS

CRITERIO DE ARREGLO Y DIMENSIONAMIENTO
DE LAS OBRAS DE ABRIGO Y PROTECCION

ING. ANTONIO MORENO GÓMEZ

SEPTIEMBRE, 1984

CRITERIO DE ARREGLO Y DIMENSIONAMIENTO
DE LAS OBRAS DE AERIGO Y PROTECCIÓN.Planteamiento.

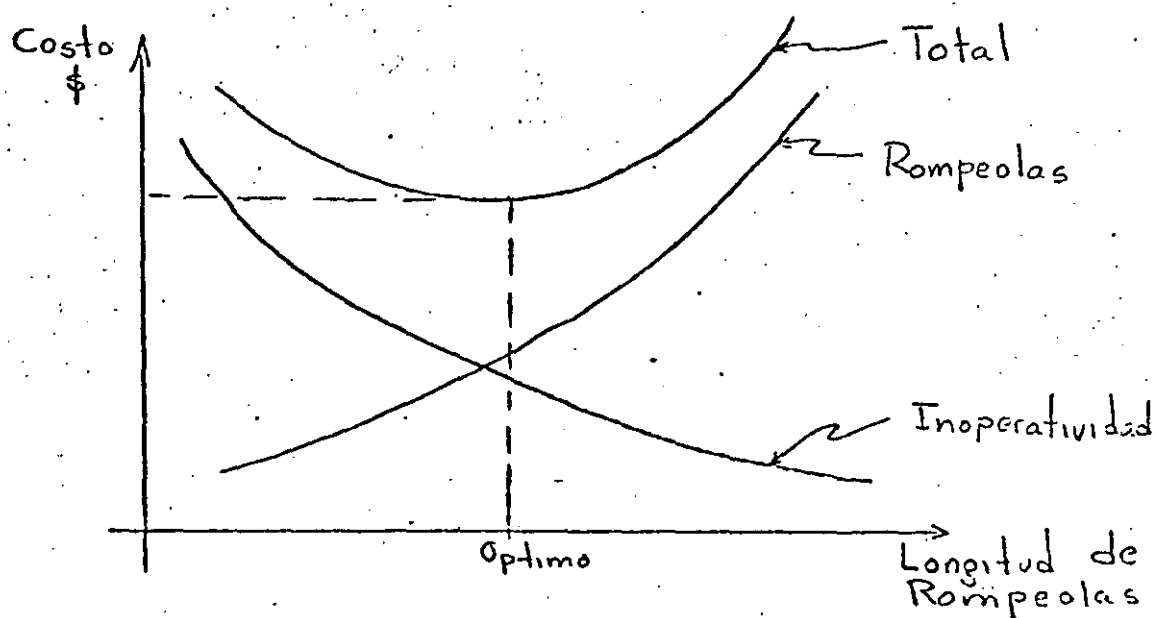
Una vez definido los requerimientos del puerto en cuanto a los volúmenes de carga, número de muelles, tamaño de los barcos, etc, se plantea el problema del arreglo de las instalaciones en cuanto a la disposición y sitio, lo cual supone una gran cantidad de alternativas, que habra que evaluar, con objeto de seleccionar en forma preliminar un primer arreglo y sitio favorable.

Sin embargo por la complejidad del problema, dada la gran cantidad de variables involucrados, supone una serie de consideraciones independientes a la correcta evaluación de volúmenes y costos de obra, que omite los aspectos operativos del puerto dado que no representan ni un costo, ni un beneficio en ese nivel de proyecto, ya que todas las alternativas suponen las mismas condiciones.

Esta omisión podria considerarse valida en ese primer arreglo, sin embargo podria hacerse algunos cálculos gruesos que mostraran su importancia. Un puerto de regulares proporciones podria representar una inversión de \$ 20 000 M de los cuales el 20% podria representar el monto de las obras exteriores, por otra parte para esa magnitud de puerto podriamos hablar de 10 posiciones de atraque, en las que cada día que el barco no pueda operar estando en el puerto representa un costo de \$ 6 M, si consideramos que un buque no opera el 20% del tiempo en cada una de las posiciones, hablaremos de una perdida anual de \$40,000M, que representa un costo equivalente a las obras que deberan proporcionarle esa operatividad. Bajó la observación que

cada metro que se incrementa el rompeolas representará una inversión de \pm un millón de pesos contra el incremento de la operatividad del puerto, demanda un análisis minucioso, ya que la economía en una unidad porcentual de operación representa un ahorro de \$ 200 M o 100 m de rompeolas \$ 100 M.

Siendo el esquema de la solución óptima:



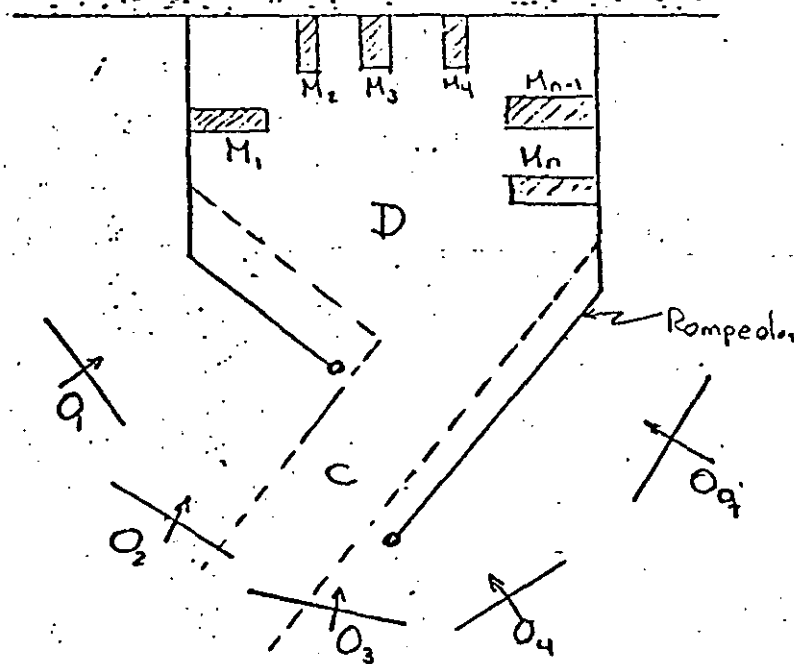
Dada la magnitud de la inversión o costo, en pequeñas proporciones de variación de rompeolas, se recurre a análisis teóricos y experimentales, — que ayudan a definir el arreglo adecuado; siendo en el primero de los casos diagramas de difracción y en el segundo modelos hidráulicos.

Elementos a considerar.

El esquema planteado de " Costos Totales " vs " Longitud de Rompeolas ", —

es simple y de fácil comprensión, que involucra un gran número de elementos a considerar.

Para explicar el problema, supondremos un puerto compuesto por "n" muelles, un canal de acceso y una dársena de maniobras, con dos rompeolas sujeto a "q" dirección de oleaje.



En donde:

M_i = Muelle - i

D = Dársena

CN = Canal de Navegación

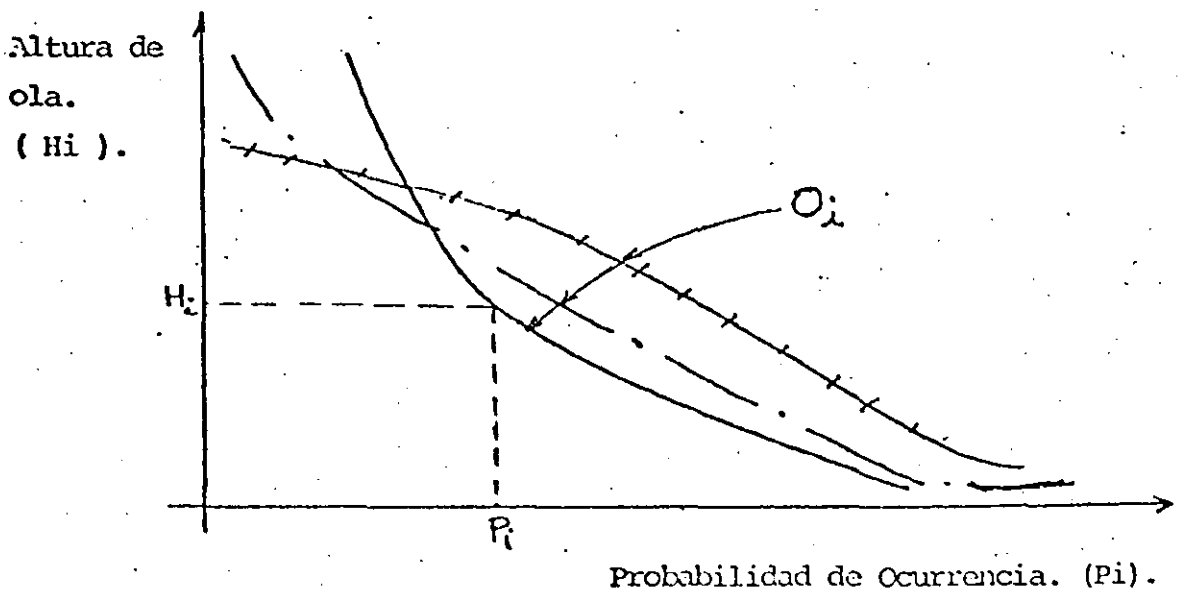
O_j = Oleaje de la dirección J

Cada una de las zonas identificadas, podrá operar para el buque, siempre y cuando no exceda la altura de ola máxima permisible (H_{mp}) la cual es diferente en cada zona (canal, dársena, muelles) y depende del tipo y capacidad del buque, particularmente en el canal y dársena la altura de ola para la cual fue diseñado.

En cuanto al oleaje incidente, normalmente se encuentra estadísticamente sectorizado, y agrupadas en rangos de altura de ola, en sus frecuencias respectivas conocido como " Régimen Medio Anual de Oleaje " el cual en términos de frecuencia puede expresarse.

Altura de Oleaje.	Dirección de Oleaje.						Suma
	O_1	O_2	O_3	O_4	...	O_q	
H_1	f_{11}	f_{12}	f_{13}	f_{14}	...	f_{1q}	f_{H1}
H_2	f_{21}	f_{22}	f_{23}	f_{24}	...	f_{2q}	f_{H2}
H_3	f_{31}	f_{32}	f_{33}	f_{34}	...	f_{3q}	f_{H3}
...
H_r	f_{r1}	f_{r2}	f_{r3}	f_{r4}	...	f_{rq}	f_{Hr}
Suma	f_{O1}	f_{O2}	f_{O3}	f_{O4}	...	f_q	f
						Calmas	Cal
						Total.	100%

La tabla de frecuencias conviene expresarla como probabilidad de ocurrencia de la altura de ola H_i , agrupado en direcciones de oleaje, en términos del total anual.



O sea que la altura de ola H_i tiene una probabilidad de ocurrencia P_i , equivalente a la probabilidad de excedencia.

Secuencia.

El problema se plantea en primera instancia considerando al puerto sin obras exteriores de protección para determinar el porcentaje de operatividad.

A partir de la altura de ola máxima permisible (H_{mp}) en cada zona y con la gráfica de probabilidad de ocurrencia. Se determina la probabilidad de excedencia o sea el porcentaje de inoperatividad por cada dirección y en cada zona, pudiendose expresar.

..... PORCENTAJES DE INOPERATIVIDAD.

Dirección de Oleaje.	Z O N A.						
	CN	D	M_1	M_2	M_3	...	M_n
O1	PCN1	PD1	PM11	PM21	PM31	...	PMn1
O2	PCN2	PD2	PM12	PM22	PM32	...	PMn2
O3	PCN3	PD3	PM13	PM23	PM33	...	PMn3
..
Oq	PCNq	PDq	PM1q	PM2q	PM3q	...	PMnq
Suma	PCN	PD	PM1	PM2	PM3	...	PMn

Siendo:

P_{kj} el porcentaje de inoperatividad en la zona k producida por el oleaje proveniente de la dirección j .

$$P_k = \sum_{j=1}^q P_{kj} \text{ el porcentaje de inoperatividad de la zona } k.$$

Dichos porcentajes de inoperatividad tendran un costo en cada caso.

- En el caso del canal de navegación y dársena, esta dado por el número de arribos anuales de todos los buques (N), por el porcentaje de inoperatividad y el costo unitario de inoperatividad (CI).

$$\$ I_{CN} = PCN \times N \times CI \quad \text{Costo de inoperatividad del canal de navegación.}$$

$$\$ I_D = PD \times N \times CI \quad \text{Costo de inoperatividad de la dársena.}$$

- En el caso de los muelles el costo de inoperatividad es individual a cada muelle.

$$\$ I_{Mi} = P_{Mi} \times N_{Mi} \times C_{Mi}$$

Siendo.

$$\$ I_{Mi} = \text{Costo de inoperatividad del muelle } Mi.$$

$$P_{Mi} = \text{Porcentaje de inoperatividad, del muelle } Mi.$$

$$N_{Mi} = \text{Número de barcos asociados al muelle } Mi.$$

$$C_{Mi} = \text{Costo unitario de inoperatividad del muelle } Mi.$$

Por lo tanto el costo de inoperatividad por muelles es.

$$\$ IM = \sum_{i=1}^n \$ I_{Mi}$$

Ahora bien la integración de costos reviste un problema ya que, si bien el costo unitario de inoperatividad se puede estimar a través del costo de estadía del barco; esto no es del todo cierto, ya que se pueden presentar en la práctica una serie de variantes como son:

- La presencia del oleaje que limita la operación cuando no hay la demanda de instalación o presencia de buque.
- Que exista la demanda de instalaciones por la presencia del buque y que se satisfagan una condición de operatividad pero otras no, como es el hecho de que entre el barco, pero no puede usar la dársena.

Por lo aleatorio de los arribos y el oleaje. Lo anterior plantea la incertidumbre del costo unitario y la integración de diversas áreas, por lo que se requiere de un análisis de sensibilidad, que se considera a partir de la variación de costos unitarios en cada caso, y como existirá una u otra limitante que generalmente serán los muelles, se selecciona el mayor de estos valores, como el gasto anual por inoperatividad.

El problema hasta ahora se ha planteado sin obras exteriores, pero el hecho de considerarlos, implica un cambio en las condiciones de operación, que normalmente reducen la inoperancia, la cual se calcula a través de coeficiente de reducción (K_n) que considera la refracción y difracción combinadas que pueden obtenerse de un modelo hidráulico, determinándose en cada punto, el K_n respectivo. La altura de ola permisible, se divide entre el K_n y se determina, H_{mp} en aguas profundas máximo permisible con la que se entra en la gráfica de régimen anual de oleaje determinando la inoperatividad en cada caso y por lo mismo los gastos anuales, a cambio de un gasto de inver--

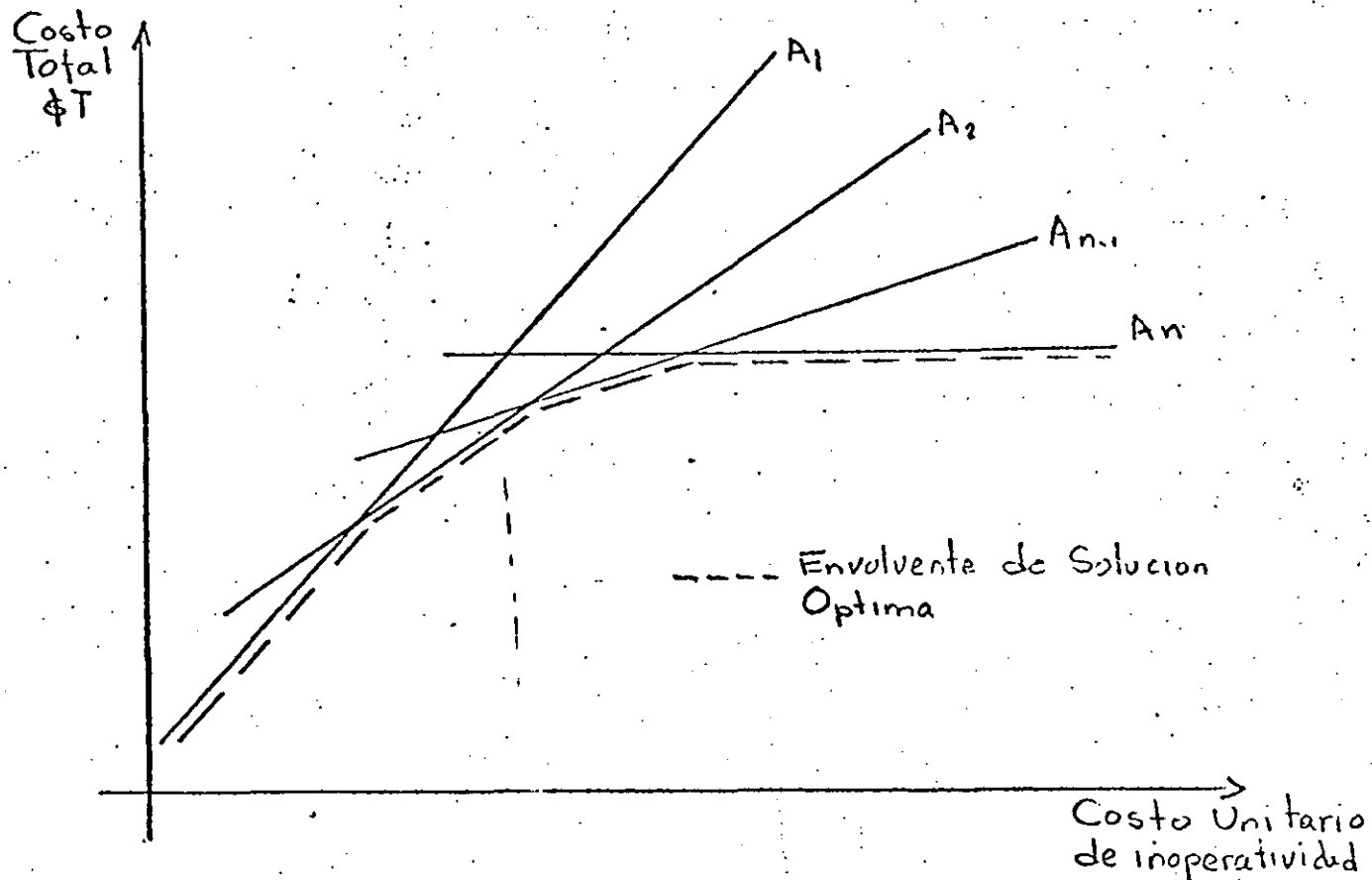
si3n, y en la medida de que el rompeolas adquiriera mayores proporciones la inoperatividad se reduce aunque asint3ticamente a cero.

La integraci3n de los gastos de inversi3n y los costos anuales se hace a trav3s de una evaluaci3n econ3mica a una tasa de inter3s adecuada que permita actualizar los valores, quedando a fin de cuentas un cuadro de alternativa de la siguiente forma.

Alternativa.	Inversi3n de Rompeolas	Costo de Inoperatividad.	Costo Total.
A ₁	I ₁	\$ I' ₁	\$ T'
	"	\$ I'' ₁	\$ T'' ₁
	:	:	:
	In	\$ I ^m ₁	\$ T ^m ₁
A ₂	I ₂	\$ I' ₂	\$ T' ₂
	"	\$ I'' ₂	\$ T'' ₂
	:	:	:
	In	\$ I ^m ₂	\$ T ^m ₂
:	:	:	:
A _n	In	\$ I' _n	\$ T' _n
	"	\$ I'' _n	\$ T'' _n
	:	:	:
	In	\$ I ^m _n	\$ T ^m _n

Siendo el índice superior el correspondiente al costo unitario de inoperatividad.

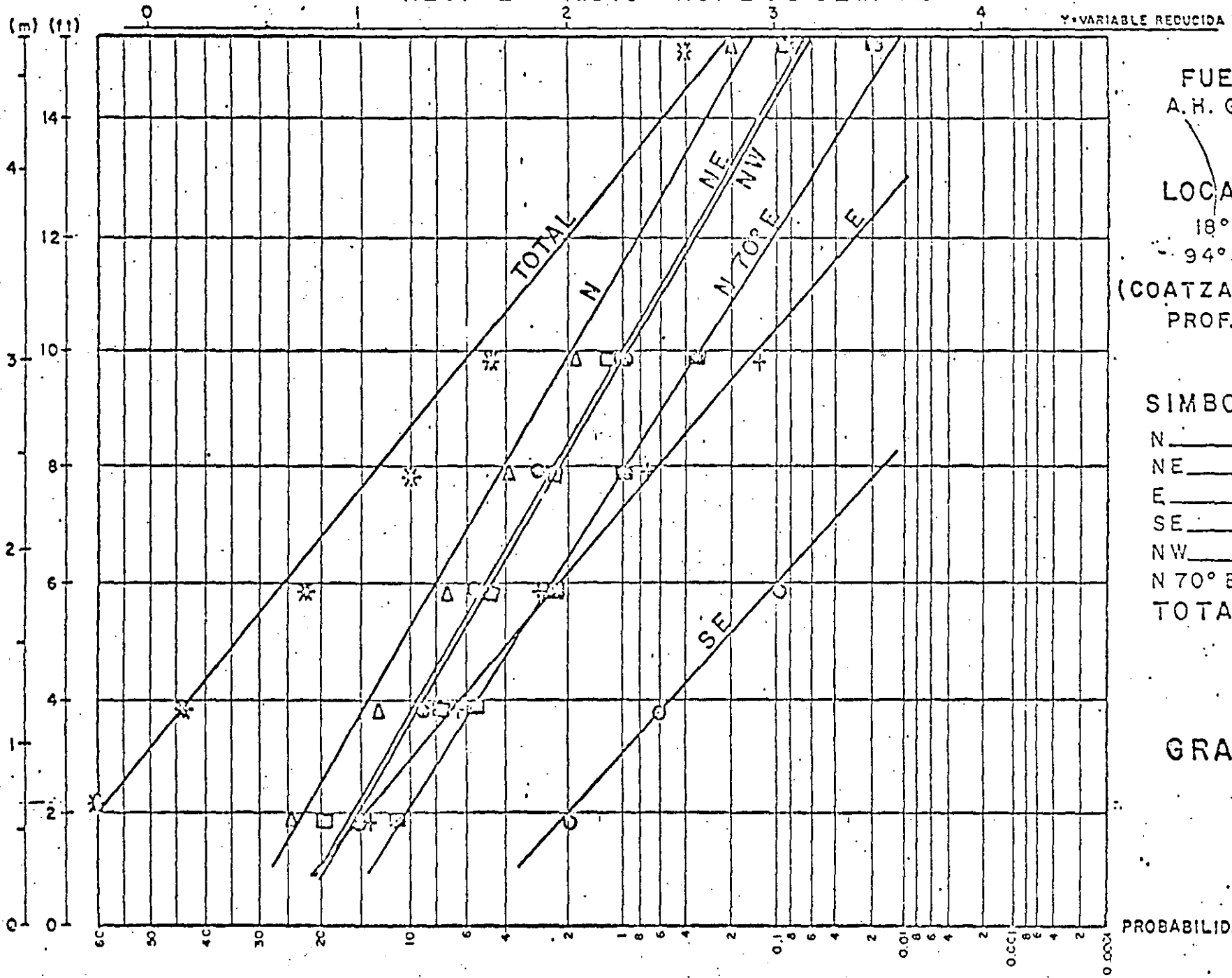
Los valores puntuales se integran gráficamente a cada alternativa, resultando.



Como se puede observar la solución óptima, varia según el costo unitario sin embargo, existe una alternativa con un rango amplio, que puede dar mayor confianza para la decisión o bien conjugadas las soluciones, plantean una política para planear la solución final, por ejemplo en Coatzacoalcos se llegó al esquema (6.2) a partir de los ensayos de laboratorio.

Considero que la secuencia planteada puede tener una depuración que reduzca la incertidumbre, ya que integrando un modelo de simulación de arribos, con simulación de oleaje a partir de estadísticas anuales con los respectivos coeficientes de amortiguamiento por zona, establezcan la frecuencia de coincidencias y la inoperatividad más cercana a la realidad.

FIGURA 1
 MODELO DE FONDO FIJO PUERTO INDUSTRIAL EL OSTION
 REGIMEN MEDIO ANUAL DE OLEAJE



FUENTE
 A.H. GLENN

LOCALIDAD
 18° 17' N
 94° 35' W
 (COATZACOALCOS)
 PROF. 25 mts.

SIMBOLOGIA

- N _____ Δ
- NE _____ □
- E _____ +
- SE _____ ○
- NW _____ ○
- N 70° E _____ □
- TOTAL _____ *

GRAFICA

PROBABILIDAD

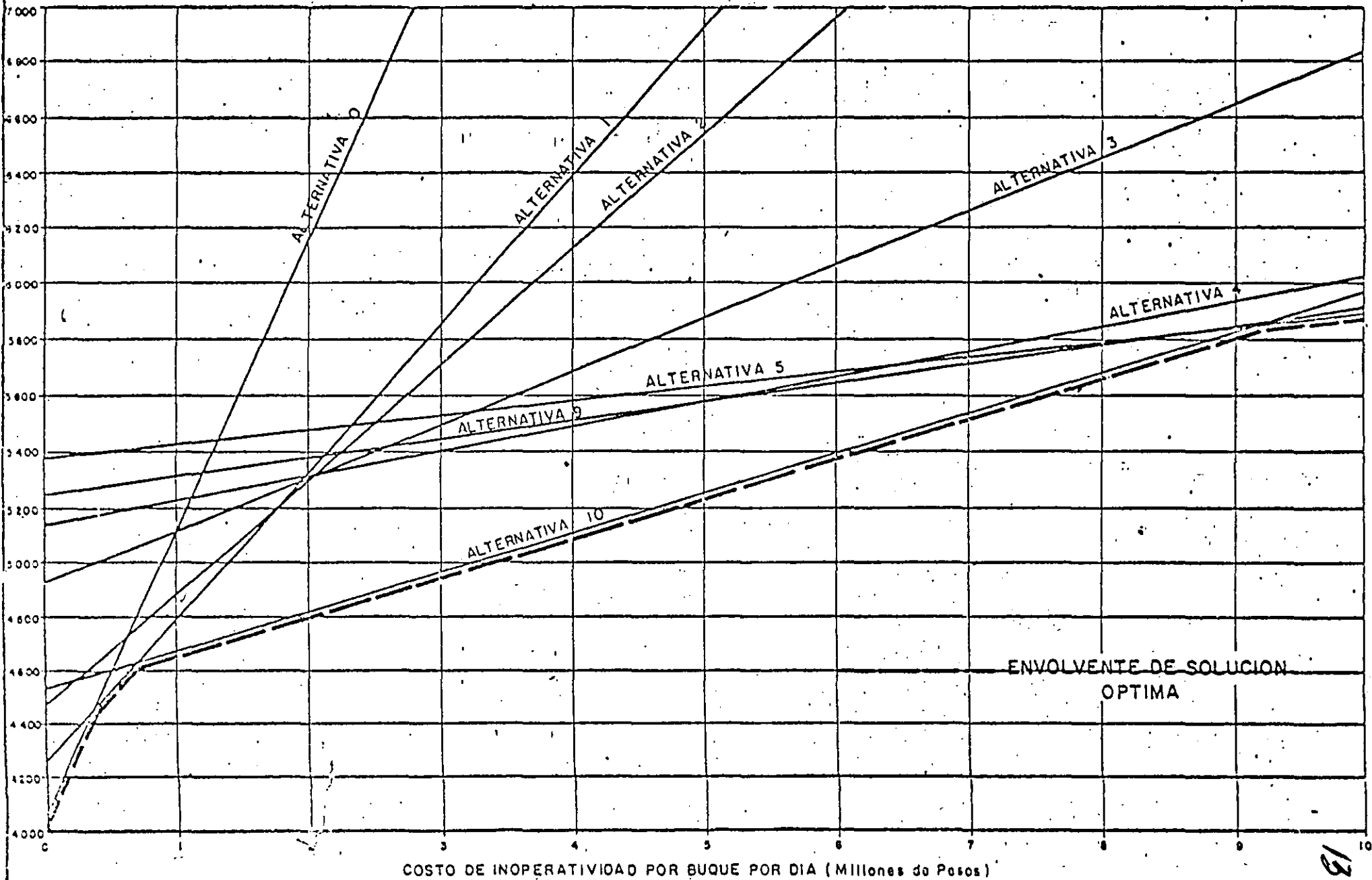
CUADRO 3.1.1

MODELO DE FONDO FIJO, PUERTO INDUSTRIAL EL OSTION

OLEAJE ADMISIBLE EN LAS DIFERENTES AREAS DEL PUERTO

ZONAS	ESTADO	BUQUES	ALTURA DE OLA (m)
Canal de Acceso	Entrada	Mineralero	4.0
		Granelero	4.0
		Petroquímico	3.5
		Contenedor	3.5
	Salida	Mineralero	4.0
		Granelero	4.0
		Petroquímico	4.0
		Contenedor	4.0
Area de Maniobra	Entrada	Mineralero	2.0
		Granelero	2.0
		Petroquímico	1.5
		Contenedor	1.5
	Salida	Mineralero	2.5
		Granelero	2.5
		Petroquímico	2.0
		Contenedor	2.0
Atraques	Operación	Mineralero	1.0
		Petroquímico	1.2
	Permanencia	Mineralero	2.0
		Petroquímico	1.5
Canal Interior	Entrada	Granelero	1.5
		Contenedor	1.0
	Salida	Granelero	2.0
		Contenedor	1.5

FIGURA-6.2
 MODELO HIDRAULICO DE FONDO FIJO PUERTO INDUSTRIAL EL OSTION
 ANALISIS DE SENSIBILIDAD DE ALTERNATIVAS





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS

PLANEACION

ING. JUAN VALERA ADAM

SEPTIEMBRE, 1984

DIVISION EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
CURSO: PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS
TEMA: PLANEACION
SEPTIEMBRE DE 1983

INTRODUCCION

Se presentan enseguida comentarios y conceptos que en su conjunto pretenden ser un prólogo a los temas específicos que constituyen este curso. Por tanto haremos señalamientos de carácter general y comentaremos sobre los criterios de tipo conceptual asociados a la planeación del puerto, factor decisivo del desarrollo de la región en que está enclavado.

En una primera parte nos ocuparemos de la planeación general, de los aspectos que tendrían que tenerse en cuenta en el proceso de determinar el sitio en donde se construirá la ampliación de un puerto existente que se vé requerido para atender un volumen mayor de servicios o bien, si de lo que se trata es de crear un nuevo puerto, el sitio en donde éste habrá de asentarse; comentaremos los aspectos físicos, los políticos y sociales y los económicos que ineludiblemente inciden en la toma de decisiones. Incursionaremos después en los aspectos de criterio mas general para el dimensionamiento de las obras de infraestructura marítimo portuaria en las que los conceptos de seguridad y eficiencia son fundamentales.

La evolución de los puertos a través de la historia, los ha llevado a ser promotores del desarrollo. En el tiempo en que se inició el comercio utilizando las rutas marítimas, se crearon puertos que eran solo el apoyo de esa actividad; posteriormente se crean puertos en los que pudieran embarcarse los recursos naturales de que disponían en sus colonias los países conquistadores y por supuesto, desembarcar los productos manufacturados que enviaban a ellas. En la era industrial surgen desarrollos portuarios formados por instalaciones que las propias industrias construyen para su servicio propio y que al compartir una misma porción de costa o de río se organizan como puertos en donde por supuesto también conviven algunas instalaciones para el servicio público.

La planeación de los puertos va haciéndose obligada cuando el desarrollo del conjunto puerto-ciudad llega a niveles conflictivos, el puerto tiende a buscarse nuevas áreas mas o menos cercanas en donde pueda asegurar su expansión puesto que ya no depende solo de los comerciantes de la ciudad, de las industrias que le dieron origen o de los yacimientos de recursos naturales; su influencia se ha extendido tierra adentro y vive en competencia con otros puertos que pueden servir a los mismos tráficos gracias a las reducciones en tarifas que logran a través de nuevos

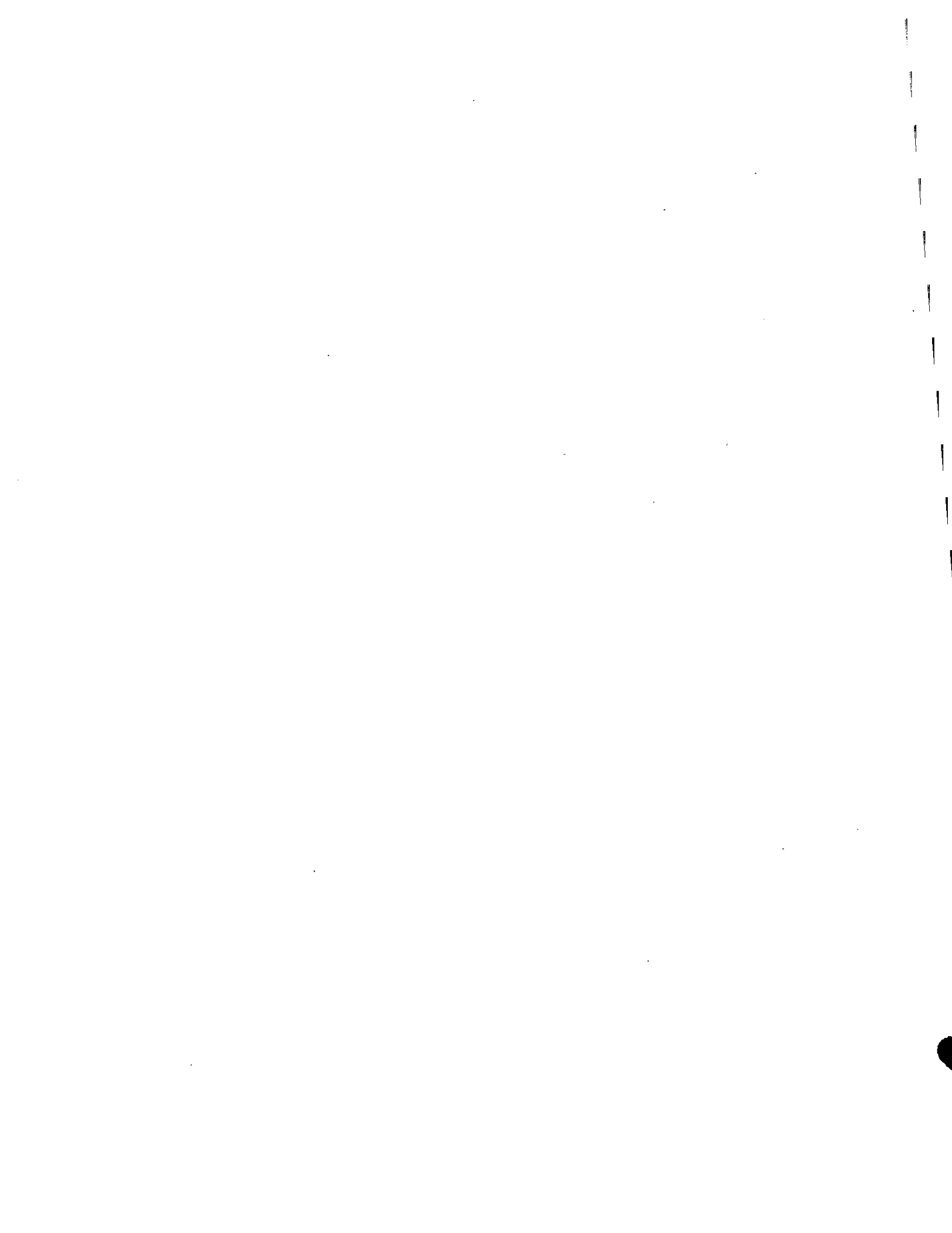
servicios, nuevas técnicas o alianzas con los otros modos de transporte.

En las últimas décadas el proceso presenta otras características, se crean puertos con grandes áreas terrestres con propósitos nacionales como desarrollar áreas deprimidas, favoreciendo la desconcentración de zonas congestionadas o bien crear las condiciones propicias para el asentamiento de industrias y de las actividades económicas que inducen, buscando el crecimiento del producto interno.

Consecuentemente con esta evolución, las características de los puertos han cambiado radicalmente, los cambios mas rápidos han ocurrido, como en todos los campos, en los últimos cuarenta años. Los puertos han debido crecer y hacerse mas eficientes como también ha debido hacerlo la industria naval, por las presiones industriales y comerciales, y ambas han podido hacerlo gracias al avance de las técnicas de investigación, de diseño y de construcción.

PLANEACION

La planeación de un nuevo puerto en la actualidad, es el caso mas general en cuanto a las posibilidades



de selección de sitio y a las condiciones que debe cumplir en cuanto a su destino; un caso menos general para la planeación serían las ampliaciones a puertos existentes y en donde están dados los factores que determinan su localización y alcances territoriales de su influencia: la distancia a la que razonablemente es competitivo, los aspectos comerciales, sociales y políticos, que finalmente conforman las posibilidades económicas de cada tráfico.

El puerto nuevo va a establecer un esquema de esos factores a través de una transformación mas o menos rápida del esquema que se presenta en la zona en el momento de la selección.

Los aspectos que atenderá la planeación pueden agruparse en los físicos por una parte y los sociales, económicos y políticos por otra.

LOS ASPECTOS FISICOS

Aunque no son totalmente independientes, pueden considerarse como los principales aspectos físicos a resolver los marítimos y/o fluviales y los de las áreas terrestres.

Dentro de los requerimientos que llamaremos marítimos, el primordial es la posibilidad de disponer o de crear áreas protegidas, con la suficiente tranquilidad de las aguas para permitir las operaciones del barco y de su carga y descarga; otro de gran importancia es el de los costos del mantenimiento de la profundidad, que llevan a la consideración de los problemas de azolve.

Es interesante señalar que en ambos temas, los avances en los procedimientos de construcción y equipos de mayor productividad, y en la investigación de los fenómenos hidráulico-marítimos han permitido el aprovechamiento de áreas de tierra de muy baja o nula productividad como tales y por consiguiente de muy bajo precio. Es ahora posible dragar en ellas las dársenas del puerto totalmente libres de azolves, contrariamente a la necesidad de reducir los volúmenes de dragado aprovechando profundidades existentes ya sea en ríos o en cuerpos de agua influenciados por ellos, aportadores de sedimentos siempre. Por otra parte se ha hecho mas accesible la creación de dársenas exteriores que permitan a bajo costo disponer de grandes profundidades cercanas a la costa, así como también se ha ampliado el rango en que es económico crear suelo ganando áreas al mar; la construcción de islas (puertos off shore)

en profundidades del orden de 20 metros y mayores en algunos casos, ha llegado a ser económicamente factible gracias a equipo y procedimientos altamente productivos.

El planeador dispone así de un buen número de posibilidades para aprovechar las mejores condiciones en cuanto a fondo marino, corrientes, oleaje, vientos, accesibilidad de los barcos, etc.

Las áreas terrestres tienen un gran peso en la evaluación de alternativas; una selección acertada liberará al puerto de un futuro conflictivo para su expansión. Son frecuentes los casos de puertos operados muy eficientemente, situados ventajosamente pero que están estrangulados por la ciudad que a su vez podría desarrollarse en las áreas que ocupa el puerto; Tampico y Veracruz son dos ejemplos: en el primero fué necesario sacrificar el parque de beisbol para poder disponer de un patio para contenedores cuya eficiencia es discutible por la distancia y porque la ruta que ha de seguir el equipo no es franca; en Veracruz sucede algo semejante pero en ambos casos, lejos de considerarse soluciones criticables, son las salidas únicas para el desarrollo de los servicios del puerto. Pudiera también citarse a Marsella en donde las adecuaciones a las áreas del puerto no eran suficientes para mantenerse

en la competencia y creó sus nuevas áreas (FOSS) a veinte kilómetros aprovechando por cierto áreas prácticamente inutilizables para otro propósito y por supuesto de bajo costo de adquisición.

La consideración de estas situaciones indican la necesidad de planear el nuevo puerto dotándolo de terrenos suficientes para su desarrollo a largo plazo.

En un paréntesis, cabe aquí tratar de definir lo que para la planeación de puertos puede considerarse largo plazo, y solo para formarse idea vale la pena preguntarse: ¿en cuánto tiempo se impuso el contenedor al grado de obligar al puerto a crear áreas despejadas a cualquier costo? puede considerarse que en quince años la fisonomía portuaria había cambiado por esta razón. ¿en qué plazo los barcos alcanzaron las proporciones que ahora son comunes? en la primera mitad los cincuentas, los Liberty (del rango de 10 000 TPM) eran la marca, en los setentas ya navegaban portacontenedores de 30 000 TPM, graneleros de 200 000 TPM y buques tanque de 500 000 TPM. No es predecible la forma que tomará el desarrollo pero no es discutible que la tendencia es al crecimiento y por tanto el aumento del tráfico continuará y con él la actividad económica. Es aceptable

pronosticar también que la velocidad del crecimiento también irá en aumento. También debemos considerar que la infraestructura marítimo portuaria básica, requiere de inversiones altas cuya recuperación no puede planearse en plazos menores de cincuenta años, pero su vida es mucho mayor: un rompeolas por ejemplo, seguirá siendo una protección por tiempo prácticamente indefinido.

El largo plazo al que debe referirse la planeación portuaria parece razonable considerarlo en el rango de 50 a 80 años.

¿De qué extensión se habla cuando se habla de tierra suficiente para el largo plazo? Naturalmente depende del tipo de puerto del que se trate, pero las siguientes son cifras que dan idea: un puerto industrial requerirá de entre 7 y 10 mil hectáreas; una reserva de 2 a 3 mil hectáreas para un puerto comercial es razonable.

Todavía dentro de la macroplaneación del puerto, debe darse atención a las posibilidades de acceso económico a las redes nacionales de carreteras y de ferrocarriles, la proximidad a un aeropuerto es valiosa. Las posibilidades de abastecimiento de agua, las de suministro de ener-

gía eléctrica y de energéticos son de particular importancia si se trata de un puerto industrial.

Mientras que para cualquier tipo de puerto es indispensable cuidar de las posibilidades de protección contra inundaciones y aportaciones de azolve por las aguas superficiales que concurren al sitio elegido.

La protección del medio ambiente es otro factor de decisión para el planeador. No puede soslayarse el hecho de que está manejándose la creación de centros de trabajo y frecuentemente la creación de centros de población o cuando menos el desarrollo de los existentes en la zona, así que el estudio del impacto ecológico que producirá la transformación del sitio y después el mantenimiento de condiciones óptimas del medio ambiente tendrá que verse con un interés que va mas allá del cumplimiento de la legislación vigente o de tratados internacionales, las condiciones de vida del hombre está de por medio:

Concatenado con lo anterior, la planeación básica tendrá en cuenta las posibilidades del manejo de los efluentes generados por el propio puerto y también el impacto económico del manejo de las aguas superficiales que

concurrer al sitio, para la protección o prevención de inundaciones y de aporte de azolves a las dársenas.

La información geológica de la región y del sitio, revela frecuentemente desventajas económicas de consideración al evaluar los aspectos de dragado y de cimentación de las obras de infraestructura y en su caso de las industriales así como del aprovisionamiento de materiales de construcción: un sitio en donde pueda disponerse de roca a costo accesible para construir los rompeolas tendrá ventaja apreciable sobre otro en donde obligadamente tendría que acudir a los elementos artificiales.

Las condiciones sísmicas y de viento suelen tener también peso en la evaluación para la selección de sitio y algunos otros factores físicos podría ser necesario considerar en casos específicos. La evaluación de los sitios analizados, desde el ángulo de los factores físicos puede hacerse cualitativamente por una parte y por otra parte considerando parámetros de costo calculados todavía al nivel de la fase de la planeación en que nos encontramos, no sería razonable tratar de manejar costos puntuales. Como ejemplo podríamos hacer referencia al cuadro de calificaciones que sirvió para la selección de sitio en el estudio del Programa de Puertos Industriales.

<u>C o n c e p t o</u>	<u>P u n t o s</u>
Acceso marítimo	5
Tenencia y uso de la tierra	5
Posibilidades de expansión del puerto industrial	5
Facilidades de acceso de trabajadores y empleados a los centros de trabajo	5
Integración y compatibilidad con el sistema regional	4
Integración al desarrollo actual de la industria en la zona	4
Riesgo de inundaciones	4
Suministros de materias primas	3
Combustible y energía eléctrica	3
Agua potable	3
Problemas de alimentación	3
Impacto ecológico	3
Contaminación y eliminación de aguas residuales	3

Esta evaluación cualitativa no podría ser válida para comparar zonas, solo para los sitios en una misma zona y debe seguirse, como ya se dijo, con una evaluación de factores económicos como pueden ser el costo por hectárea habilitada, o el costo de los movimientos de tierra necesarios.

LOS ASPECTOS SOCIALES Y POLITICOS

La mención en segundo término de los aspectos sociales y políticos que concurren en la planeación, en ninguna forma significa que pretenda dárseles menor importancia. Por lo contrario, no haberles dado la importancia que revisten, ha sido la razón del fracaso de no pocos proyectos.

Los fenómenos sociales presentes y los que se generarán por virtud de la ampliación de un puerto o por la creación de otro, son muy numerosos y muy complejos, por ello es aconsejable la participación de especialistas en la materia en este nivel de planeación y también en los siguientes. Solo para los propósitos de esta exposición, pueden mencionarse los dos que siguen:

* El que surge cuando no se ha resuelto oportunamente el asentamiento de la población que llegará al sitio; es imperativo ofrecer a niveles satisfactorios, los medios y las posibilidades de que las personas a las que se planteará la alternativa de empleo; puedan disfrutar de condiciones de vida adecuadas y atractivas. Este proyecto es evidentemente importante cuando el proyecto que se maneja

lleva el propósito de desarrollar zonas deprimidas, pero en ningún caso puede descuidarse ninguno de los capítulos de la planeación urbana, es tan importante la casa como contar con la escuela, el hospital, la iglesia, las diversiones y los servicios de todo tipo.

* El aumento súbito de la población y después sus variaciones bruscas provocadas por las etapas de la construcción masiva, se traducen en problemas sociales y políticos muy serios que son previsibles y solucionables en buena medida si se toman en cuenta desde la planeación.

Puede citarse la construcción de la Siderúrgica Las Truchas-Lázaro Cárdenas y del puerto allí mismo, en donde tardíamente empezaron a aplicarse medidas correctivas, y en donde se presentaron estos fenómenos y los problemas consecuentes:

Originalmente la población en la congregación Melchor Ocampo era de unas 1,000 personas; en 1960 los municipios Lázaro Cárdenas y La Unión, la zona directamente involucrada, tenía 18 000 habitantes, en 1970 había 37 500. efecto de las primeras obras de desarrollo (Presa La Villita). La obra realizada en la Siderúrgica y el puerto en los tres

primeros años, requirió el empleo en un momento dado de unas 12 000 personas y un aumento de la población consecuente, a unas 75 000 personas en 1977. concentradas principalmente en Lázaro Cárdenas, Guacamayas y La Mira. Se presentaron problemas de habitación y de abasto, con el siguiente aumento incontrolado del costo de la vida, y se presentó también la falta de capacidad del gobierno local para controlar el fenómeno y para prestar servicios de todo tipo. Al terminar se la primera etapa de la planta, el desempleo de una gran cantidad de gente trajo consigo un aumento en la criminalidad, que pudo llegar a ser de gran magnitud de no ser porque una gran parte de los desocupados no perdió su arraigo en sus lugares de origen a donde regresaron.

Ahora cuando se ha iniciado la segunda etapa de la Siderúrgica, están en construcción varias plantas industriales de importancia así como la infraestructura del puerto industrial, los problemas han sido mucho menores; la ciudad y los centros de población cercanos están equipados y si bien puede considerarse que no se ha cumplido totalmente los programas, los problemas sociales y políticos ya no han sido de la magnitud que lo que fueron hace ocho años.

LOS ASPECTOS ECONOMICOS

La planeación económica se inicia por el estudio de viabilidad del proyecto, es decir, por la determinación del beneficio que se obtendrá al ampliar un puerto existente o al crear uno nuevo. Si se trata de ampliar un puerto, el estudio tomará en cuenta los pronósticos de crecimiento de la carga con las debidas salvedades y previsiones a que obligue una actividad tan ligada a la eventualidad puesto que depende de un intrincado juego de intereses comerciales internacionales. Si se trata de un nuevo puerto industrial cuyo éxito depende de que se asiente en él la industria y además tener un movimiento de carga, el planeador tendrá que acudir también a los planes de desarrollo del país y al análisis de las tendencias mundiales del desarrollo.

El problema se amplía cuando hay que estudiar la viabilidad de un proyecto mediante el que se trata de resolver un problema regional o nacional como es el caso del Programa de Puertos Industriales que como ya es conocido trata de participar en las soluciones para que el crecimiento demográfico y el industrial se dé en las costas y no se superponga en las áreas ya densamente ocupadas de nuestro país.

Resulta interesante citar la técnica en que los economistas mexicanos utilizaron en el análisis económico del Programa de Puertos Industriales ante: 1.- pronósticos de carga con un grado de exactitud poco satisfactorio, 2.- la forma impredecible en que se han desarrollado los puertos industriales exitosos en varios países del mundo, y 3.- ante la interrogante de cuáles serían los niveles de inversión industrial en los diversos plazos, que a su vez irían marcando el paso de las inversiones en infraestructura posteriores a la inicial que corresponde a las obras indispensables para permitir el arranque del funcionamiento de cada puerto industrial del programa. La justificación inobjetable se obtuvo por la vía de comparar la inversión en los proyectos contra lo que costaría a la nación, en los diferentes plazos, no contar con ellos. No contar con ellos significaría no tener otra salida que continuar construyendo el país sobre los esquemas de deseconomías y desperdicio que representan las concentraciones exageradas en regiones sobre los mil metros de altura sobre el nivel del mar, alejadas de la costa en donde debe asentarse en el futuro todo el crecimiento demográfico e industrial del país.

Otro factor económico que incide en forma importante es la planeación financiera a través de la que se

identificarán los montos que necesitará disponer el país para cumplir los programas de inversión a los diferentes plazos planteados, para el aprovechamiento oportuno y eficiente de las obras en función del movimiento portuario y del desarrollo industrial y/o de la actividad económica que desata el nuevo proyecto.

La planeación a largo plazo, programada a diferentes etapas de desarrollo debe corresponder a una planeación de la inversión tal que el proyecto no puede ser tachado de desmedidamente ambicioso por contemplar en todos sus aspectos, como ya se señaló, la expansión libre de obstáculos. La gran inversión que implica el total del proyecto no significa que ésta deba hacerse en su totalidad desde el principio; la infraestructura mínima indispensable para que comience el funcionamiento del puerto requiere de una inversión que es razonable; el resto de la inversión se irá haciendo conforme a la revisión continua del desarrollo que va lográndose tanto en la actividad económica como en el movimiento portuario. Varios ejemplos aclaran lo asentado:

El puerto diseñado para recibir graneleros de 200 000 toneladas que abastecerán mineral de fierro a una siderúrgica, no necesitará ofrecer profundidades del orden de

21 metros en el acceso y en la dársena correspondiente sino hasta que se llegue al volumen de producción de acero de proyecto. El dragado del puerto podrá iniciarse con 12 metros por ejemplo, para dar servicio a la carga general, manejo de equipo industrial y contenedores; sin embargo las obras de protección deberán construirse completas desde la primera etapa. Lo mismo ocurre con las vialidades ferroviarias y para tránsito automotor; solo es necesario reservar los derechos de vía tan amplios como los que se necesitarán para la ampliación máxima prevista, pero en la primera etapa, una sola línea ferroviaria y dos o cuatro carriles en las calzadas serán las mínimas y suficientes. Las tierras deben ser adquiridas totalmente desde el principio para controlar la especulación o que su uso para propósitos diferentes pueda limitar la expansión; sin embargo, ya se dijo antes, habrá que preferir un sitio donde se aprovechen tierras de productividad mínima o nula que por tanto son de bajo costo y por ello, la inversión para comprarlas aún comparada con la inversión inicial total, es una proporción reducida.

Así planeada la infraestructura, solo la inversión mínima básica queda para la recuperación a plazo largo

y la restante, al hacerse conforme va creándose la demanda de infraestructura, puede tener recuperaciones a más corto tiempo.

Dos criterios son importantes para planear la recuperación de la inversión:

El primero es que al puerto debe considerársele un organismo que tendrá que alcanzar su autosuficiencia económica tras un período razonable de consolidación de su trabajo y que por tanto su operación presentará pérdidas en sus primeros años.

El segundo muy importante, es que la recuperación de las obras mayores de infraestructura queda fuera de la responsabilidad del puerto, es la nación la que las aporta en función del desarrollo regional y nacional que represente el puerto y en razón de que los niveles que alcanza son de magnitud tal que incidiría en forma muy importante en el precio de los servicios portuarios. Este criterio general, es aceptado en un buen número de países, en México, en sus puertos de tamaño medio que le son indispensables para sustentar el desarrollo, se está estudiando la conveniencia de incluir en este criterio no solo las obras civiles citadas sino algunos equipos indispensables que podrán ser ren-

tables solo cuando se alcancen niveles de operación que permitan pagarlos sin elevar tarifas a niveles fuera de competencia.

La planeación general, a la que nos hemos venido refiriendo a grandes rasgos ha debido basarse en información regional y zonal en lo referente a los aspectos físicos para llegar a la definición del sitio más adecuado dentro de la zona de estudio y a un juego de proposiciones preliminares de arreglo del plan maestro y de las soluciones de las obras clave de la infraestructura. En lo referente a los aspectos económicos, concluye en la determinación de la viabilidad económica del proyecto.

De aquí, deberá pasarse al diseño y al proyecto de las obras de infraestructura y al análisis económico de las alternativas de solución presentadas individualmente y en su conjunto.

Habrá que pasar de la geología zonal y eventualmente exploraciones de suelo para conocer alguna característica particular que presente dudas, al estudio detallado del suelo en el sitio elegido y del conocimiento del oleaje sobre datos estadísticos a la observación directa de

las características oceanográficas en el sitio donde habrían de levantarse las obras marítimas y portuarias.

Este siguiente paso: el diseño y todavía después el mismo proyecto de detalle habrán de modificar o confirmar las proposiciones de la planeación general y, en ocasiones, podrán demostrar la necesidad de cambiar el sitio de la obra que a la luz de la información general se juzgó el mejor. En algunos casos, la información más detallada que indispensablemente requiere el diseño y el proyecto de las obras llevará a la necesidad de revisar en su totalidad las conclusiones del trabajo de planeación general en los aspectos físicos o en los económicos.

La posibilidad de que ocurra esta situación es función de la complejidad del proyecto, pero sin duda, reducirla a un mínimo, depende de la experiencia del planeador y de su habilidad para hacerse de la información más amplia posible y después para manejarla y procesarla.

Una buena planeación solo puede hacerse, además, con un amplio conocimiento y una experiencia reconocida en la materia y además sobre una información confiable y amplia hasta el límite que aconseje la consideración de

inversión que implica frente a la importancia del proyecto de que se trate. Es importante que los resultados obtenidos en esta fase de la planeación indiquen claramente sus alcances como factores de decisión.

LA SEGURIDAD Y LA EFICIENCIA

Puede afirmarse que una gran parte del éxito del puerto descansa en las obras marítimas y portuarias en cuyo diseño se han conservado el horizonte y los propósitos perseguidos por la planeación y cuando se han establecido como objetivos a conseguir prioritariamente, la máxima seguridad y una alta eficiencia en los tres capítulos principales de los servicios que el puerto prestará; los servicios al barco, a la carga y al transporte terrestre. Si se trata de un puerto industrial, debe adicionarse la observancia estricta de las previsiones de seguridad de las industrias así como de la protección de la ecología contra las emisiones y manejo de materias nocivas.

El énfasis que en los últimos años se ha dado a la seguridad se ha motivado principalmente porque en virtud de la sofisticación tecnológica cada vez está mas involucrada la vida del hombre y ésta es invaluable; este solo hecho hace justificable cualquier esfuerzo técnico y económico.

En las obras marítimas y portuarias se ha concedido mayor importancia a la seguridad porque además tiene relación directa con la conservación de la ecología, las consecuencias de un derrame de petróleo o de cualquier sustancia tóxica son bien conocidas; además toca a pérdidas económicas cada vez mayores a medida que los barcos se han sofisticado y han crecido aumentando en forma importante su costo.

Las obras de protección, los rompeolas específicamente, resultan ser los que llevan la mayor responsabilidad para alcanzar los niveles de seguridad y eficiencia que caracterizan un buen puerto. Son por otra parte, obras generalmente de alto costo y que frecuentemente encierran considerables problemas de construcción y que tienen forzosamente un paso de ejecución relativamente lento, por su magnitud y principalmente por su geometría y las condicionantes que impone el mar. Son, además, las obras que directamente se enfrentan al ataque del mar y por ello están expuestas a daños mayores.

Este conjunto de circunstancias exigen una atención profunda al diseño de los rompeolas; en todas sus fases es necesario conjugar los factores de seguridad y de

eficiencia con los de costo y llegar necesariamente a un grupo de soluciones técnicamente correctas. En la selección de la más adecuada, es indispensable hacer participar consideraciones que salen del ámbito de la técnica de la ingeniería que se relacionan con las circunstancias principalmente económicas que prevalecen en el país en el momento y las tendencias que pueden preverse al futuro, circunstancias que obviamente inciden en los planes nacionales de desarrollo y en las políticas también nacionales de inversión.

Esto último tiene diferentes matices según el país de que se trate o si se trata de puertos privados. Algunos países tienen la capacidad y los procedimientos que les permiten manejar los aspectos financieros con cierta independencia de los cambios que pueden ocurrir a nivel nacional durante el proceso de la obra y hasta durante un plazo razonable de la vida del puerto. Las inversiones privadas para la construcción y desarrollo de un puerto tienen particularidades muy diferentes de las de la inversión pública y por tanto su manejo estaría sujeto a otros criterios.

De todas formas, cualquiera que sea el caso, las limitantes económicas y financieras son finalmente los fac-

tores decisivos en la selección de la alternativa más conveniente de entre las varias que desde el ángulo de la ingeniería son igualmente correctas.

El cuadro de alternativas deberá contener la mayor cantidad de información posible pero debe subrayarse la necesidad de exhibir muy claramente las limitaciones que cada proyecto tiene, por ejemplo, las condiciones de oleaje y de viento a partir de las cuales debe suspenderse la entrada o salida de barcos o suspenderse las operaciones de carga de los barcos atracados en cada muelle del puerto; otra limitación sería señalar las características de ola para las que se diseñó la estructura del rompeolas así como los daños que razonablemente pueden esperarse y su valor, cuando sea atacado por oleajes mayores.

El diseño de las obras exteriores conducido a de finir en un número conveniente de alternativas los efectos de oleajes y vientos y su reflejo en las consecuencias económicas, proporciona al ingeniero la posibilidad de un diseño muy bien sustentado puesto que tiene en sus manos una buena gama de factores de decisión.

Para puntualizar los comentarios anteriores, podría hablarse sobre la altura del coronamiento sobre el nivel del mar. Puede dársele una que solo sea rebasable por el oleaje que estadísticamente se presenta cada 10 mil años y también puede adoptarse como dato el oleaje que se presenta cada 100 años. En cada caso puede llegarse a la solución correcta que impedirá el rebasamiento por los oleajes menores correspondientes. La siguiente pregunta inmediata es el costo de cada solución, la respuesta solo podrá tener valor para decisión si se enfrenta al costo de las consecuencias de los rebasamientos en uno y otro caso.

En los ejemplos extremos que se citaron, podría llegarse a conclusiones, también para ilustrar, como las siguientes: para la primera alternativa tendremos un puerto donde prácticamente nunca tendrán que suspenderse las operaciones de los barcos en el puerto, ni el rompeolas u otras estructuras durante su vida, sufrirán daño alguno y la segunda alternativa significará que cada año, durante x número de días los barcos tendrán que suspender operaciones por el efecto directo de las olas que rebasan, mas un número de días adicionales en que algunas áreas del puerto presentarán agitaciones indeseables para oleajes menores que penetran por las secciones del rompeolas que previsi-

blemente se degradarán (si se trata de un rompeolas de enrocamiento), equivalente al lapso que puede estimarse necesario para repararlas. En el primer caso no habrá consecuencia económica alguna y en el segundo tendrían que computarse durante el lapso de la vida útil que se decida dársele al rompeolas, el costo de la reparación de las degradaciones que previsiblemente se producirán cada vez que se presenten oleajes mayores que los de diseño según su recurrencia; el costo de las estadías de los barcos inactivos, variables en número y en tamaño en el tiempo según los pronósticos del movimiento portuario; y por último en un extremo que pudiera justificarse en casos muy contados, tener en cuenta - - las consecuencias de interrumpir las operaciones de los barcos, costo que generalmente sería muy difícil de cuantificar razonablemente, pues sería el costo para el usuario del puerto por los retrasos en recibir o enviar sus mercancías; en el caso de un puerto industrial sería también complicado tratar de cuantificar las consecuencias, pues afectaría la operación industrial si las interrupciones del servicio portuario ocasionaran retrasos en el suministro de materia prima mayores que los previstos para proyectar las existencias en fábrica.

Es oportuno señalar que los costos que deberán

manejarse para decisión serán a valor constante dado que no es solo el costo inicial el que entra en juego sino el costo de mantenimiento, reparaciones y el de los daños repercutidos, todos durante la vida útil que se le considere al rompeolas. La suma de todos, el costo total a valor constante, se comparará para tener una primera orientación sobre la mejor alternativa, sin embargo como ya se dijo, las condiciones económicas por las que atraviesa el país y las políticas nacionales de inversión, pueden en un momento dado obligar la adopción de una alternativa diferente de la de menor costo total. Solo como ejemplo, en 1982 la situación financiera de México obligaba a limitar al máximo el uso de sus recursos monetarios y por ello las decisiones de inversión pública recaían preferentemente sobre las soluciones de menor costo inicial. Es evidente que el juego de alternativas sujeta a este tratamiento, resulta en la exclusión de cualquier solución que no responda a mínimos razonables de seguridad y operatividad.

Es obvio decir que en la preparación de los aspectos económicos de la evaluación y particularmente en la selección de alternativas debe hacerse participar a expertos de reconocida capacidad en economía y en finanzas públicas.

Consideraciones semejantes deberán hacerse al decidir sobre la estructura del rompeolas, particularmente sobre los elementos de coraza y la pendiente del talud exterior si hablamos de enrocamientos. El análisis en este caso consistirá en identificar la alternativa de menor costo total, es decir, en conjugar costo inicial con los costos de mantenimiento y reparaciones a lo largo de la vida útil de la estructura. Habrá que cuidar también, de considerar si procede incluir entre los costos por la magnitud que puede preverse que alcanzarán, los de los daños consecuentes, o sean los derivados de las interrupciones de servicio por agitación producida a través de degradaciones o daños a instalaciones interiores.

Sobre esto último, es interesante comentar que cuando están manejándose rompeolas que alcancen profundidades del orden de veinte metros o más, resulta atractivo afinar el proyecto para reducir costos en los tramos del rompeolas que pueden identificarse en el modelo hidráulico o en el matemático como los tramos más expuestos además del morro, los susceptibles a mayores daños por concentración de energía del oleaje o cualquier otra razón, cambiando en ellos la pendiente y la coraza del talud exterior con las transiciones correspondientes que deberán tam

bién estudiarse analíticamente y en el laboratorio. También podría ser aconsejable en esos tramos solamente y no a todo lo largo del rompeolas, elevar la protección contra rebasamientos a base de elementos de coronamiento sin por ello elevar el enrocamiento con el consiguiente aumento en volumen de enrocamiento que se haría necesario para lograr el ancho mínimo a la cota de piso de construcción o a la cota de su coronamiento.

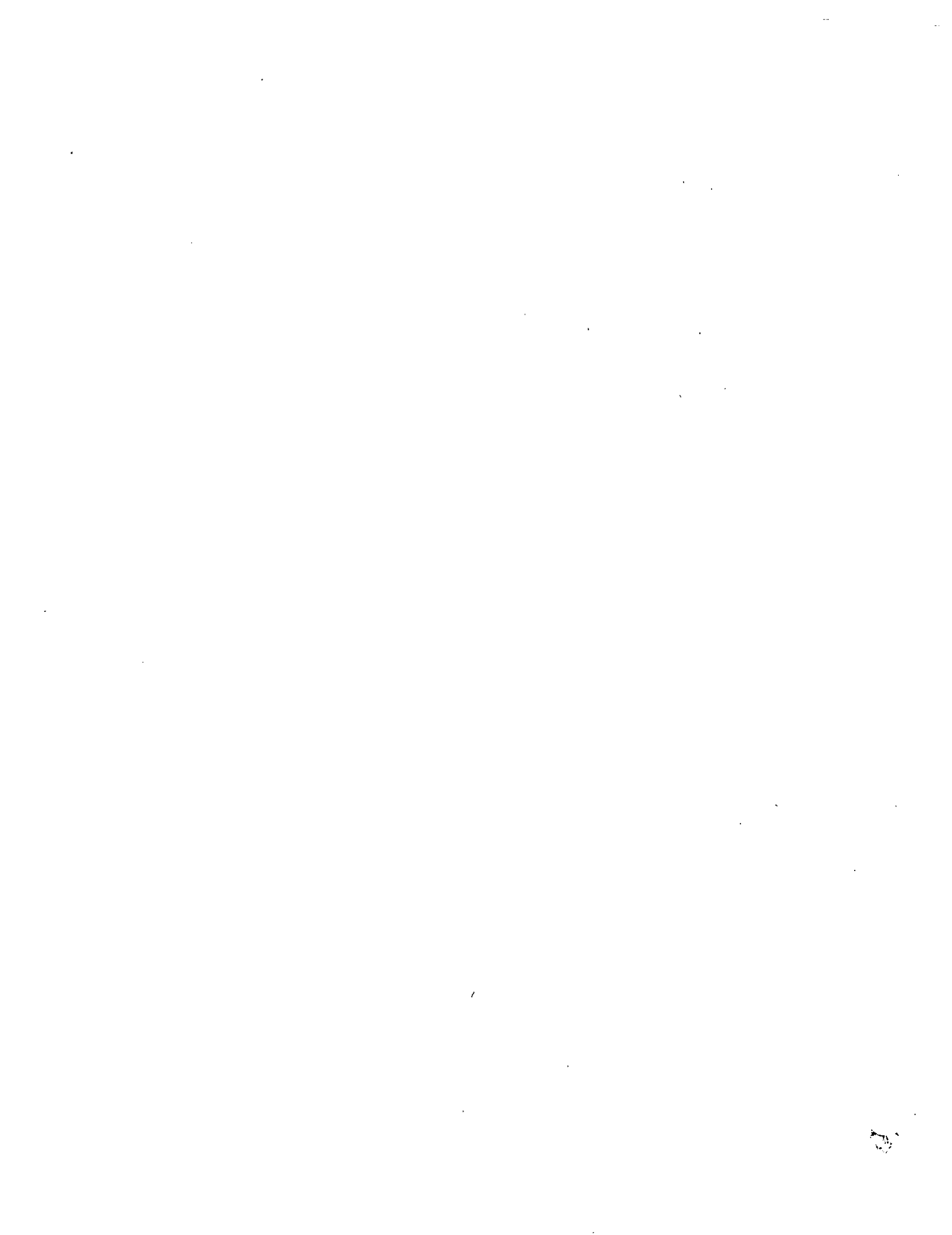
Sobre el arreglo en planta de los rompeolas, y acorde con el propósito de esta plática de comentar en forma general sobre los criterios de la planeación, podríamos decir que el primer paso en este diseño sería determinar si para el caso es deseable y por supuesto rentable, disponer de un antepuerto, es decir, crear al abrigo directo de los rompeolas una zona amplia donde puedan disponerse muelles y contar con un fondeadero. Los muelles que generalmente se construyen en antepuertos así logrados, son los destinados a los barcos de gran calado que previsiblemente arribarán al puerto. Esto es particularmente aplicable cuando hablamos de los puertos concentradores, los especializados y los puertos industriales.

La decisión a este respecto debe ser nuevamente una comparación en dos campos: el económico y el de la seguridad.

Para determinar si las dársenas de gran profundidad resulta más económico crearlas tierra adentro de la línea de costa o al abrigo directo de los rompeolas, habría que hacer las siguientes consideraciones: en el primer caso una limitante seria es la disponibilidad de suficiente tierra de bajo precio, de características adecuadas para dragarse a bajo costo. En el segundo caso el costo de los rompeolas será la limitante de importancia.

Es de señalarse que en este nivel de la investigación, tendrá que estimarse el costo de las soluciones de rompeolas para cada caso sobre los trazos preliminares, al profundizar en el trabajo de proyecto no es dable esperar que aparezcan diferencias que hagan cambiar la decisión.

La seguridad es en esta evaluación otro factor de gran peso; la solución del antepuerto es muy favorecida porque reduce grandemente los riesgos durante la maniobra de ingreso del barco hasta la dársena de maniobra, la distancia de parada del barco se desarrolla teniendo los rompeolas a gran distancia una vez que se ha cruzado entre los morros. Los prácticos que dan servicio en puertos semejantes al del proyecto y los capitanes que estén operando barcos de las características de las que se espera que arri



ben al puerto, deben ser consultados en los aspectos de seguridad y eficiencia en esta fase de la evaluación de alternativas.

Al realizar los ensayos de las alternativas de trazo de los rompeolas tanto en el modelo físico de laboratorio como en el uso de modelo matemático va a definirse al grado de tranquilidad que cada una de ellas puede proporcionar en las zonas características del puerto, de esa manera se dispondrá de una visión de conjunto de los efectos que causen mover orientaciones y las posiciones de los morros.

Es evidente que entre dos soluciones que proporcionen la misma operatividad al puerto deberá elegirse aquella que presente mayor seguridad y mayor eficiencia.

En este capítulo la decisión se habrá de tomar sobre el costo de construcción y la operatividad que cada alternativa proporciona al puerto. Es muy importante por consiguiente definir con claridad la forma como se manejará en la evaluación el concepto de la operatividad, dada la diversidad de variables que concurren en el fenómeno. Consideremos que los rompeolas estarán sujetos al ataque de

oleajes de diversas direcciones, cada una tiene sus propias características de dirección, altura de ola y frecuencia, y por tanto, para cada dirección, el rompeolas va a lograr tranquilidad de diversas formas en el interior, es decir, para cada oleaje se registrará una tranquilidad de diferente característica.

Para cada dirección de oleaje puede determinarse una operatividad, es decir el número de días del año en que puede esperarse que la agitación dentro del puerto se mantiene a niveles por abajo de los límites para permitir las diversas operaciones de los barcos. Ahora bien, como ya se dijo, cada sitio dentro del puerto presentará en un momento dado agitación de magnitud distinta de los demás sitios y por otra parte cada sitio tiene prescrito su propio límite permisible de agitación. Quien analiza el problema elegirá para el análisis, los sitios mas característicos, que podrían ser: el canal de acceso entre los morros y algún otro punto de éste que se considerara de interés, la dársena de maniobras y los muelles cuya posición resulte ser interesante de acuerdo con lo revelado en el modelo hidráulico.

Cuando ya se cuenta con la agitación que cada oleaje produce en cada punto, haciendo intervenir la infor-

mación estadística de recurrencia de cada una de las direcciones durante el año, puede determinarse el porcentaje del tiempo en el que puede operarse en cada punto, o sea la operatividad en cada sitio del puerto. El problema ahora, es cómo manejar estos datos para llegar a comparar en términos económicos las obras propuestas contra la operatividad que puede esperarse de ellas.

El ingeniero Antonio Moreno ha estudiado el problema y ha logrado plantear un enfoque que le ha permitido llegar a resultados valiosos. Básicamente el ingeniero Moreno plantea el concepto de inoperatividad (el número de días en que no puede operarse durante el año, expresado en%) que combinado en alguna forma con el costo de la estadía de los buques afectados conduce a valorar el costo de la inoperatividad, o, usando un término objetivo, el "daño" que puede esperarse de cada alternativa, esto es, la contrapartida del beneficio que logra cada una de ellas.

El concepto de la inoperatividad es valioso porque puede caracterizar a cada alternativa integrando el efecto que producen los oleajes estudiados, en cada uno de los sitios importantes del puerto.

La evaluación de alternativas propiamente dicha, la plantea el ingeniero Moreno sobre la comparación a precios constantes, del costo total de cada alternativa considerado éste como la suma del costo estimado de la obra mas el costo de inoperatividad correspondiente. La actualización de costos habrá que calcularla a un horizonte consistente con los datos estadísticos que han venido usándose a lo largo del trabajo de proyecto, sin embargo, la tasa de actualización está sujeta a incertidumbre en situaciones económicas del mundo como la actual. Esto, mas la incertidumbre en situaciones económicas del mundo como la presente, mas la incertidumbre que implica por las mismas razones estimar el costo de las estadías de los buques, y agregando la imprecisión que necesariamente se tiene al estimar el costo de los rompeolas en esta etapa del trabajo, son las consideraciones que hace el ingeniero Moreno para adoptar un análisis de sensibilidad con el que presenta las soluciones favorables para los rangos en que se mueve el costo de inoperatividad representado por el costo por buque día inactivo. El resultado obtenido es una muy valiosa herramienta de decisión por cuanto a que muestra el escenario en que se mueven las alternativas en forma muy objetiva. El procedimiento se ha aplicado también para guiar el trabajo de ensayos de alternativas en laboratorio consiguiendo mayor eficiencia de los modelos.

Las hipótesis adoptadas en este procedimiento, no disminuyen su valor, en todo caso la precisión de sus resultados es del mismo orden que se ha podido alcanzar en el resto del diseño de las obras marítimas, que está medida por el avance que se vá logrando en la investigación del oleaje y de sus efectos.

El ingeniero Moreno ha accedido a presentar como parte de estos apuntes un documento que preparó para el efecto, en el que presenta el avance de su trabajo.

El último tema que valdría la pena comentar entre los criterios básicos de la planeación y diseño de la infraestructura marítimo portuaria serían los anchos del canal de acceso y de las dársenas de operación y las amplitudes de la dársena de maniobras y de otras áreas como los fondeaderos de refugio.

En este tema, la seguridad debe ser la consideración de mas peso. En el mundo portuario, la preocupación por la seguridad se revela en diferentes formas: todas las agrupaciones de la especialidad ya sean mundiales o regionales, gubernamentales o no, tienen un comité que se dedica

a investigar, a producir recomendaciones y a procurar legis-lación de carácter internacional en busca de mejorar la seguridad portuaria permanentemente.

La reiteración de los conceptos básicos de la planeación a largo plazo, resulta pertinente en este punto porque es en el diseño de las obras que ahora comentaremos donde quizá mayor importancia tenga su observancia.

Una planeación portuaria no puede ser a corto plazo; es obligadamente a largo plazo por la magnitud de las inversiones involucradas y principalmente por las consecuencias que conlleva la creación y el desarrollo de un puerto en el ámbito regional, en el nacional y hasta en el internacional. Por tanto, insistimos, debe planearse previendo el desarrollo a largo plazo para dimensionar de modo que quede garantizada la expansión del puerto sin ningún obstáculo, sin embargo, también debe tenerse presente que el diseño permita programar el proceso de la ejecución de las obras racionalizando el uso de los recursos económicos y financieros.

El ancho del canal de acceso es en función del tráfico que manejará el puerto; los pronósticos de carga y

en su caso los del desarrollo industrial darán una orientación en este aspecto. El volumen máximo que puede pronosticarse es el que se tomará en cuenta, pero quedan otras consideraciones que deben hacerse intervenir.

Dentro de ese tipo de consideraciones adicionales están los imprevisibles como puede ser el futuro de las dimensiones de los barcos: ¿triunfará la idea de aumentar la capacidad a base de aumentar la relación manga/eslora? ¿continuará la tendencia a lograr mayor capacidad aumentando el calado?. También estaría la incertidumbre del desarrollo industrial: ¿predominarán en el puerto industrial o en la región las industrias que requieren aprovisionarse por vía marítima de grandes volúmenes de materia prima?. El puerto debe estar preparado para cualquier tendencia que tomen éstas y otras eventualidades.

El ancho mínimo en plantilla para el canal de acceso será el necesario para el tránsito de un barco del mayor tonelaje que pueda preverse. En la década de los cincuenta la recomendación era 3 mangas para una sola dirección de tránsito, actualmente PIANC recomienda de 3 a 4 mangas, sin embargo, también encontraremos recomendaciones para mayor amplitud como la de D. Hay que recomienda 4.8

mangas. Es muy importante no olvidar que estas recomendaciones advierten que no tienen en cuenta el efecto de viento, corrientes ni oleaje y que el elemento humano también influye en los márgenes de seguridad no solo en lo concerniente a las reacciones personales normales durante la maniobra, sino en lo imprevisto, lo que configura los accidentes. Estas reflexiones nos hacen tender a la amplitud sin regateos para conseguir seguridad.

Todavía sin comentar el aspecto económico, sino atendiendo a prever la máxima expansión del puerto, viene la selección del barco de proyecto y la decisión de si debemos prever que el puerto llegará a manejar un tráfico tal que se presente el caso de barcos navegando en los dos sentidos simultáneamente; es el caso de puertos con movimientos de unos 200 millones de toneladas anuales en adelante, Rotterdam maneja del orden de 350 millones al año; este rango significa que cada hora entra un barco y sale uno, tráfico que no es fácil manejar. Es obvio que a mayor tamaño del barco y a mayor tráfico considerado vamos a una bocana mayor y consecuentemente en los más de los casos, a un aumento de costo en los rompeolas y sin duda a un aumento en los dragados; si a esto agregamos el renglón seguridad que

también nos hará ampliar la bocana, nos vemos frente a un problema que vale la pena analizar otra vez económicamente.

Un enfoque bastante objetivo será el comparar la diferencia entre el costo total durante la vida del puerto de las obras ajustadas a mínimos razonables y el de las diseñadas con los criterios de amplitud mencionados, contra el costo total también a precios constantes, que representará la remoción de obstáculos para ampliar el canal en ancho o en profundidad al necesitarlo las nuevas exigencias de servicio. En este análisis, el costo total de la alternativa "amplia" se vé beneficiado porque la construcción del canal se irá ejecutando por etapas a lo largo de la vida del puerto como ya se comentó. Además tendrá que intervenir en esta evaluación el factor cualitativo que significa la "psicosis de la falta de seguridad en el trabajo, que puede producir una imagen desastrosa para un puerto", expresión del Dr. Rafael del Moral, experto portuario español que describe la posición del usuario del puerto o sean el armador, el capitán del barco, el dueño de la carga, frente a cualquier factor que signifique el menor riesgo.

Otra manera de ver el problema sería comparar esa diferencia entre los costos totales a precios constantes

con el total de las inversiones totales en infraestructura del puerto. Esto solo haría ver la proposición en que aumentaría la inversión, en general muy pequeña, para conseguir la mayor parte del prestigio de puerto seguro que es la base del éxito del proyecto.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS

INGENIERIA DE RIOS Y COSTAS

SEPTIEMBRE, 1984

**PLANIFICACION
Y EXPLOTACION DE PUERTOS
INGENIERIA OCEANOGRAFICA
Y DE COSTAS**

Rafael Del Moral Carro

DR. INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
PROFESOR ENCARGADO DE CATEDRA DE LA ESCUELA DE OBRAS PUBLICAS DE MADRID
DIRECTOR DEL CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE PUERTOS Y COSTAS
"RAMON IRIBARREN"

José Maria Berenguer Pérez

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
PROFESOR ENCARGADO DE CURSO DE LA ESCUELA DE OBRAS PUBLICAS DE MADRID
INGENIERO DEL CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE PUERTOS Y COSTAS
"RAMON IRIBARREN"

Madrid, 1980

M.O.P.U. España

Dirección General de Puertos y Costas

C.E.E.O.P.

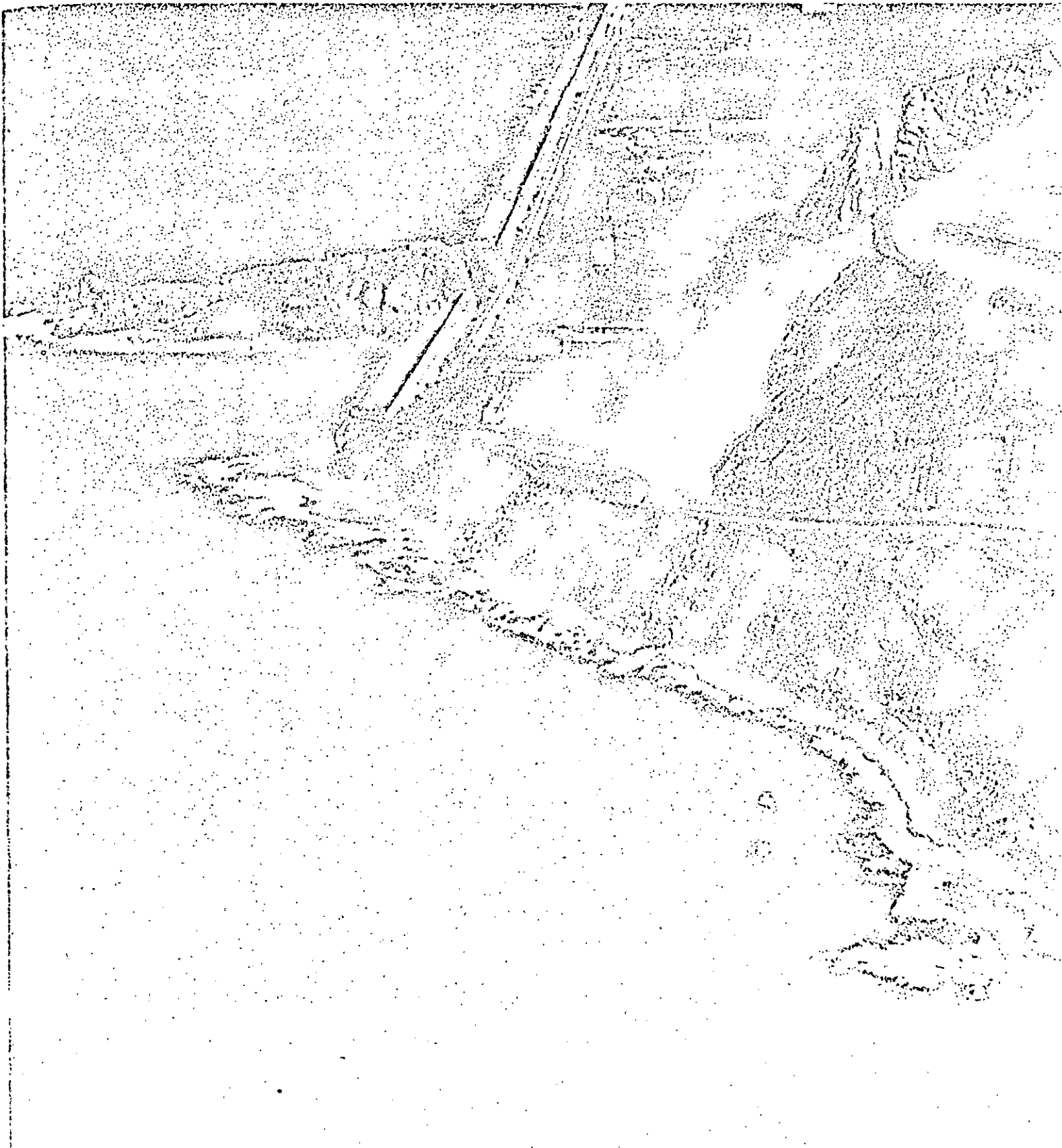


Centro de Estudios y Experimentación
de Puertos y Costas "Ramón Iribarren".

AREA II

INGENIERIA
OCEANOGRAFICA
Y DE COSTAS

Movimientos
del mar



1. Generalidades

Las aguas del mar están animadas de movimientos de distinta naturaleza. Los agentes que pueden provocar movimientos o desplazamientos son muy numerosos al ser el medio acuoso muy fácilmente deformable por su escasa cohesión intermolecular. El viento, los astros, las variaciones de temperatura o salinidad, con una incompleta y heterogénea muestra de dichos agentes del movimiento.

Atendiendo al tipo de movimiento se pueden clasificar en:

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

En ambos casos, los fenómenos requieren un estudio especial según se produzcan en profundidades indefinidas (mar profundo), o en profundidades finitas, en las cuales el fondo del océano influye en las características de formación, propagación y extinción.

2. Ondas

El aspecto real del oleaje en el mar es diverso. Mientras las olas se encuentran dentro del área donde sopla el viento que las genera, su disposición y movimiento es caótico. Se pueden observar olas de diferentes tamaños que se mueven en direcciones diferentes pasando las más rápidas sobre la cresta de las más lentas con total ausencia de ritmo y orden. Posteriormente, fuera del área de influencia del viento, se produce una ordenación progresiva con la aparición de crestas largas, bien definidas, con un ritmo más notable, pudiendo propagarse de este modo distancias de miles de kilómetros. A su llegada a las proximidades de las costas y al alcanzar profundidades finitas su energía se disipa, bien internamente, bien por interacción con el aire, o bien por turbulencia al romperse por efecto del fondo.

La descripción matemática del fenómeno del oleaje 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, que han ido evolucionando durante los dos últimos siglos. La más clásica, desarrollada por Airy en 1845, es la llamada de ondas de pequeña amplitud o 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, fue 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 se 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, sin embargo, todas estas teorías no presentan validez. La influencia del fondo del océano sobre el perfil de la onda y el movi-

miento 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.

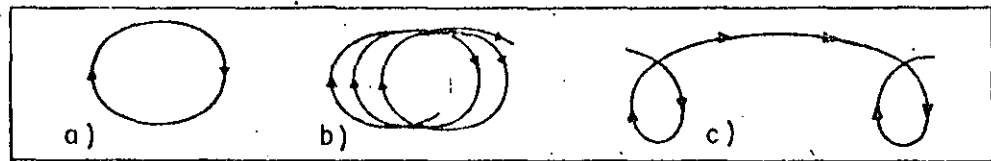
En el límite de la teoría cnoidal, cuando se acerca la rotura del oleaje, la teoría de la onda solitaria ofrece una aproximación aceptable siendo además de sencillo empleo.

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

Según el movimiento de las partículas del líquido se pueden distinguir tres tipos:

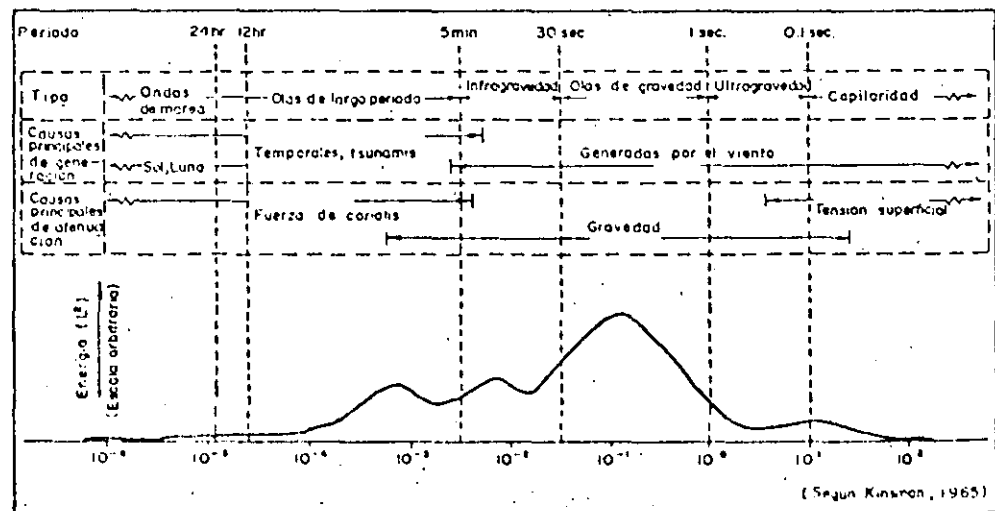
- a) Oscilatorias: si el movimiento de la partícula líquida describe órbitas cerradas (por ejemplo trocoidal).
- b) Cuasi-oscilatorias: si las órbitas descritas no son cerradas produciéndose un ligero movimiento neto en algún sentido.
- c) De traslación: si el movimiento neto de la partícula consiste en una traslación. Una ola en rotura es un claro ejemplo de este tipo. (Teoría de la onda solitaria.)

Fig. 140.—Movimiento de las partículas de agua al paso de las ondas



Otra clasificación se deduce a partir del período —tiempo de paso de dos crestas o senos consecutivos de las ondas—. La gama de periodos de los diferentes tipos de ondas marinas es muy amplio (fig. 141) sin embargo, para el ingeniero portuario o costero ofrecen mayor importancia las comprendidas entre 4 y 20 segundos que son las llamadas ondas de gravedad. El hecho de que estos periodos sean los de manejo común, no quiere decir que no se haya de conocer lo referente a otros tipos ya que, por ejemplo, las mareas meteorológicas con periodicidad de horas tienen una gran trascendencia en relación con puertos y costas.

Fig. 141.—Clasificación de las ondas según su período



2.1. Definiciones y notaciones

Dentro de las ondas de gravedad, se puede establecer otra clasificación distinguiendo entre ondas en la zona de SEA y en las de zona SWELL. Las primeras están dentro del área de generación del oleaje; bajo la influencia del viento, y su tipología presenta periodos cortos, direcciones múltiples, peraltes grandes con un aspecto general caótico. Las de tipo SWELL han salido del área de influencia del viento y presentan, por lo general, periodos mayores, crestas largas y una dirección de avance definida.

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

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

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

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

La relación entre la longitud de onda y el periodo, es decir la velocidad de propagación, se denomina "celeridad" representándose por C . Dentro de este concepto no deben confundirse los términos "celeridad de onda" con la "celeridad de un grupo de ondas" que, en general no tendrán valores idénticos.

La distancia vertical entre el lecho oceánico 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 onda, se llama "peralte" (H/L).

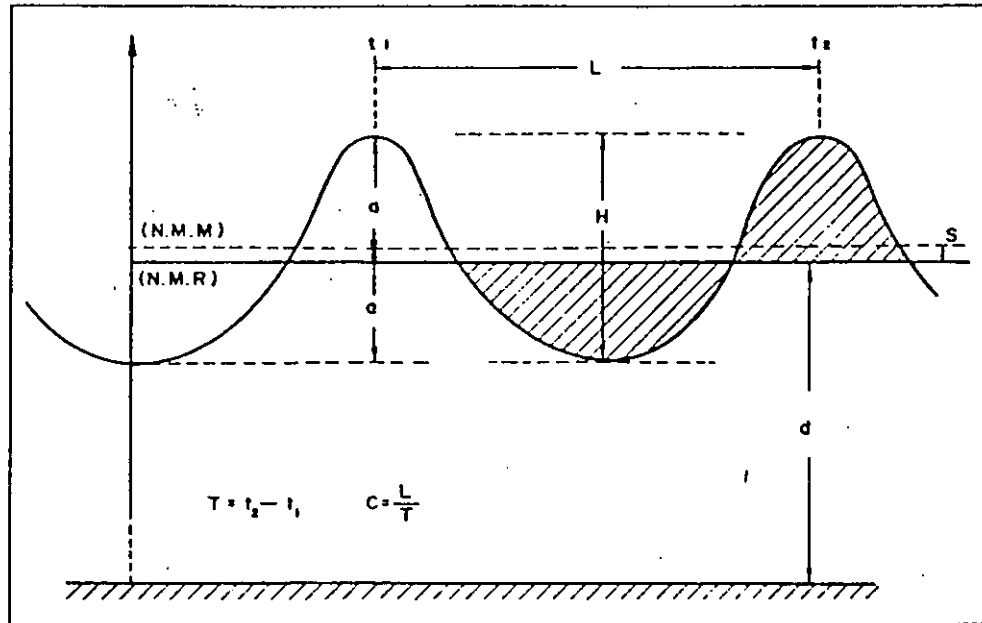
El nivel del mar antes de iniciarse el movimiento es el "nivel medio en reposo" (N. M. R.) y la línea horizontal equidistante entre crestas y senos es el "nivel medio en movimiento" (N. M. M.).

La diferencia de altura entre ambos niveles se denomina "sobreelevación" y expresa la distinta manera de considerar el nivel medio: como línea que separa iguales volúmenes repartidos en crestas y senos (N. M. R.) o bien la que equidista de los puntos extremos de crestas y senos. (N. M. M.). La notación señalada se refiere a un punto cualquiera del mar. Si se desea señalar que dichas variables se refieren a un punto situado en profundidades indefinidas o mar profundo se les añadirá el subíndice "o", mientras que el subíndice "b" las referirá al punto de rotura de la ola.

Asimismo, hay que señalar, que la notación de Iribarren, empleada frecuentemente en España difiere de la expuesta, de uso internacional, en la siguiente forma:

	<u>Internacional</u>	<u>Iribarren</u>
Altura de ola	H	2h
Longitud de onda	L	2l
Periodo	T	2T
Profundidad	d	H
Celeridad	C	C

Fig. 142.—Parámetros de definición de la onda



2.2. Teoría de ondas de pequeña - amplitud (teoría lineal o de Airy) Las simplificaciones o hipótesis de partida para el desarrollo de esta teoría son las siguientes:

1. El fluido es homogéneo e incomprensible.
2. La tensión superficial es despreciable.
3. El efecto de Coriolis es despreciable.
4. La presión en la superficie libre es uniforme y constante.
5. El fluido es perfecto.
6. La onda no está interferida por otros movimientos del fluido.
7. El fondo es horizontal, fijo e impermeable.
8. La amplitud de la onda es pequeña y su forma es un invariante.
9. Las ondas son de cresta indefinida y planas (dos dimensiones).

De esta serie de hipótesis, las tres primeras son aceptables para la mayoría de los casos de ingeniería. Las 4, 5 y 6 pueden ser aceptadas salvo en algunos casos muy específicos, mientras que las tres últimas invalidan la aplicación de la teoría en los casos de ingeniería situados en profundidades limitadas.

• **Movimiento de las partículas:**

Para profundidades indefinidas, $\frac{d}{L} > \frac{1}{2}$, el movimiento de la partícula describe una órbita circular de radio inversamente proporcional a la distancia a la superficie.

$$\text{Para } \frac{d}{L} > \frac{1}{2} \quad A = B = \frac{H}{2} e^{2\pi z/L}$$

En profundidades finitas, $\frac{d}{L} < \frac{1}{2}$, las órbitas se transforman en elipses, que en la proximidad del fondo se pueden asimilar a rectas (fig. 143).

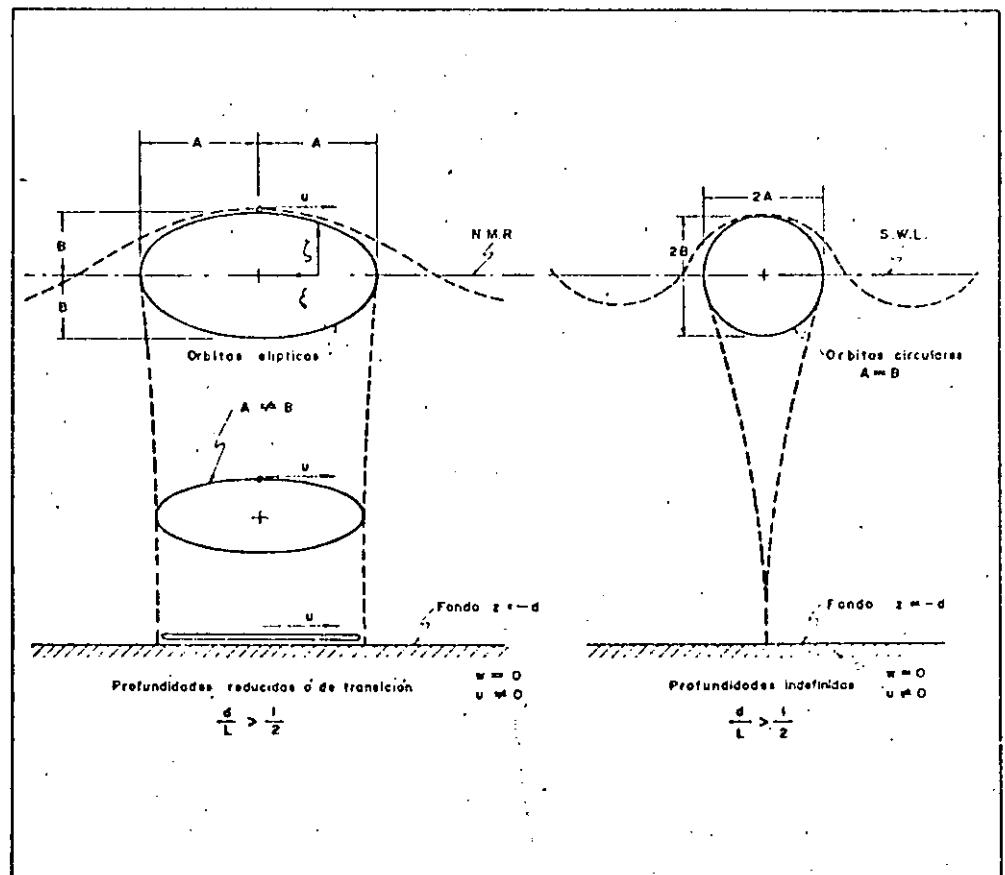
Para $\frac{d}{L} < \frac{1}{25}$ (profundidades muy pequeñas):

$$A = \frac{H}{2} \frac{L}{2\pi d}$$

$$B = \frac{H}{2} \frac{z+d}{d}$$

El desplazamiento vertical de las partículas de agua varía desde un mínimo de cero hasta un máximo igual a la mitad de la altura de ola en superficie.

Fig. 143.—Movimiento orbital de las partículas de agua en profundidades indefinidas y reducidas



La ecuación del perfil sinusoidal de la superficie libre del agua se puede escribir:

$$\eta = a \cos\left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right) = \frac{H}{2} \cos\left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right)$$

siendo $a = \text{amplitud máxima} = H/2$

en donde, η representa la elevación de la superficie líquida referida al nivel del agua en reposo, x la distancia horizontal y t el tiempo. Esta ecuación define una onda periódica y sinusoidal avanzando en la dirección x .

• Celeridad de la onda 9

Teniendo en cuenta los conceptos de celeridad, longitud de onda y periodo se puede escribir:

$$C = \frac{L}{T}$$

y refiriéndolo a la profundidad:

$$C = \frac{gT}{2\pi} \operatorname{tgh} \frac{2\pi d}{L}$$

Teniendo en cuenta los límites de las funciones hiperbólicas para distintos valores de la profundidad, la celeridad puede aproximarse a los siguientes valores.

Aguas profundas ($\frac{d}{L} > \frac{1}{2}$): $C_0 = \frac{gT}{2\pi} = 1.56 T$ (metros)

Profundidades pequeñas ($\frac{d}{L} < \frac{1}{25}$): $C = \sqrt{gd}$

• Energía del oleaje

La energía total del oleaje se compone de su energía potencial, motivada por la masa de fluido elevada por encima del nivel del mar, y de su energía cinética debida a la velocidad de las partículas líquidas asociada al movimiento.

$$E = E_c + E_p = \frac{\rho g H^2 L}{16} + \frac{\rho g H^2 L}{16} = \frac{\rho g H^2 L}{8}$$

siendo ρ la densidad del fluido y E la energía total por unidad de longitud de cresta.

• Presiones en el seno del líquido

La presión total en un punto interior del líquido resulta al componer la presión estática y la presión dinámica.

$$P_e = \rho g z + P_a$$

z = profundidad
 P_a = presión atmosférica

$$P_d = \rho g \frac{\operatorname{ch} [2\pi(z+d)/L]}{\operatorname{ch} (2\pi d/L)} \cdot \frac{H}{2} \cos \left[\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T} \right]$$

Sumando ambas y restando la presión atmosférica, se puede llegar a la expresión reducida:

$$P = \rho g (\eta K_z - z)$$

en donde: η = elevación de la sup. líquida referida al nivel de reposo.

$$K_z = \text{factor de presión} = \frac{\text{ch } |2 \pi (z + d)/L|}{\text{ch } (2 \pi d/L)}$$

- **Celeridad de grupo**

Se considera como "grupo de ondas" un conjunto de dos o más ondas sinusoidales de periodo y longitudes muy parecidas, que se mueven en la misma dirección. La velocidad con que viaja un grupo de ondas, en general difiere de la velocidad con que lo hacen las olas individualmente.

En general, puede expresarse:

$$C_g = \frac{1}{2} \frac{L}{T} \left[1 + \frac{4 \pi d/L}{\text{sh } (4 \pi d/L)} \right]$$

En el caso de profundidades indefinidas $\frac{4 \pi d/L}{\text{sh } (4 \pi d/L)} \approx 0$ y por tanto:

$$C_g = \frac{1}{2} \frac{L_0}{T} = \frac{1}{2} C_0 \text{ (mar profundo)}$$

La celeridad de grupo, según esto, será la mitad de la celeridad de una onda individual, cuando ambas se propagan por estas profundidades.

Para profundidades reducidas $\text{sh } (4 \pi d/L) \approx 4 \pi d/L$ y por tanto:

$$C_g = \frac{L}{T} = C \approx \sqrt{gd}$$

- **Resumen de expresiones**

El cuadro siguiente resume las expresiones de distintos parámetros derivadas de la teoría lineal para diferentes escalones de profundidad.

	PROFUNDIDAD REDUCIDA $\frac{d}{L} < \frac{1}{25}$	ZONA DE TRANSICIÓN $\frac{1}{25} < \frac{d}{L} < \frac{1}{2}$	PROFUNDIDAD INDEFINIDA $\frac{d}{L} > \frac{1}{2}$
1. Perfil de onda	Idem \rightarrow	$\eta = \frac{H}{2} \cos \left[\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T} \right] = \frac{H}{2} \cos \theta$	\rightarrow Idem
2. Celeridad de onda	$C = \frac{L}{T} = \sqrt{gd}$	$C = \frac{L}{T} = \frac{gT}{2\pi} \operatorname{tgh} \left(\frac{2\pi d}{L} \right)$	$C = C_0 = \frac{L}{T} = \frac{gT}{2\pi}$
3. Longitud de onda	$L = T \sqrt{gd} = CT$	$L = \frac{gT^2}{2\pi} \operatorname{tgh} \left(\frac{2\pi d}{L} \right)$	$L = L_0 = \frac{gT^2}{2\pi} = C_0 T$
4. Celeridad de grupo	$C_g = C = \sqrt{gd}$	$C_g = nC = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{4\pi d/L}{\operatorname{sh}(4\pi d/L)} \right] \cdot C$	$C_g = \frac{1}{2} C = \frac{gT}{4\pi}$
5. Velocidad de partícula			
a) Horizontal	$u = \frac{H}{2} \sqrt{\frac{g}{d}} \cos \theta$	$u = \frac{H}{2} \frac{gT}{L} \frac{\operatorname{ch}[2\pi(z+d)/L]}{\operatorname{ch}(2\pi d/L)} \cos \theta$	$u = \frac{\pi H}{T} \frac{2\pi z}{e^{2\pi z/L}} \cos \theta$
b) Vertical	$w = \frac{H\pi}{T} \left(1 + \frac{z}{d} \right) \operatorname{sen} \theta$	$w = \frac{H}{2} \frac{gT}{L} \frac{\operatorname{sh}[2\pi(z+d)/L]}{\operatorname{ch}(2\pi d/L)} \operatorname{sen} \theta$	$w = \frac{\pi H}{T} \frac{2\pi z}{e^{2\pi z/L}} \operatorname{sen} \theta$
6. Aceleración de partícula			
a) Horizontal	$a_x = \frac{H\pi}{T} \sqrt{\frac{g}{d}} \operatorname{sen} \theta$	$a_x = \frac{g\pi H}{L} \frac{\operatorname{ch}[2\pi(z+d)/L]}{\operatorname{ch}(2\pi d/L)} \operatorname{sen} \theta$	$a_x = 2H \left(\frac{\pi}{T} \right)^2 \frac{2\pi z}{e^{2\pi z/L}} \operatorname{sen} \theta$
b) Vertical	$a_z = -2H \left(\frac{\pi}{T} \right)^2 \left(1 + \frac{z}{d} \right) \cos \theta$	$a_z = -\frac{g\pi H}{L} \frac{\operatorname{sh}[2\pi(z+d)/L]}{\operatorname{ch}(2\pi d/L)} \operatorname{sen} \theta$	$a_z = -2H \left(\frac{\pi}{T} \right)^2 \frac{2\pi z}{e^{2\pi z/L}} \cos \theta$
7. Desplazamiento de partícula			
a) Horizontal	$\xi = -\frac{HT}{4\pi} \sqrt{\frac{g}{d}} \operatorname{sen} \theta$	$\xi = -\frac{H}{2} \frac{\operatorname{ch}[2\pi(z+d)/L]}{\operatorname{sh}(2\pi d/L)} \operatorname{sen} \theta$	$\xi = -\frac{H}{2} \frac{2\pi z}{e^{2\pi z/L}} \operatorname{sen} \theta$
b) Vertical	$\zeta = \frac{H}{2} \left(1 + \frac{z}{d} \right) \cos \theta$	$\zeta = \frac{H}{2} \frac{\operatorname{sh}[2\pi(z+d)/L]}{\operatorname{sh}(2\pi d/L)} \cos \theta$	$\zeta = \frac{H}{2} \frac{2\pi z}{e^{2\pi z/L}} \cos \theta$
8. Presiones en el interior	$p = \rho g (\eta - z)$	$p = \rho g \eta \frac{\operatorname{ch}[2\pi(z+d)/L]}{\operatorname{ch}(2\pi d/L)} - \rho g z$	$p = \rho g \eta e^{-\frac{2\pi z}{L}} - \rho g z$

2.3. Teoría cnoidal

La validez de la teoría cnoidal se inscribe entre los valores de $d/L < 1/8$ y $L^2 \cdot H/d^3 > 26$ (parámetro de Ursell). Esto hace que sea de aplicación adecuada en casos de profundidades intermedias y pequeñas. De un lado, según aumenta la longitud de onda, la teoría cnoidal se aproxima a la de la onda solitaria. Por el otro extremo, según disminuye la relación entre la altura de ola y la profundidad, se acerca a la teoría lineal.

La descripción de las diferentes características del oleaje (celeridad, longitud de onda, etc.) según la teoría cnoidal precisa la utilización del módulo elíptico K . Este módulo varía entre los valores $K = 0$ (sinusoide) y $K = 1$ (onda solitaria). Asimismo, también entran en juego los valores $K(k)$ y $E(k)$ que son las integrales elípticas de primera y segunda especie.

El desarrollo y forma de aplicación de esta teoría excede por su singularidad, los límites de este texto, remitiéndose al lector a una publicación específica de nivel superior.

2.4. Teoría de la onda solitaria

La onda solitaria no es ya una onda de oscilación sino una onda de traslación de una masa de agua. En realidad la onda solitaria se desplaza toda ella sobre el

nivel del agua en reposo. Cuando una onda de oscilación entra en zona de pequeña profundidad se aproxima a una onda solitaria: su cresta se va acortando y elevando mientras que su seno tiende a hacerse más largo y plano.

La onda solitaria es el caso extremo de la onda cnoidal, cuando $K^2 = 1$; $K(k) = \infty$ y $E(k) = 1$.

Las características más notables, según la teoría, tienen las siguientes expresiones:

— Ecuación del perfil:

$\eta = H \operatorname{sech}^2 \left[\sqrt{\frac{3}{4}} \frac{H}{d^3} (x - Ct) \right]$ colocando el origen de las x en la cresta de la ola.

— Celeridad:

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

— Energía del oleaje:

$$E = \frac{8}{3\sqrt{3}} \rho g H^{3/2} d^{3/2}$$

— Presión en el seno del fluido:

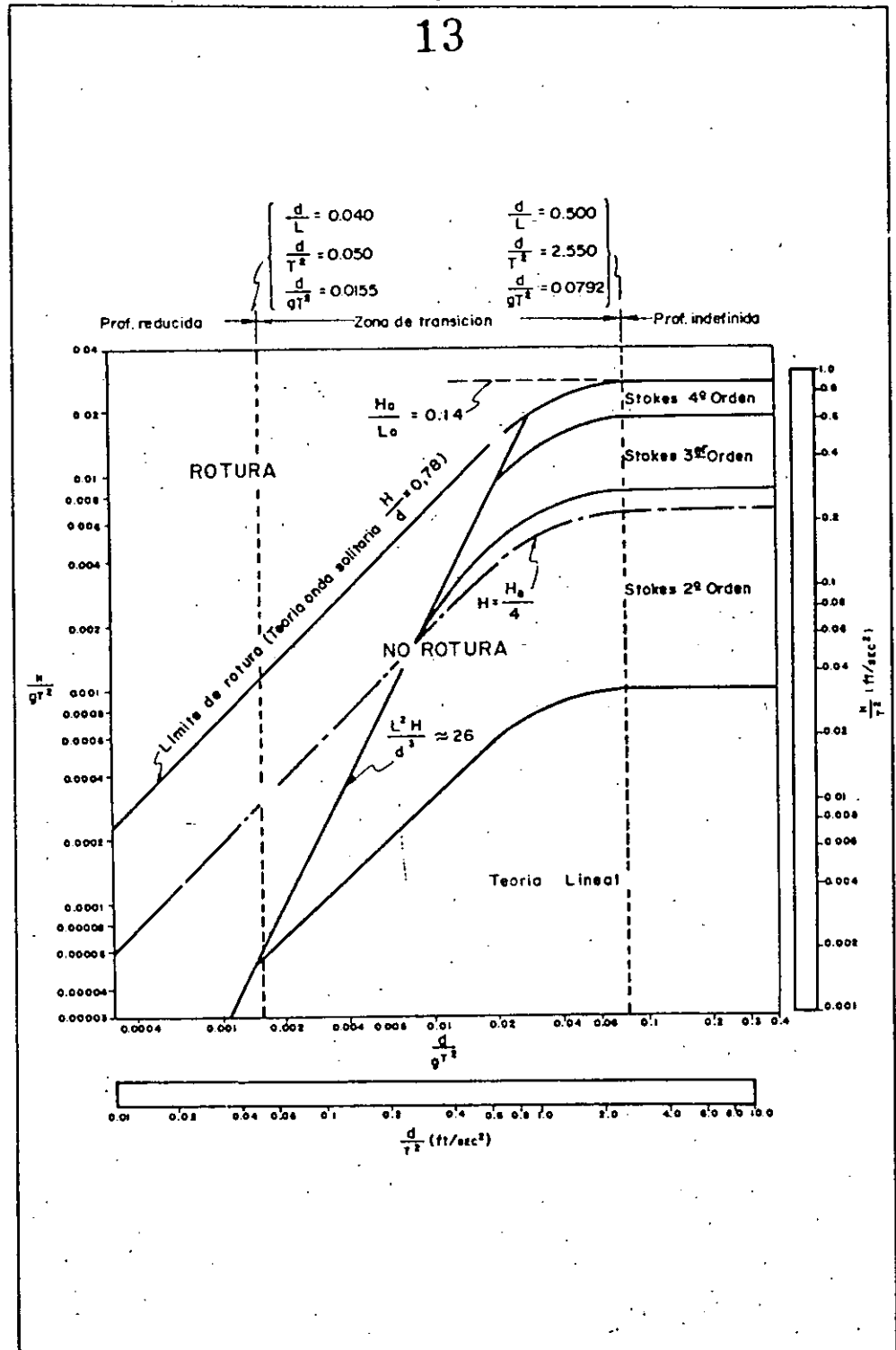
$$p = \rho g (Y_s - Y) \quad (\text{aproximación})$$

La rotura de una onda solitaria ante la progresiva disminución de la profundidad se produce cuando la relación (H/d) alcanza un valor límite. Mc. Cowan determinó el valor de rotura en 0,78. Sin embargo, experimentalmente, se ha comprobado que ese valor límite depende de otros factores como la longitud de onda, la rugosidad del fondo, y muy directamente de la pendiente del mismo. De una manera general puede afirmarse que el valor límite de rotura de H/d aumenta según crece la pendiente, pudiendo llegar, por ejemplo, a un valor próximo a 1.3 para una pendiente de 0.2.

2.5. Campo de validez de las distintas teorías En la figura se indican, referidas a los valores de los parámetros que caracterizan cada tipo de oleaje y la profundidad de la zona por la que avanzan, las distintas áreas en las que son válidas las teorías de ondas. Como se puede ver, la teoría de la onda solitaria marca el límite de rotura de las olas.

Respecto a la aproximación al perfil de la superficie del líquido se pueden comparar valores obtenidos por aplicación de las distintas teorías, con los perfiles

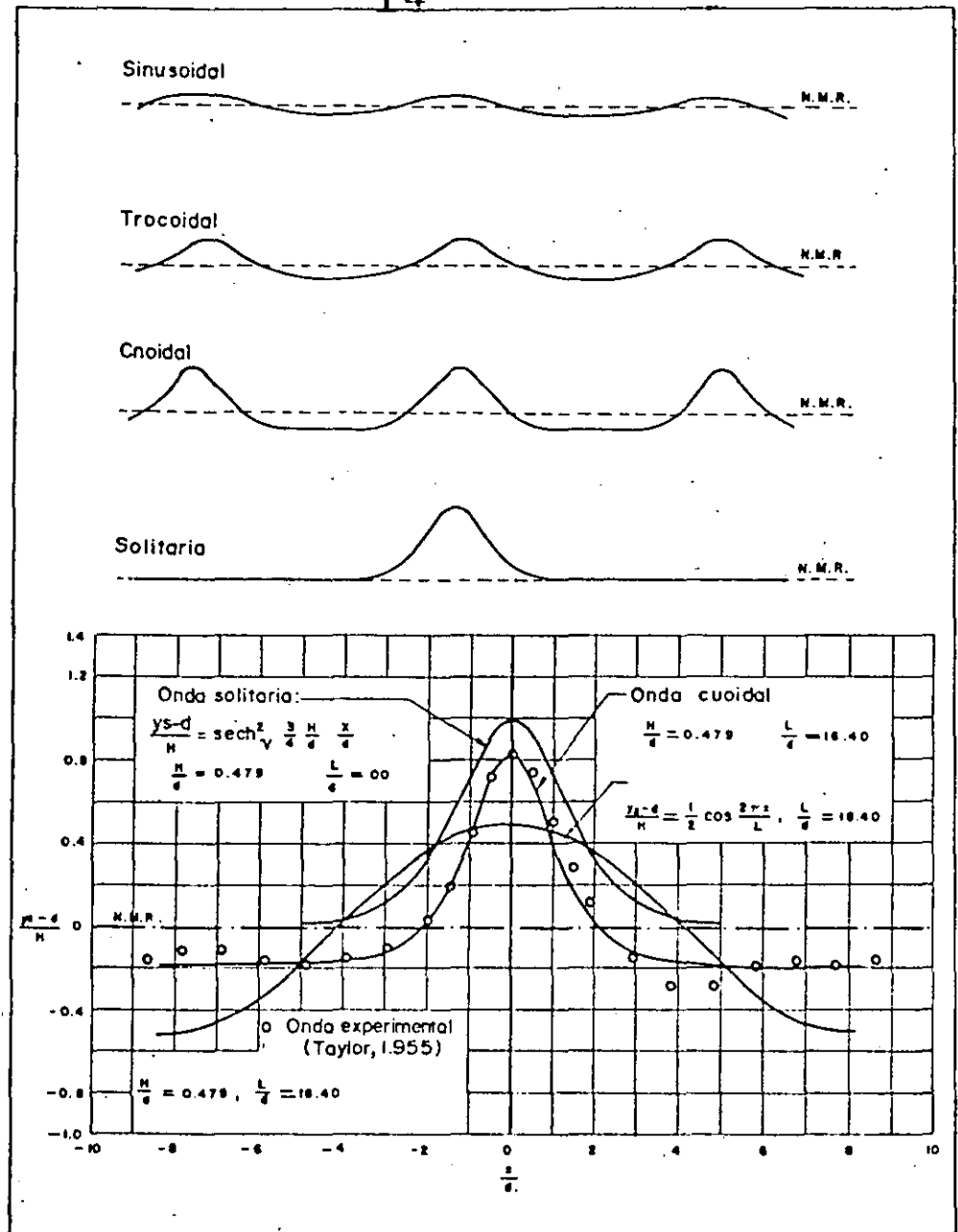
Fig. 144.—Campo de validez de las diversas teorías de ondas



obtenidos experimentalmente. La figura 145 muestra dicha comparación con una onda de las características indicadas y que viene representada por un punto en la citada figura. Se puede observar que la teoría cnoidal consigue una aproximación muy aceptable mientras que la oscilatoria no tiene apenas validez.

Es también digno de tenerse en cuenta la disimetría que presentan algunos tipos (trocoidal, cnoidal, solitaria, etc.) respecto del nivel medio del mar en reposo, llegando al límite en el caso de la onda solitaria que en pura teoría, permanece completamente por encima de dicho nivel.

Fig. 145.—Perfiles y sobreelevaciones de diversos tipos de ondas



3. Ondas estacionarias

Son oscilaciones de la masa líquida en las cuales el perfil instantáneo no avanza sino que se deforma sin variar de posición.

Una onda estacionaria se forma a partir de dos ondas progresivas que avanzan en direcciones opuestas. La interposición de un obstáculo que refleje total o parcialmente una onda da lugar en la realidad a la aparición de ondas estacionarias.

Dentro de las ondas estacionarias se pueden distinguir varias clases según las características de altura y dirección de las ondas progresivas confluyentes que las motivan.

Un "clapotis" (chapotito) total, o simplemente clapotis, es aquel en la que ambas

ondas son similares y de sentido contrario. La apariencia de la superficie del agua, en este caso, es el de aparición-desaparición de crestas espaciadas media longitud de onda, con ciclos de periodo T .

El "clapotis" parcial se produce cuando a pesar de tener los mismos periodos y dirección, y contrarios sentidos, las ondas progresivas confluyentes son de distinta altura. Es el caso que se da en la realidad cuando la reflexión que se produce en un dique vertical no es total, existiendo una pérdida de energía parcial.

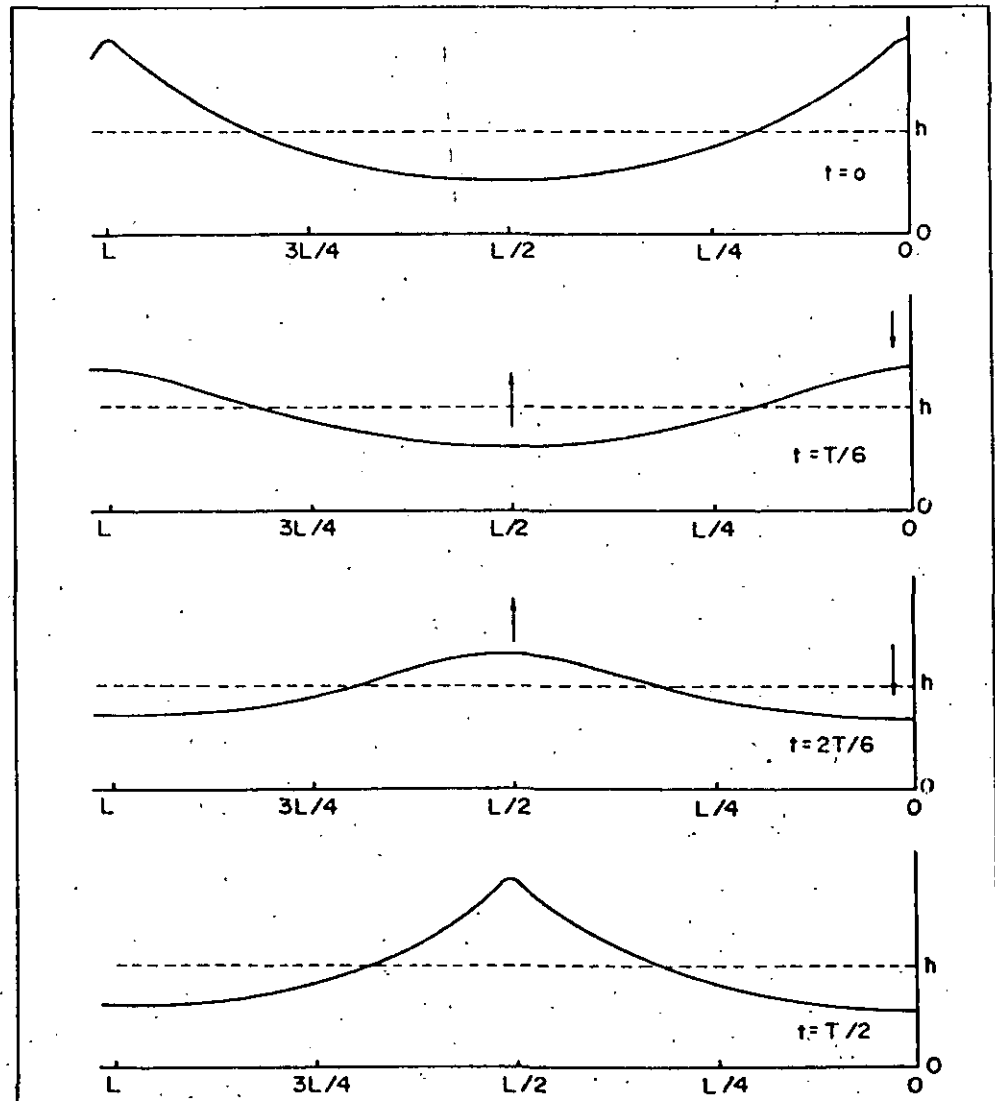
El "clapotis gaufre" se produce cuando las direcciones de las ondas incidentes no coinciden y forman sus crestas una malla cruzada.

El estudio teórico que se hace a continuación se refiere al clapotis total.

3.1. Clapotis total sinusoidal

El clapotis sinusoidal consiste en una serie de ondulaciones estacionarias que se pueden mantener indefinidamente y que mantienen su periodicidad tanto en el espacio como en el tiempo.

Fig. 146.—Variación en cuatro tiempos de la superficie libre del agua en clapotis total



El fenómeno presenta unas oscilaciones con unos vientres de oscilación vertical situados a una distancia $N \frac{L}{2}$ de la pared vertical, siendo N un número entero cualquiera. En los vientres el desplazamiento es vertical mientras que en los nodos, que están situados equidistantes de dos vientres consecutivos, el desplazamiento horizontal es máximo (fig. 146).

El valor máximo de la oscilación vertical se produce, claro está, en los vientres y tiene el valor $2H$, siendo H la altura de la ola incidente.

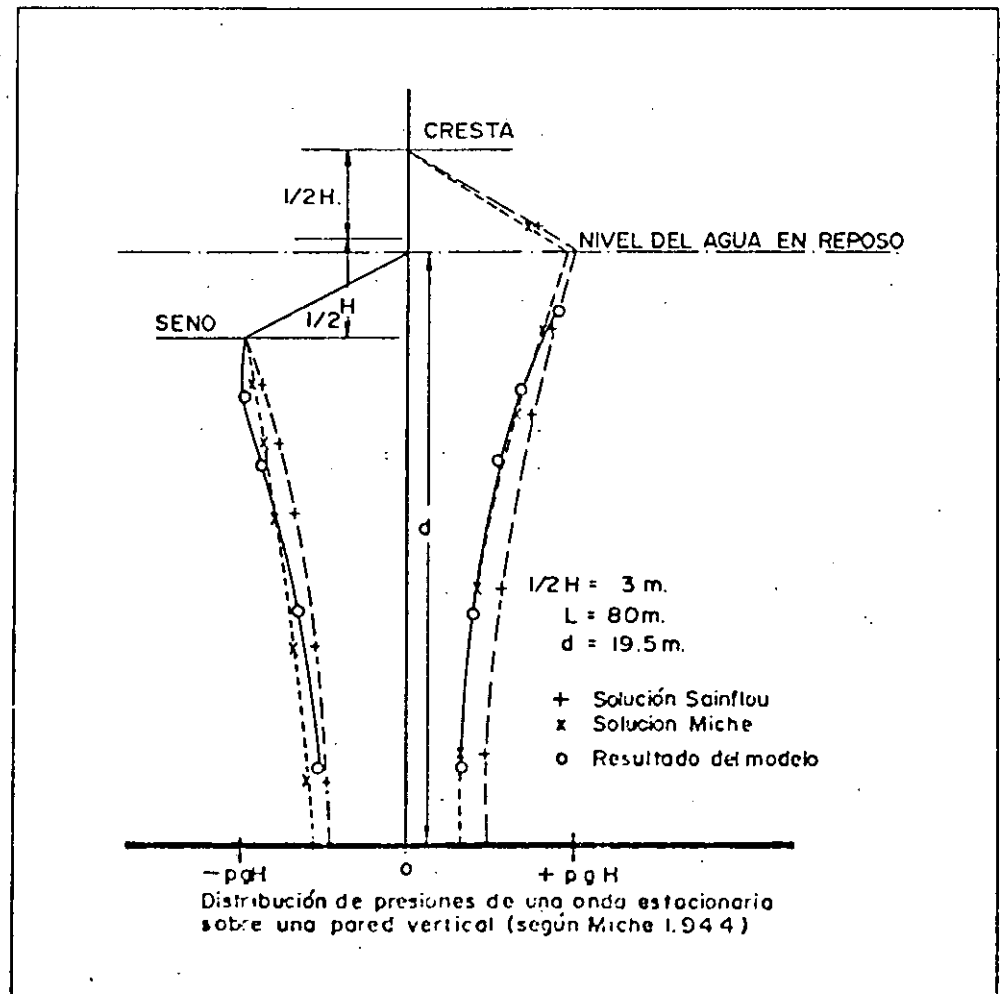
El periodo de oscilación del clapotis sinusoidal es:

$$T = \sqrt{\frac{2\pi L}{g} \operatorname{ctgh} \frac{2\pi h}{L}}$$

La sobreelevación del nivel medio en el caso de la reflexión sinusoidal se puede admitir que se aproxima a $H/2$, con lo cual la variación de la superficie libre del agua oscila entre $-H/2$ y $+3H/2$ respecto del nivel en reposo.

Presiones: en estas ondas es de mucho interés conocer la presión que se ejerce sobre el obstáculo contra el que chocan y se reflejan con el fin de poder proyectar el mismo.

Fig. 147.—Diagrama de presiones sobre una pared vertical



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

$$P = \rho g z + \rho g H \cdot \frac{\operatorname{sh} \frac{2\pi(h-z)}{L} \cos \frac{2\pi x}{L}}{\operatorname{sh} \frac{2\pi h}{L} \operatorname{ch} \frac{2\pi h}{L}} \cos \frac{2\pi t}{T}$$

siendo:

ρ = densidad del líquido.

g = aceleración de la gravedad.

H = altura de la ola incidente.

L = longitud de onda incidente.

h = profundidad.

x = distancia horizontal de la partícula líquida a la pared.

z = altura de la partícula líquida desde el fondo.

TEMA VIII

Modificaciones
de las ondas



Las ondas al irse propagando por la superficie del mar van encontrando en su camino limitaciones impuestas por condiciones de borde o de fondo que originan una modificación de su estructura. Estos son los casos de la influencia de la variación batimétrica que dará origen al fenómeno de la refracción de la onda y el de la existencia de barreras emergidas totales o parciales que dan lugar a la reflexión y difracción, respectivamente.

1. Refracción del oleaje

De la expresión de la celeridad de la onda que se obtiene por la teoría lineal del oleaje:

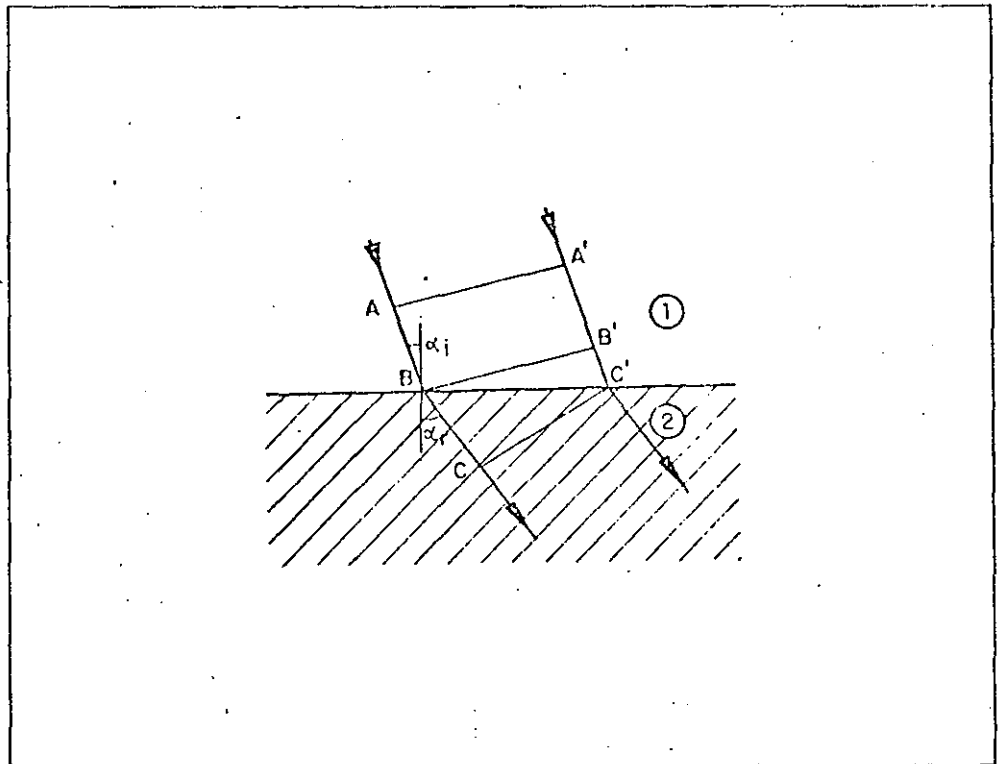
20

$$c = \frac{gL}{2\pi} \operatorname{tgh} \frac{2\pi d}{L}$$

se comprueba que la celeridad varía con la profundidad de la zona en donde se propaga. Consecuentemente se producirá una variación en la longitud de onda.

Para comprender el fenómeno de refracción que experimenta la onda se puede recurrir a su paralelismo con la refracción óptica, es decir, la experimentada por un rayo de luz al atravesar dos o más medios diferentes (fig. 148).

Fig. 148.—Refracción del rayo de luz



En este caso el rayo luminoso al pasar de un medio a otro, en cada uno de los cuales tiene diferente velocidad de propagación, sufre una desviación en su trayectoria primitiva. La distancia BC es recorrida por el primer rayo en el mismo tiempo que el segundo rayo recorre B'C' al ser la velocidad de propagación superior en el medio (2).

De la misma forma, suponiendo dos escalones de profundidad de agua, la dirección de avance del oleaje experimenta una variación debida a las distintas velocidades de la ola en uno y otro escalón.

En general, y a partir del punto donde el efecto del fondo se hace notable, aproximadamente cuando la profundidad es igual a la semilongitud de onda, los frentes de onda sufrirán cambios en su alineación que tiendan a hacerlos paralelos con los distintos escalones de profundidad representados por las líneas batimétricas.

El estudio del fenómeno de refracción ante el proyecto de una obra costera es obligado, en casi todos los casos, ya que entra a formar parte en la determinación de las características del oleaje y de sus acciones, por ejemplo:

- Es necesario para el paso de valores de altura de onda en mar profundo a profundidades finitas.
- Es el efecto que determina el ángulo de incidencia de los frentes de ola en obras o zonas costeras.
- Puede alterar las condiciones existentes en la topografía del fondo en caso de estar éste constituido por materiales sueltos.

El cálculo de la refracción de las ondas es abordable, en la actualidad, mediante métodos numéricos y gráficos. Los primeros por sí solos, no ofrecen un interés didáctico ni entran en el ámbito de este libro. Su realización suele llevarse a cabo mediante ordenador ofreciendo un aceptable grado de precisión y considerable rapidez en el caso del estudio exhaustivo de las condiciones de refracción de una zona. Combinados con la salida de un plotter pueden dibujarse; a partir de los valores intermedios del cálculo, los gráficos de refracción del oleaje.

El segundo método, el gráfico, ofrece en cambio una interpretación más fácil de los resultados con posibilidad de corrección intuitiva de los posibles errores. A continuación se exponen los dos métodos gráficos de utilización común: el de los planos de oleaje y el de los diagramas de refracción o de las ortogonales.

1.1. Método de los planos de oleaje.

Se va a exponer a continuación el método ideado por Iribarren para conocer la propagación de las ondas al pasar éstas de profundidades indefinidas a reducidas.

La hipótesis fundamental con que Iribarren opera, es la conservación del período, ya que se admite, al estudiar el modelo de onda, que el número de ellas, que pasa por dos puntos cualesquiera de la plataforma costera, en un determinado intervalo de tiempo, es el mismo.

Este método consiste en determinar la forma de propagación del oleaje, de características y orientación conocidas en alta mar, al avanzar hacia una costa determinada, en la que se conocen sus curvas batimétricas; así como la forma y orientación de la costa natural y de sus obras de abrigo ejecutadas o por ejecutar.

La notación empleada en su desarrollo es la misma que el profesor Iribarren usó en su elaboración. Su relación con la notación internacional es sencilla y la forma de paso de una a otra se ha relatado en el capítulo VII.

1.1.1. Planta del plano de oleaje en grandes profundidades

Fijada la o las orientaciones de las ondas, a considerar así como su periodo, o bien su longitud de onda, el dibujo en planta, en profundidades indefinidas, serán líneas paralelas, que representan las crestas y senos, perpendiculares a la dirección de avance de la onda considerada. Teóricamente habría que dibujar todas las líneas de crestas y senos, o sea una línea por cada semilongitud de onda (L_0). Como esto generalmente no es posible, por ser la distancia L_0 a la escala del plano muy pequeña, se toma un múltiplo, nL_0 , siendo "n" generalmente par para que todas las líneas representadas correspondan a crestas o senos. La distancia en milímetros a escala, será:

$$nL_0 \text{ (en mm)} = n L_0 \frac{1000}{E} \text{ llamada "avance", siendo E la escala del plano.}$$

El dibujo en alta mar constará de las citadas "líneas de onda" a la distancia nL_0 paralelas entre sí, y de las "normales", perpendiculares a las anteriores y a igual distancia, formando una cuadrícula, hasta que se llega a una profundidad H, siempre correspondiendo a pleamar, que sea igual o menor que L_0 .

1.1.2. Planta del plano de oleaje en profundidades reducidas

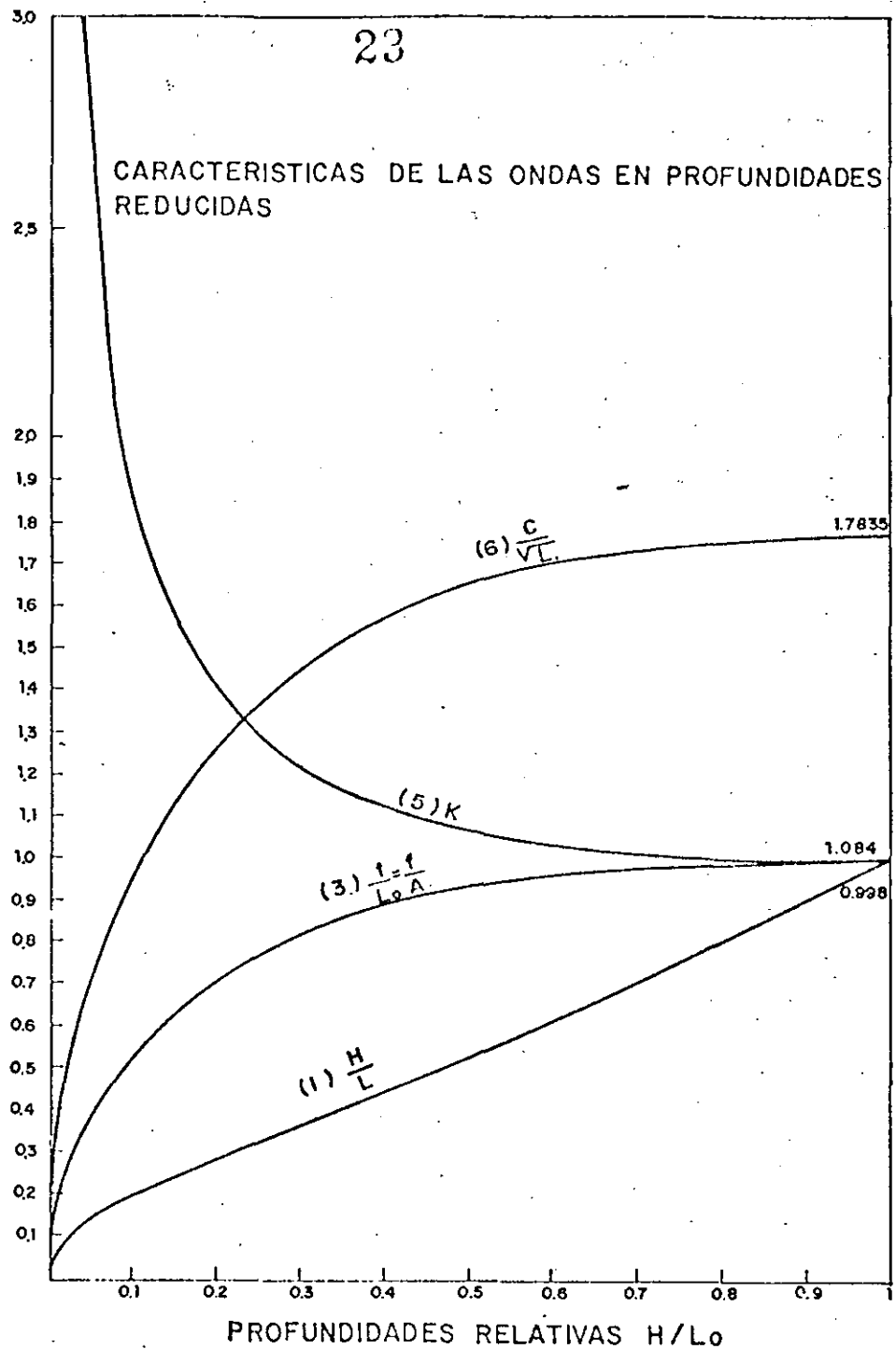
Hay que determinar la L que corresponde a cada profundidad reducida H. Para ello empezaremos por recordar que $T = T_0$, es decir:

$$\sqrt{\frac{\pi L_0}{g}} = \sqrt{\frac{\pi LK}{g}}$$

Así obtenemos la ecuación: $LK = L_0$ que junto con $K = \operatorname{ctgh} \frac{\pi h}{L}$ nos permite determinar los valores de L y K puesto que L_0 y H son conocidos.

Para mayor facilidad se ha calculado un ábaco, que se adjunta, en el que se determinan las características L, H, K, C y T, correspondientes a profundidades reducidas, en función de la relación H/L y de la semilongitud ordinaria L_0 .

Fig. 149.—Valores de parámetros. Características de las ondas en profundidades reducidas



La fórmula del avance, o sea el valor de nL en milímetros, se deduce teniendo en cuenta que: $L = L_0/K$ y es:

$$nL (\text{mm}) = nL_0 \frac{1}{K} \frac{1000}{E}$$

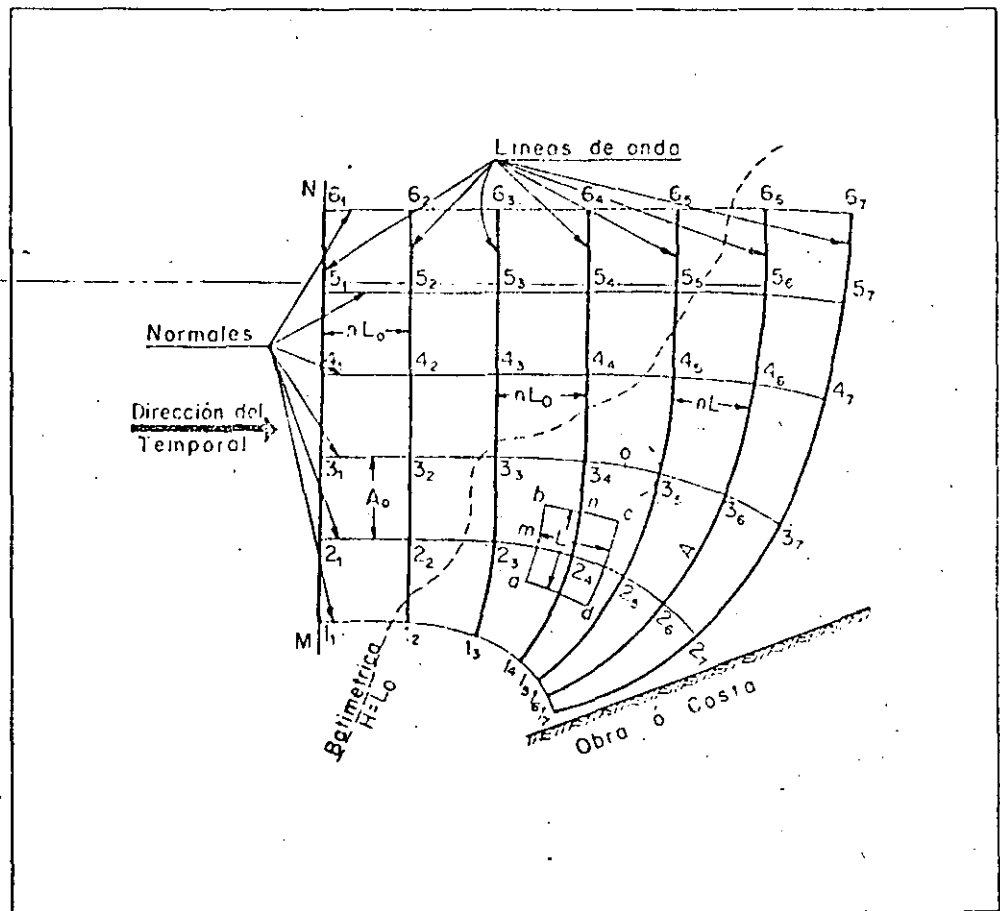
Se ordenan los cálculos de la forma que indica el cuadro siguiente, dibujando a continuación la curva que relaciona las profundidades con los semiavances con el fin de no tener que interpolar valores en el cuadro anterior:

CUADRO DE AVANCES

H	H/L ₀	I/K	Avances	Semiavances
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
Se ponen las profundidades en PMVE (m)	Columna (1) dividida por L ₀	De las tablas de Iribarren	Fórmula anterior : nL (mm)	La mitad de la columna (4)

Hay que tener en cuenta que si los planos de oleaje se dibujan para las profundidades en pleamar máxima viva equinocial, como las cartas marinas españolas reflejan las profundidades en bajamar máxima viva equinocial, habrá que sumar a dichas profundidades la carrera de marea.

Fig. 150.—Construcción gráfica del plano de oleaje



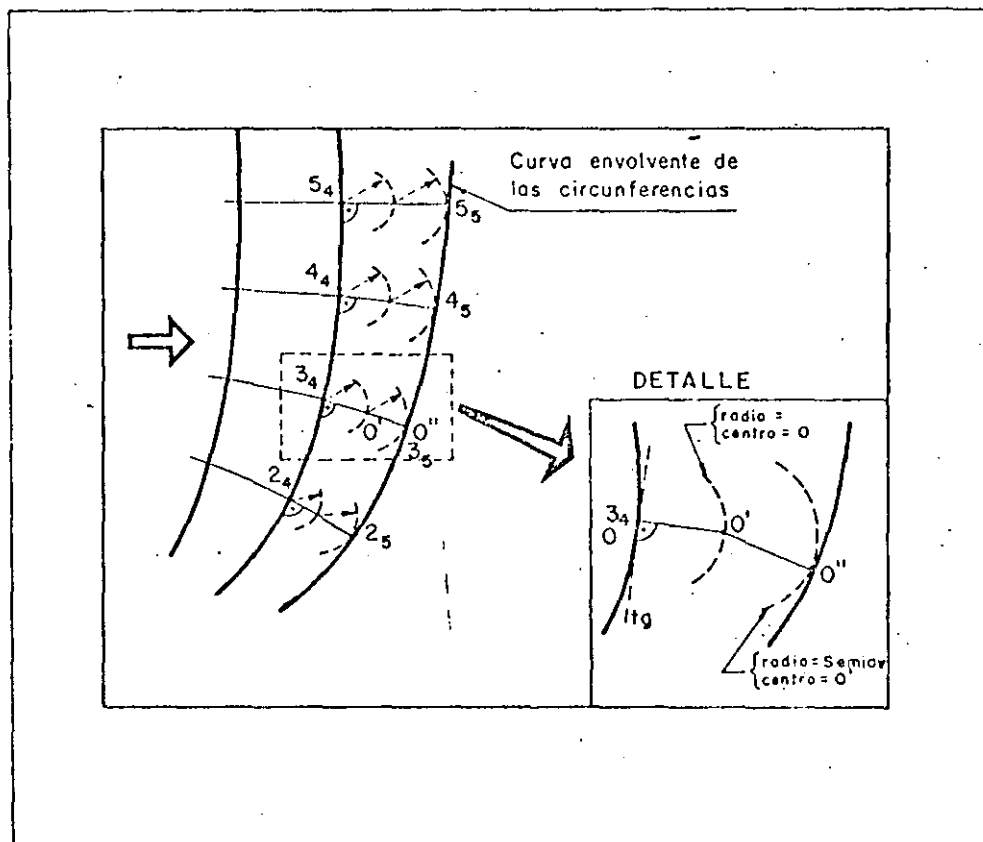
Las nuevas líneas de onda se determinan partiendo de la última línea de onda dibujada, hallando los avances que corresponden a cada uno de los puntos de intersección de normales con líneas de onda.

Los avances se hallan tomando como profundidad la del último punto. (Profundidad de 4₁ para hallar el avance 4₁4₆).

En ocasiones conviene corregir el avance obtenido inicialmente sustituyendo el valor de H del punto de partida, por la media de las profundidades de salida y llegada.

Cuando el fondo es discontinuo, la ola presenta cierta rigidez que le impide adaptarse inmediatamente a la profundidad que encuentra, por lo que se amolda a una profundidad media de una zona de cierta extensión que comprende al punto y limitada en las tres dimensiones que se llama "prisma de avance". La proyección horizontal de este prisma constituye el "cuadrilátero de avance". (Para el punto 2_4 el cuadrilátero de avance será abcd formado tomando la distancia $L/2$ sobre la línea de onda y la normal que pasa por 2_4 , en las cuatro direcciones).

Fig. 151.—Detalle de la construcción gráfica



El dibujo se hace llevando el semiavance, sobre la normal al último punto. Con centro en el extremo y radio el semiavance, se traza un arco de circunferencia. La envolvente de todos éstos arcos de circunferencia, es la nueva línea de onda. Por ejemplo: Si la última línea de onda dibujada es la $1_4, 2_4, 3_4, 5_4, 6_4$, para dibujar la siguiente se procederá como sigue: Por estar los puntos 6_4 , 5_4 y 4_4 todavía en profundidades indefinidas, su avance será el mismo que el correspondiente a esa zona. Respecto al punto 3_4 , se hallará el semiavance que corresponde a su profundidad, se lleva éste sobre la normal que pasa por 3_4 y con centro en ese punto, O , y radio otro semiavance, se traza un arco de círculo. Análogamente, se procede con los puntos 2_4 y 1_4 y la nueva línea será la recta $6_5, 5_5, 4_5$ prolongada con la curva $3_5, 2_5, 1_5$, tangente a todos los arcos de círculo trazados.

Conviene hacer resaltar que el dibujo del plano de oleaje sólo depende del periodo y dirección de la onda originaria y de las profundidades sobre las que se propaga, pues conocido dicho periodo, $2T = 2T_0$, o lo que es lo mismo, la longitud originaria: $2L_0 = 2g T^2/\pi$ y las profundidades, H , quedan determinadas todas las características de la onda, menos su altura.

1.1.3. Alzado del plano de oleaje La expresión de la energía en alta mar para una zona de ancho A_0 será:

$$E_0 = A_0 \rho g L_0 h_0^2$$

y la energía de la onda expansionada de ancho A será:

$$E = A \rho g L h^2$$

La longitud de onda va disminuyendo, por tanto al conservarse la energía, debería aumentar h . Se ha observado que h no sólo no aumenta sino que disminuye, por tanto hay una pérdida de energía por rozamiento que se compensa con la disminución de L , y se puede escribir:

$$A_0 h_0^2 = A h^2 \quad \text{Luego: } h = h_0 \sqrt{\frac{A_0}{A}}$$

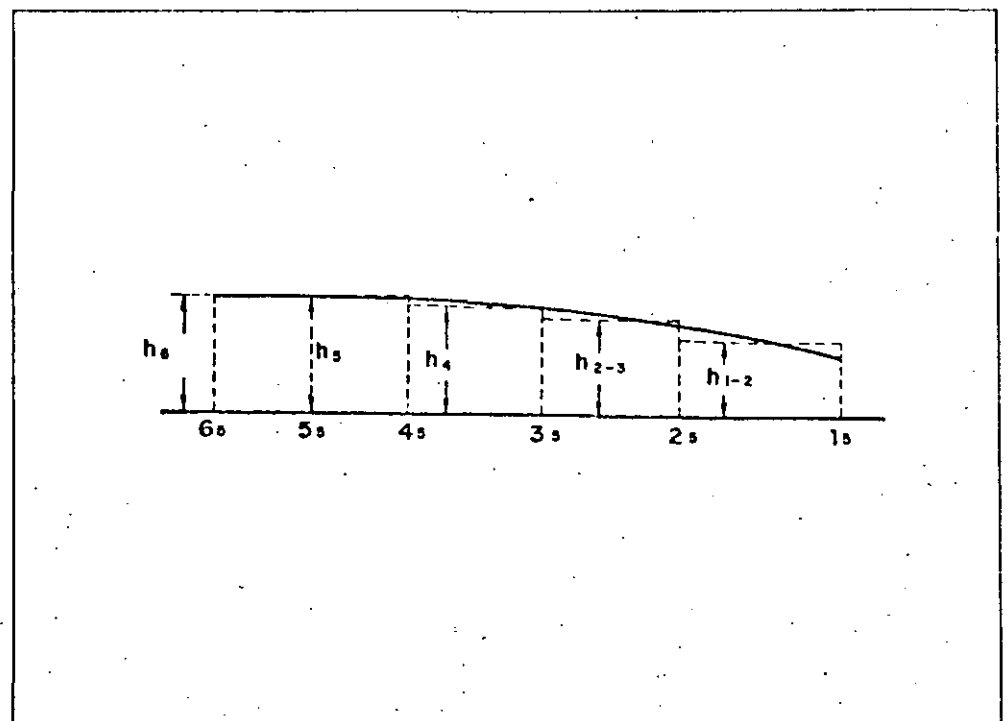
Los cálculos para hallar las alturas de ola a lo largo de las distintas líneas de onda, pueden ordenarse de la siguiente manera:

Línea de onda	Tramo	Ancho en origen (mm)	Ancho en el tramo (mm)	Altura de ola	
				En origen (m)	En el tramo (m)
6	2, 3, 4	A_0	A	$2h_0$	$2h_{2,3}$

Por este procedimiento se pueden obtener, aproximadamente, todas y cada una de las alturas medias correspondientes a los tramos en que las líneas de onda son divididas por sus normales, representando en la forma escalonada indicada en la figura las semialturas correspondientes a cada tramo.

De la forma escalonada se pasa a la forma continua, como se indica en la figura.

Fig. 152.—Alzado del frente de onda

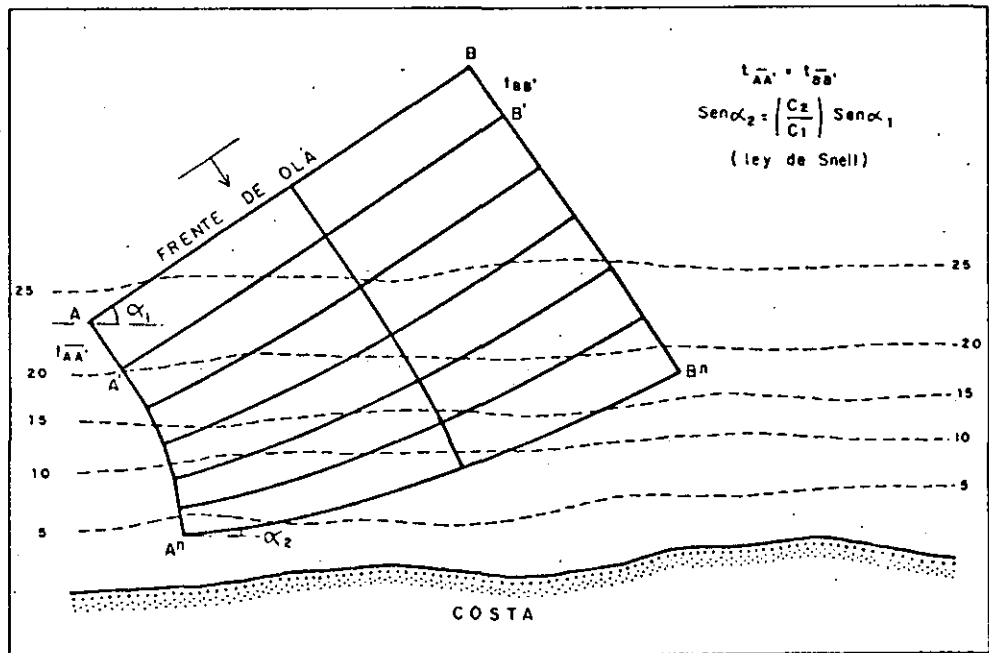


1.2. Método gráfico de refracción por batimetría.

Método de las ortogonales

Este método se basa en la ley de Snell ya que como es sabido la celeridad de una ola depende de la profundidad de agua en la zona donde se propaga. Así, si la profundidad decrece, también decrece la celeridad de la onda y por consiguiente su longitud, mientras que el periodo se mantiene constante en todo momento. Por tanto, puede observarse que en una onda cuya cresta avanza oblicuamente a las líneas batimétricas (isobatas), la parte de cresta que se mueve en profundidad mayor lo hace más rápidamente que la que lo hace en profundidades más reducidas. Esta diferencia de celeridad causa una deformación de la línea de cresta de la onda en un sentido tal que tiende a convertir en paralelas las isobatas y la cresta.

Fig. 153.—Esquema de la refracción del oleaje



El método gráfico de representación del fenómeno de refracción llamado "de las ortogonales", trata de reproducir el camino de una partícula de la cresta de una onda en su avance a lo largo de zonas de profundidad variable.

Las hipótesis de partida son las siguientes:

1. La energía comprendida entre dos ortogonales se mantiene constante.
2. La dirección de avance de la onda es la perpendicular a su cresta en cada momento.
3. La celeridad de una onda de periodo determinado solamente depende de la profundidad.
4. Los cambios en la topografía del fondo son graduales.
5. Las ondas son de cresta indefinida, periodo constante y monocromáticas.
6. Se desprecian los efectos de corrientes, vientos y reflexiones del oleaje incidente en la costa.

La realización de un diagrama de refracción por ortogonales requiere una base batimétrica sobre la cual será posible trabajar con precisión. Es, por tanto, necesario disponer de una o dos cartas náuticas de diferentes escalas, sobre las cuales dibujar las isobatas, ya que, normalmente, si se trata de aproximar el oleaje a la costa, la utilización de una carta a escala elevada hace que las profundidades menores estén muy confusas y el trabajo carecerá de exactitud. Es recomendable el empleo, al menos, de una carta náutica de escala comprendida entre 1/15.000 y 1/50.000 para el dibujo del plano de ortogonales de aproximación, mientras que para el plano de detalle pueden estar comprendidas entre 1/10.000 y 1/1.000. En cualquier caso la idoneidad de la escala vendrá dada por la separación de las diferentes isobatas.

- El primer paso es el dibujo de las isobatas o líneas batimétricas correspondientes a varias profundidades. En principio es conveniente tener en cuenta que la máxima profundidad necesaria es aquella donde:

$$\frac{d}{L_0} = 0,5 \quad \begin{array}{l} d = \text{profundidad} \\ L_0 = \text{longitud de onda} \end{array}$$

Los intervalos de profundidad a los que se dibujan las líneas isobatas pueden ser variables. A mayor número de líneas dibujadas, mayor precisión tiene el trazado de las ortogonales. Sin embargo, hay que evitar un plano excesivamente cargado de líneas que lo haga confuso. Como orientación para un caso general se puede tomar el siguiente criterio:

Profundidad (m)	Intervalo entre isobatas (m)
0 - 10	1
10 - 20	2,5
20 - 50	5
50 - 100	10
100 en adelante	25

En el dibujo de las líneas batimétricas conviene redondear las irregularidades bruscas para hacer más cómodo y preciso el trazado de la ortogonal, en la confianza de que la irregularidad cometida no afecta sustancialmente la geometría de la onda.

- Una vez preparado el plano base y dibujadas las líneas isobatas apropiadas es necesario estudiar las características del oleaje teniendo en cuenta que para cada dirección del mismo en mar profundo, α_0 , para la que se quiera trazar sus ortogonales es necesario un plano. A su vez, para cada intervalo de periodos, dentro de cada dirección, se necesita un diagrama de ortogonales o plano separado.

- El cuadro de confección del diagrama relaciona la profundidad en la que se mueve el frente de onda y la variación de celeridad en su avance.

Tal como se ha indicado, cada cuadro es válido, únicamente para un periodo determinado de onda.

CUADRO I

PERIODO T = 8 seg.				
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
d(m)	$\frac{d}{L_0}$	$\operatorname{tgh} \frac{2\pi d}{L}$	$\frac{C_1}{C_2}$	$\frac{C_2}{C_1}$
2	0.020	0.3470	1.38	0.72
4	0.040	0.4802	1.20	0.83
6	0.060	0.5753	1.13	0.88
8	0.080	0.6493	1.09	0.92
10	0.100	0.7093	1.15	0.87
15	0.150	0.8183		

La columna (1) corresponde a los valores de la profundidad de las líneas batimétricas dibujadas en la carta desde 2 metros hasta $L_0/2$.

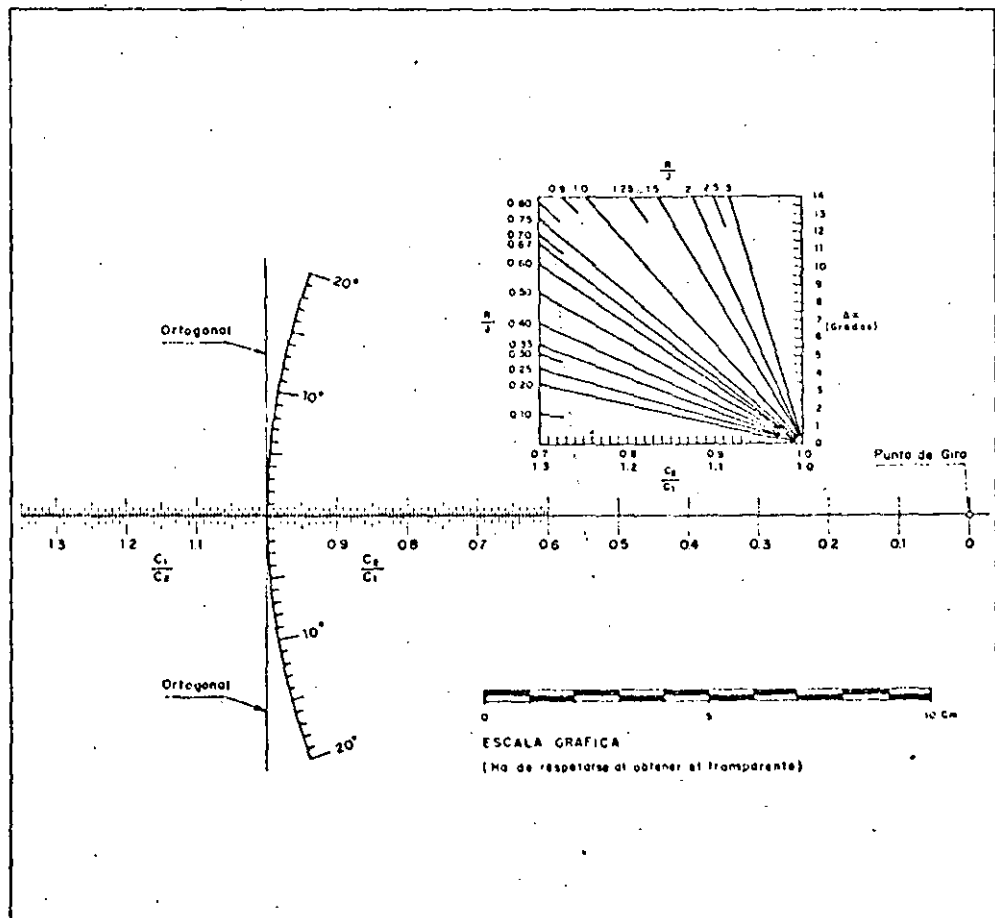
La columna (2) es la (1) dividida por el valor fijo de L_0 correspondiente al período T escogido; en este caso $T = 8$ seg.

La columna (4) se obtiene dividiendo los sucesivos términos de la columna (3).

La columna (5) es la recíproca de la columna (4).

• Sobre papel vegetal se construirá un "transparente", con la graduación y escala de la figura, que será el instrumento principal para la confección.

Fig. 154.—Plantilla transparente para la construcción del gráfico de refracción y ábaco para el cálculo con oblicuidad 80°



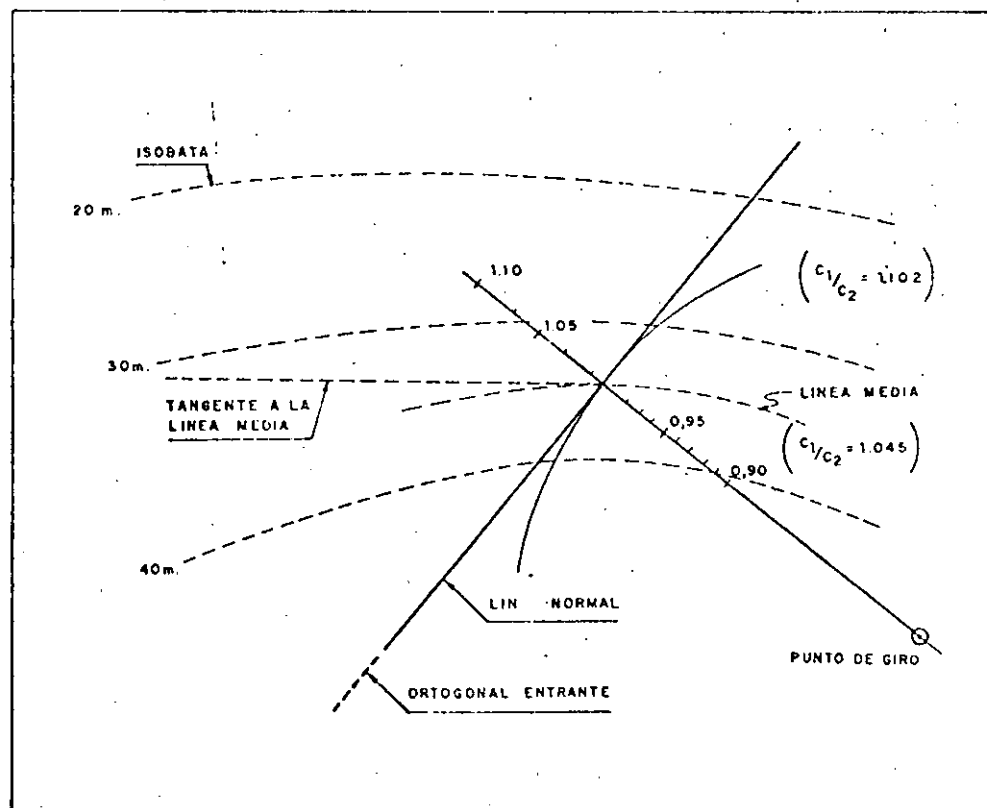
1.2.1. Procedimiento a seguir cuando el ángulo de corte α entre el frente de onda y las líneas batimétricas es menor de 80°

El primer paso es dibujar el frente de onda recto con la dirección deseada en una zona donde todavía no se haya visto afectado por el fondo y donde se estime conveniente para que una vez refractadas las ortogonales alcancen el tramo de costa que interese estudiar. De este frente se pueden sacar rayos ortogonales como se desea, si bien se recomienda que se haga a intervalos iguales.

Para trazar la ortogonal en su camino hasta la costa se han de efectuar los siguientes pasos:

1. Sacar la ortogonal de forma perpendicular, claro está, desde el frente de onda inicial hasta que intersecte la isobata más profunda.
2. Dibujar suavemente la isobata que discurre por la zona media entre las dos primeras isobatas encontradas en el camino de la ortogonal. Prolongar la ortogonal hasta dicha línea media y dibujar la tangente a esa línea por el punto de intersección.
3. Superponer el transparente de refracción de tal forma que la línea llamada *normal* esté sobre la ortogonal entrante con el punto 1.0 en la intersección de la dicha ortogonal con la línea media entre isobatas. De esta forma queda determinado el *punto de giro* (fig. 155).

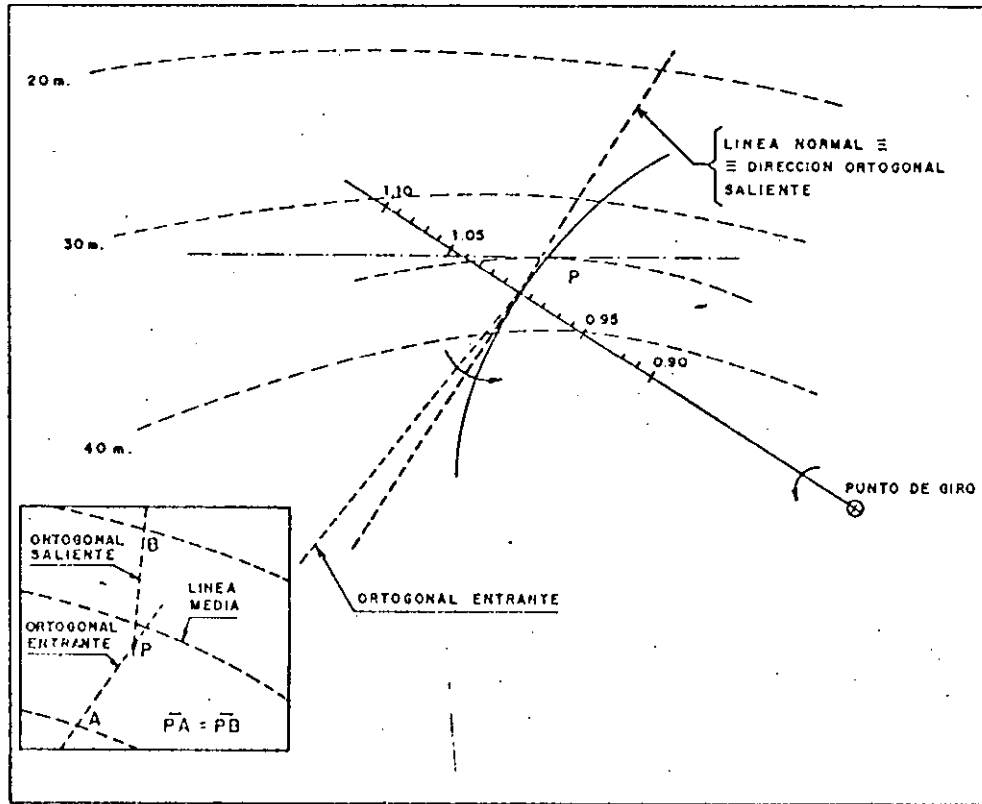
Fig. 155.—Construcción del gráfico de refracción



4. Girar el transparente alrededor del punto de giro hasta que el valor de C_1/C_2 correspondiente al intervalo —que figura en el eje del transparente y que se ha obtenido, previamente, en el cuadro— intersecte a la tangente a la línea media. La línea *normal* se ha colocado, tras el giro, en la dirección de la ortogonal saliente.

5. Construir una paralela a la dirección en que ha quedado la *línea normal* que pase por un punto B de la ortogonal entrante tal que sea equidistante a las dos líneas de nivel. Este punto, así definido, no tiene por qué estar situado en la línea media. La recta trazada es la ortogonal saliente (fig. 156).

Fig. 156.—Construcción del gráfico de refracción



6. Repitiendo los anteriores pasos para los siguientes intervalos entre líneas batimétricas se puede prolongar la ortogonal hasta su encuentro con la línea de costa.

En el proceso anterior se ha supuesto que las profundidades hasta llegar a la línea de costa son permanentemente decrecientes. Puede haber casos como: hoyas, cabos, bajos, etc. en los que la ortogonal avanza, en su camino a la orilla, por zonas de profundidad creciente. En este supuesto se emplea el mismo sistema de construcción con la única variante de utilizar la relación C_2/C_1 , en lugar de C_1/C_2 .

1.2.2. Procedimiento a seguir cuando el ángulo de corte α entre el frente de onda y las líneas batimétricas es mayor e 80°

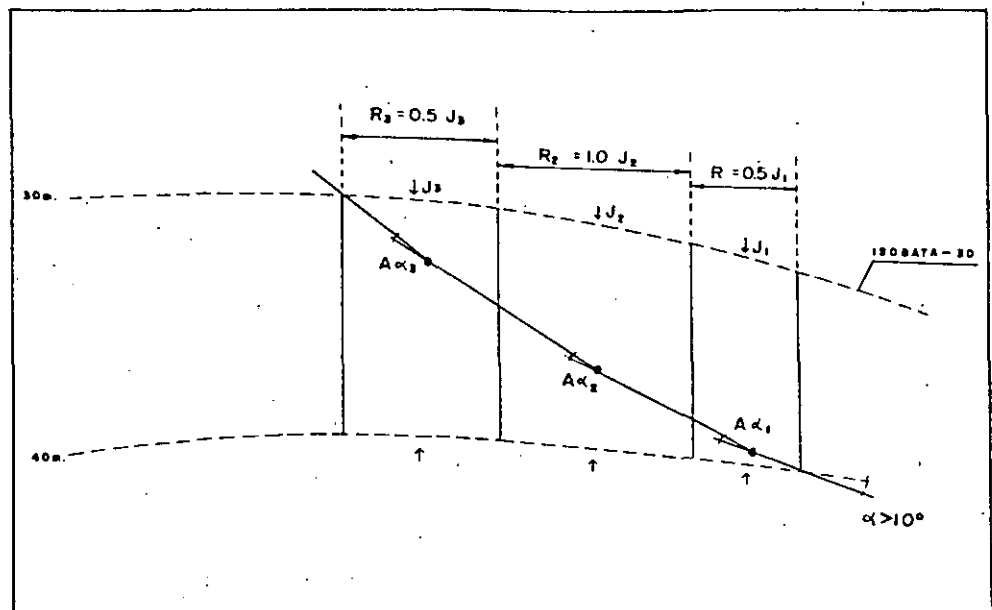
En este caso la ortogonal entrante casi no corta las líneas batimétricas sino que corre prácticamente paralela a ellas.

Se emplea entonces el siguiente método:

a) Se va dividiendo el espacio a cruzar entre las dos isobatas en segmentos de longitud R, relacionados con la separación J de las dos batimétricas en esa zona. De esta forma puede resultar $R_1 = J_1$ ó $R_1 = 1.5 J_1$ ó $R_1 = 3 J_1$ como máximo.

Si la separación entre las líneas no es constante dentro del segmento de longitud R escogido conviene tomar un segmento de longitud menor para ganar precisión. Una vez fijado $R_1 = K J_1$ ($0,1 < K < 3,0$) se acude al cuadro 1, entrando en él con el valor C_2/C_1 (¡atención, no C_1/C_2 !) y el de $K = R_1/J_1$, obteniendo un $\Delta\alpha$ que es la variación angular que sufre la ortogonal entrante en el medio del segmento R_1 (fig. 157).

Fig. 157.—Construcción gráfica en el caso de incidencia superior a 80°



b) Se traza entonces la ortogonal saliente del segmento y se vuelve a escoger un sector de longitud R_2 , operando análogamente al caso anterior.

De esta forma, con un número variable de sectores R_i se cruza el espacio entre las dos isobatas.

c) Se comprueba con la ortogonal saliente, si con la siguiente isobata forma un ángulo mayor de 80° . Si es así, se opera otra vez mediante la división en segmentos. Si por el contrario, el ángulo es menor de 80° , se vuelve al método normal de trazado de las ortogonales.

1.3. Campo de validez de los métodos gráficos de refracción Los métodos gráficos de refracción tratan de reproducir los cambios que experimenta el oleaje en su aproximación a la costa. Para su concepción se han supuesto simplificaciones importantes. Así, por ejemplo, se ha considerado que el oleaje es monocromático, es decir que las características de todas las olas son idénticas. Basta una ligera visión del oleaje real que se produce en las costas para comprobar que una ola respecto a la siguiente puede diferir sustancialmente. Igual ocurre con la suposición de que la cresta de la ola tiene longitud indefinida. En la realidad, solamente el oleaje de fondo, tipo SWELL, presenta unas crestas de alguna longitud. El de tipo SEA, por el contrario, tiene crestas cortas, desiguales y sometidas a la acción directa del viento. Su reproducción mediante los distintos métodos de refracción será muy poco efectiva.

Otra limitación de estos métodos proviene de suponer que la energía entre tubos u ortogonales se mantiene constante. De esta forma se puede llegar al punto conflictivo de los *cáusticos*. Un *cáustico* es un punto del diagrama donde las líneas normales al frente o las ortogonales se cruzan. En pura teoría, siguiendo la hipótesis adoptada, en un punto de este tipo la altura de onda es infinita, ya que no existe separación.

$$H = H_0 \sqrt{\frac{b_0}{b}}$$

$$\text{Si } b_{\text{caústico}} = 0 \rightarrow H = \infty$$

Es obvio, que esto en la realidad no sucede. La explicación reside en el hecho de que entre los tubos existe una cesión de energía que se incrementa con la diferencia de altura de onda entre ellos. Algunos investigadores han estimado que, como máximo, la altura de ola en una zona puede ser dos veces mayor que de la que se parte en mar profundo.

Análogamente las zonas con batimetría muy irregular no se prestan a estos métodos gráficos, dada la rigidez que impone las dimensiones del cuadrilátero de avance.

La utilización del método de los planos de oleaje o del método de las ortogonales viene aconsejada en cada caso por lo que de ellos se quiere obtener. El primero de ellos, desarrollado por Iribarren, presenta, comparativamente las siguientes ventajas:

- Ofrece una mejor idea de las condiciones de refracción al representarse el frente de onda en sucesivas posiciones.
- Permite la reproducción del fenómeno de difracción mediante la expansión lateral o bilateral y por tanto es apto para problemas de agitación en dársenas o zonas abrigadas.
- Permite el trazado de normales a partir de un frente cualquiera con objeto de conseguir mayor precisión en una zona determinada.
- El apoyo en normales adjuntas disminuye los errores en el dibujo de una normal.

Como inconvenientes relativos, por el contrario, se pueden citar:

- Ejecución más lenta y complicada, ya que precisa el empleo de útiles y plantillas para el dibujo de los frentes de onda.
- Poca aptitud para su dibujo sistematizado mediante ordenador. Existen numerosos programas que adaptan el método de las ortogonales al cálculo mecanizado y posterior dibujo mediante plotter.
- Imposibilidad de ejecución desde profundidades reducidas hacia mar adentro.

1.4. Ejemplo de realización de un plano de oleaje. Puerto de Mazarrón (España)

Datos necesarios:

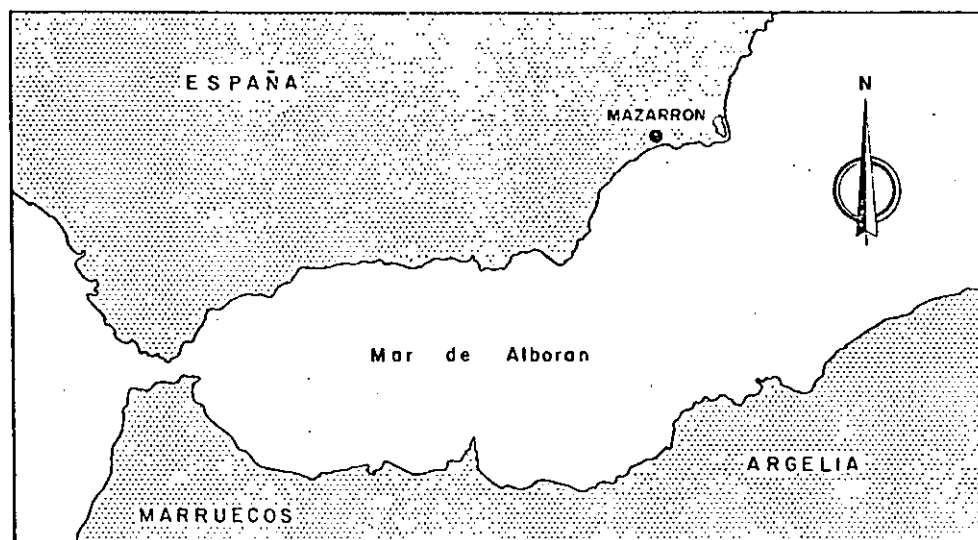
34

— Dirección del temporal: Hay que fijar la dirección o direcciones de los máximos temporales; se dibujará un plano de oleaje para cada dirección.

— Características en mar profunda de la máxima ola de cálculo posible: Fijada la dirección o direcciones del temporal, se determina por el procedimiento conocido el fetch.

Conocido el fetch, se calculan $2h_0$, $2L_0$, C_0 y $2T$ por medio de las fórmulas o tablas correspondientes.

Fig. 158.—Situación del puerto de Mazarrón



Como ejemplo práctico se va a dibujar a continuación un plano de oleaje para el puerto de Mazarrón (fig. 158). Dirección del temporal: E.40. En el plano, se calcula el fetch, que es de 222 km. Los valores de las características del temporal en grandes profundidades, son:

$$2h_0 = 4,62 \text{ m.}; 2L_0 = 187,14 \text{ m.}; 2T = 10,95 \text{ seg.}; C_0 = 17,08 \text{ m/seg.}$$

— Características de la plataforma costera desde una profundidad igual a la semilongitud de onda, $2L_0$, hasta la costa. Se utilizarán planos o cartas marinas que tengan curvas batimétricas o datos de sondas a partir de la profundidad $H = L_0$ hasta la costa, teniendo en cuenta que la profundidad tiene que estar referida a la PMVE.

En el ejemplo anterior: $H = L_0 = 94 \text{ m.}$ en PMVE.

— Se dibujan por lo menos dos planos: El primero de aproximación (en planos a escalas comprendidas entre 1:20.000 y 1:400.000) y el segundo de detalle (en escalas comprendidas entre 1:1.000 y 1:5.000).

En nuestro caso: Escalas 1:30.000 y 1:5.000.

Dibujo del plano de aproximación.—Lo primero que hay que hacer es fijar el

35

avance en mm., de acuerdo con la escala del plano, para, posteriormente, aplicando la fórmula, hallar la n correspondiente. El avance suele variar entre 15 y 50 mm.

Sigue el ejemplo anterior: Se emplea un plano a escala 1:30.000. Se fija un avance en principio de 20 mm.

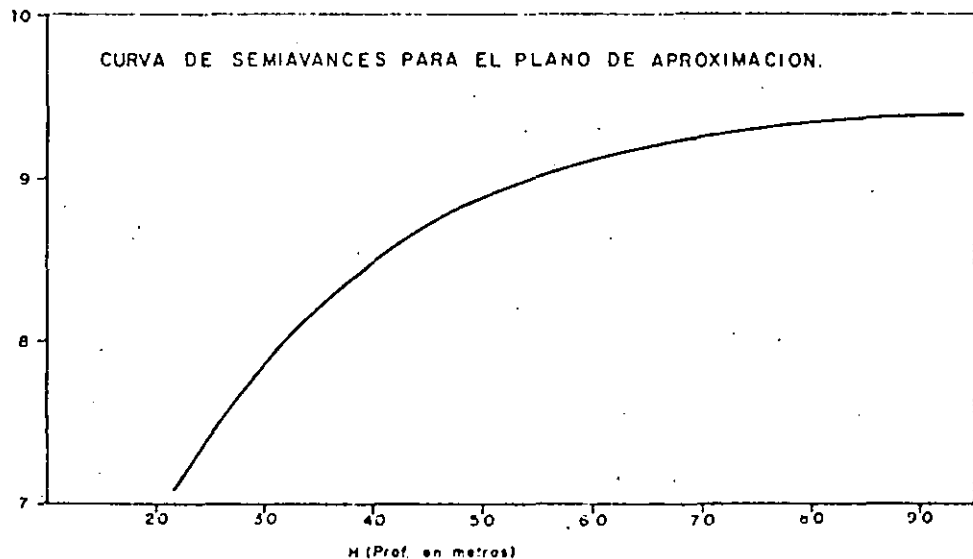
$$nL \text{ (mm)} = 20 = n L_0 \frac{1.000}{E} = n \times 94 \times \frac{1.000}{30.000} = 3,13 \times n, n = 6,39 \approx 6$$

$$nL \text{ (mm)} = 6 \times 94 \times \frac{1.000}{30.000} = 18,80 \text{ mm. (Avance en grandes profundidades)}$$

A continuación se procede a calcular el cuadro de avances desde la profundidad $H = L_0 = 94$ m. hasta la profundidad a la que se inicia el plano de detalle. En nuestro ejemplo, 30 m.

Para poder conocer rápidamente el semiavance que corresponde a cada profundidad, conviene dibujar una curva que relaciona las H con sus correspondientes semiavances (fig. 159).

Fig. 159.—Curva de semiavances. (Plano de aproximación)



36 El avance, en profundidades finitas, en nuestro caso, valdrá:

$$\text{Avance (mm)} = 18,80 \times \frac{1}{K}$$

CUADRO DE AVANCES

H	H/L ₀	1/K	Avance	Semiavance
94	1,0000	0,9964	18,73	9,36
90	0,9574	0,9951	18,71	9,35
80	0,8511	0,9910	18,63	9,31
70	0,7447	0,9831	18,48	9,24
60	0,6383	0,9687	18,21	9,10
50	0,5319	0,9436	17,74	8,87
45	0,4787	0,9253	17,40	8,70
40	0,4255	0,9018	16,95	8,47
35	0,3723	0,8720	16,39	8,19
30	0,3191	0,8342	15,68	7,84
25	0,2660	0,7863	14,78	7,39
23	0,2447	0,7639	14,36	7,18

Con estos datos se puede ya dibujar el plano de oleaje de aproximación partiendo de la cuadrícula, en profundidades grandes, formada por las líneas de onda perpendiculares a la dirección del temporal y a una distancia entre ellas de 18,80 mm y las normales a éstas a la misma distancia, hasta la batimétrica de 94 m.

A partir de aquí, a cada punto de intersección de una línea de onda con su normal, le corresponderá en el plano una profundidad finita y, a cada profundidad, un semiavance en la curva de semiavances, dibujando la nueva línea de onda y sus normales, de la forma indicada en el apartado 1.1.2. Así se llega a la última línea de onda de este plano de aproximación, que en nuestro caso es la línea de onda número XV', interpolada entre la XIV y la XV, a una profundidad media de 23 metros.

Paso del plano de aproximación al de detalle.—La última línea de onda dibujada en el plano de aproximación, se traslada por puntos al de detalle, apoyándose en puntos perfectamente identificables en ambos planos y teniendo en cuenta la nueva escala del plano de detalle.

Además del dibujo en el nuevo plano de esta primera línea de onda, hay que deducir, mediante la fórmula correspondiente, la altura de ola que corresponde a cada uno de sus tramos.

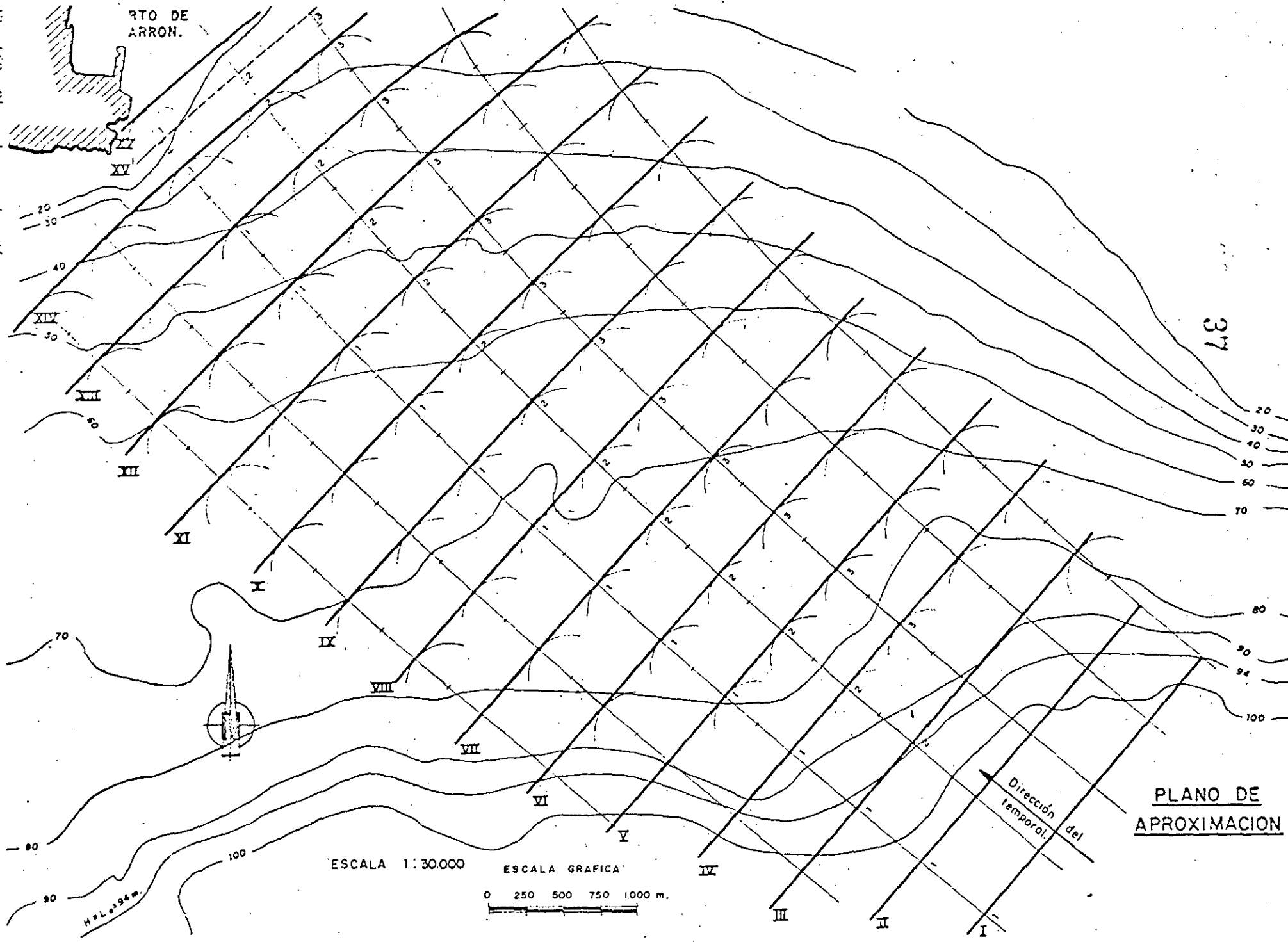
En nuestro caso:

Altura de ola en la línea de onda XV':

$$\text{Tramo 1.2., } 4,62 \sqrt{\frac{18,8}{22,5}} = 4,22 \text{ m.}$$

$$\text{Tramo 2.3., } 4,62 \sqrt{\frac{18,8}{20,8}} = 4,39 \text{ m.}$$

Fig. 160.—Plano de aproximación



37

PLANO DE APROXIMACION

ESCALA 1:30.000

ESCALA GRAFICA

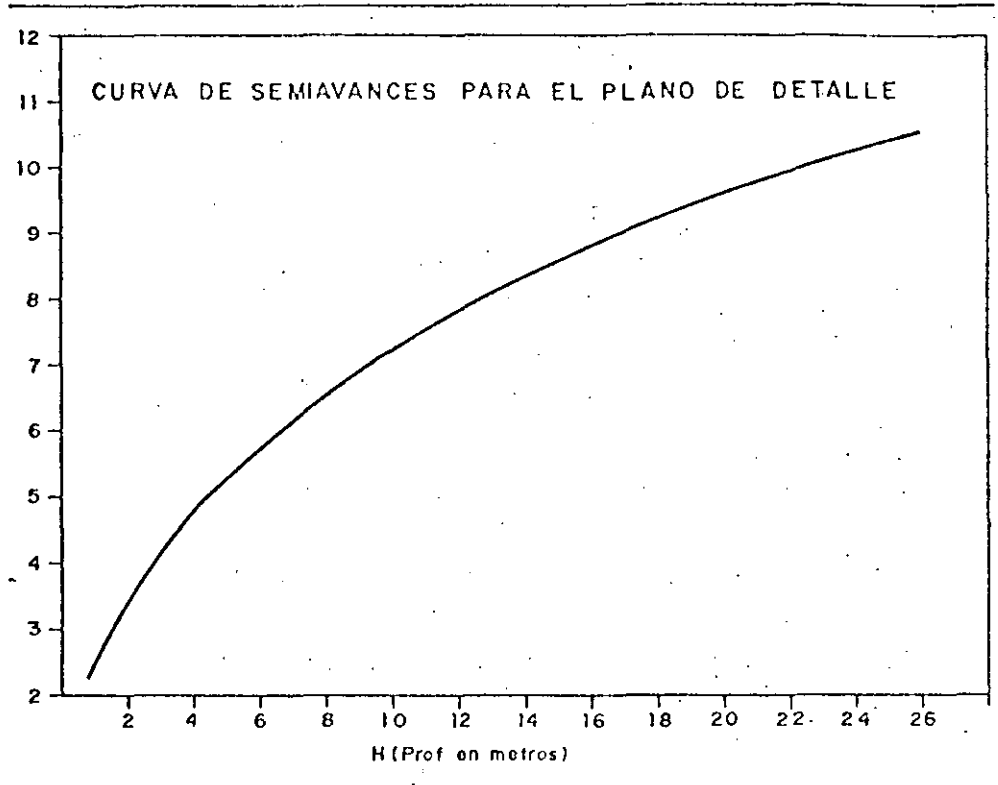
0 250 500 750 1.000 m.

Dirección del temporal.

H=L. 294m

Dibujo del plano de detalle.—Como ahora se va a trabajar en un nuevo plano a escala distinta, hay que fijar el nuevo avance y calcular la nueva n de la fórmula, rellenando a continuación el nuevo cuadro de avances y dibujando la correspondiente curva de semiavanques para este plano de detalle (fig. 161).

Fig. 161.



Continuando con nuestro ejemplo: Plano de detalle a escala 1:5.000; avance fijado en principio, 20 mm.; profundidad media de la primera línea de onda, 23 m.

Con estos datos se dibuja la curva de la figura 161 y partiendo de la primera línea de onda, XV', y con unas normales a una distancia entre ellas de 20 mm., puede dibujarse el plano de detalle siguiendo el procedimiento ya utilizado para el de aproximación. Se hace notar que en profundidades pequeñas, generalmente, se ha calculado el avance con la media de las profundidades del punto de que se parte y al que se llega.

A la profundidad de 23 m. le corresponde $1/K = 0,7639$ (ver cuadro de avances en profundidades infinitas).

$$nL \text{ (mm)} = 20 = n L_0 \frac{1}{K} \frac{1.000}{E} = n \cdot 94 \cdot 0,7639 \cdot \frac{1.000}{5.000} = 14,36 n, \quad n = 1,41$$

CUADRO DE AVANCES PARA EL PLANO DE DETALLE

$$nL \text{ (mm)} = 1,4 \times 94 \times \frac{1.000}{5.000} \times \frac{1}{K} = 26,32 \times \frac{1}{K}$$

H	H/L ₀	I/K	Avance	Semiavance
25	0,2660	0,7863	20,69	10,34
23	0,2447	0,7639	20,10	10,05
22	0,2340	0,7520	19,79	9,89
20	0,2128	0,7261	19,11	9,55
18	0,1915	0,6975	18,36	9,18
16	0,1702	0,6658	17,52	8,76
15	0,1596	0,6486	17,07	8,58
14	0,1489	0,6304	16,59	8,29
13	0,1383	0,6113	16,08	8,04
12	0,1277	0,5907	15,54	7,77
11	0,1170	0,5696	14,99	7,49
10	0,1064	0,5459	14,36	7,18
9	0,09574	0,5208	13,70	6,85
8	0,08511	0,4940	13,00	6,50
7	0,07447	0,4647	12,23	6,11
6	0,06383	0,4327	11,38	5,69
5	0,05319	0,3974	10,46	5,23
4	0,04255	0,3574	9,40	4,70
3	0,03191	0,3123	8,22	4,11
2	0,02128	0,2557	6,73	3,36
1	0,01064	0,1818	4,78	2,39

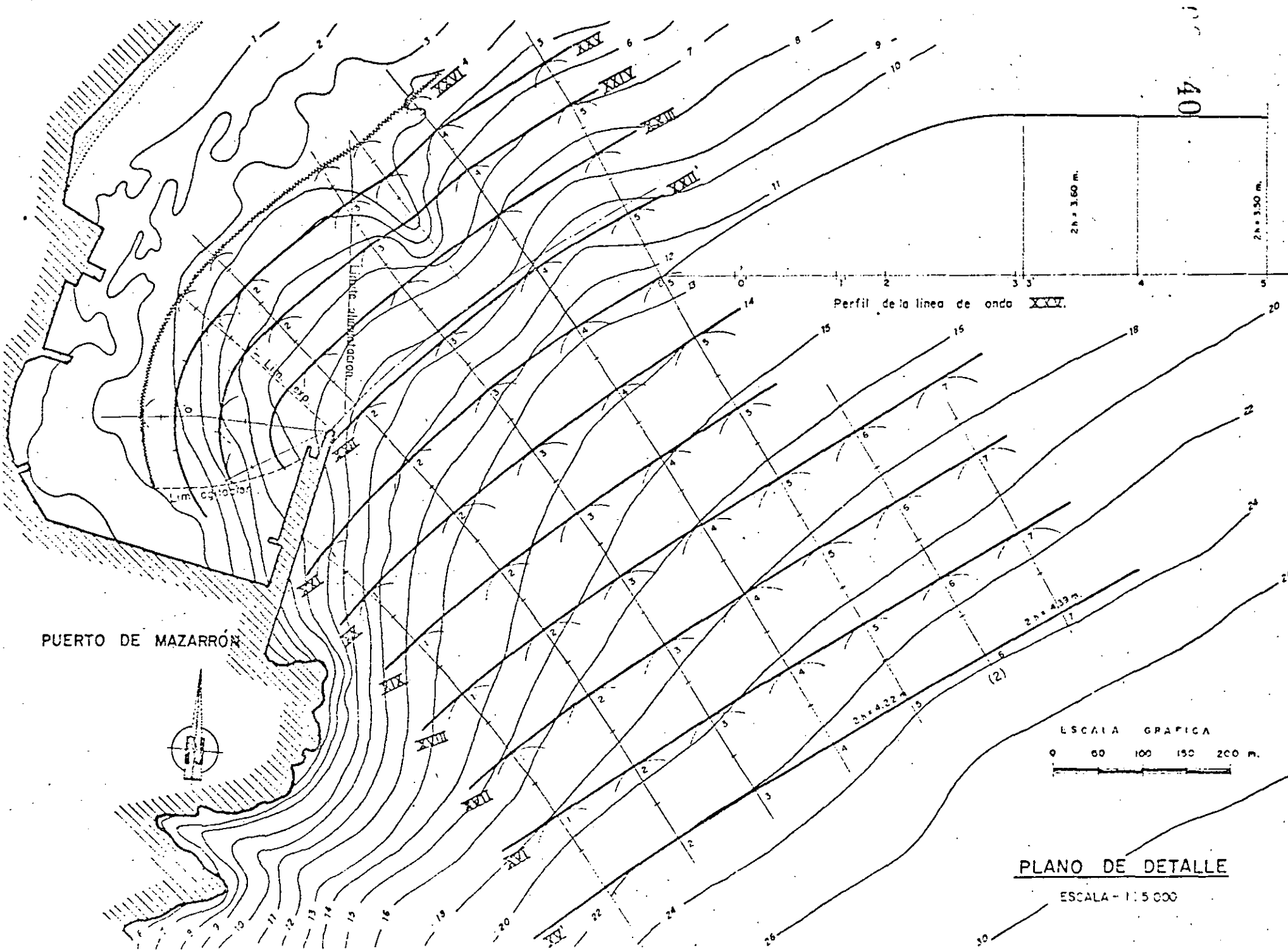
Se ha dibujado el plano de aproximación hasta llegar a la línea de onda XXII próxima al extremo del dique y se interpola la XXIII, que pasa por el extremo del dique. También se interpola la normal 1' que pasa por el citado extremo del dique.

Profundidad en el morro: 8,5 m., $H/L_0 = 8,5/94 = 0,09043$. Según las tablas de Iribarren; a ese valor de H/L_0 le corresponde un valor de $H/L = 0,1781$, luego $L = H/0,1781 = 8,5/0,1781 = 47,73$ m. y $L/2 = 23,86$ m. que es la distancia a partir del extremo del dique y sobre la línea de onda XXII' que señala el punto donde se inicia la línea límite de alimentación en la expansión lateral que se inicia alrededor del dique. La expansión lateral se dibuja de acuerdo con las normas dadas en el apartado correspondiente.

Línea de onda	Alturas de ola			Altura de ola	
	Tramo (mm)	Ancho en origen (mm)	Ancho en el tramo (m)	En origen (m)	En el tramo
XV'	1,6	—	—	4,22	4,22
XXI	1,2	20	28,5	4,22	3,54
XXI	2,3	20	24	4,22	3,85
	3,4	20	24	4,22	3,85
XXII'	2,3	20	25	4,22	3,77
	3,4	20	26	4,22	3,70
XXIV	2,3	20	27	4,22	3,63
	3,4	20	27,5	4,22	3,60
XXV	3,4	20	27,5	4,22	3,60
	4,5	20	29	4,22	3,50
XXVI	3,4	20	26,5	4,22	3,67

Al ser la altura de ola, en el tramo 3.4 de la línea de onda XXVI, de 3,67 m. y la pendiente del fondo suave (del 1 al 2 %), la ola rompe a una $H = 2,5 h = 2,5 \times 1,83 = 4,58$ m. Por tanto al estar la profundidad en ese tramo entre los 3 y 4 m., la ola rompe.

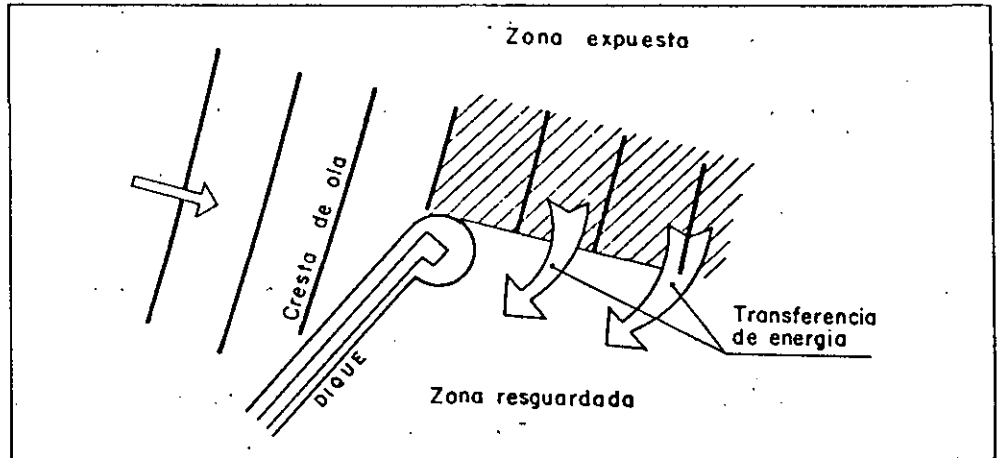
Fig. 163.—Plano de detalle



2. Difracción de las ondas

La difracción es en esencia un fenómeno de transferencia de la energía de unas zonas a otras. Se produce cuando la onda encuentra en su camino un obstáculo que impide su paso a la zona posterior del mismo. Es el caso de los diques, islas naturales o artificiales, etc. En efecto, si se supone un dique que impide el paso de la onda, se pueden distinguir varias zonas con características de agitación diferentes (fig. 163).

Fig. 163.—Fenómeno de la difracción del oleaje



De una a otra por diferencia en los niveles de agitación existe un intercambio de energía que generará en la zona resguardada una agitación de características particulares.

Es fácilmente comprensible el interés que tiene el estudio de este fenómeno para el diseño y explotación de un gran número de obras e instalaciones marítimas. La resonancia en las dársenas, las condiciones de entrada a un puerto, los aterramientos y las variaciones de las playas próximas a una obra son algunos de los casos comunes en los que la difracción del oleaje juega un papel principal.

Fig. 164.—Ría de Ortigueira (España). Puede observarse el fenómeno de difracción y sus efectos sobre las playas próximas



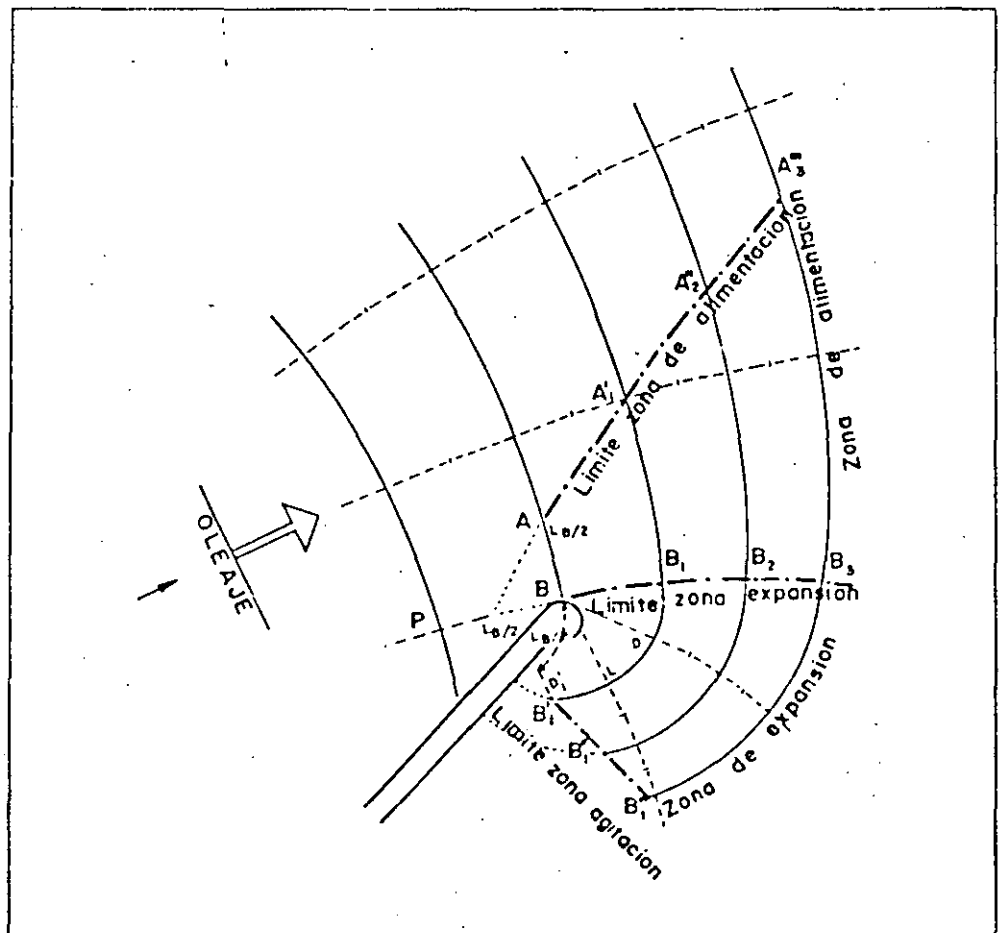
42 Continuando con la teoría de modificación del oleaje de Iribarren, se expone a continuación el estudio práctico sobre la que el propio autor llamó "expansión lateral" y que no es más que una precisa denominación intuitiva del fenómeno de la difracción. El valor práctico de este método gráfico de difracción es enorme, siendo una excelente ayuda al técnico portuario en el diseño en planta de las obras exteriores. Aún hoy en día se puede considerar superior a cualquier otro método teórico de difracción.

Esto, sin embargo, no es óbice para que en el estudio definitivo de una obra, en la que intervengan notablemente los fenómenos de refracción-difracción, sea *siempre* recomendable la realización de un ensayo experimental en modelo reducido que no precisa de las hipótesis previas simplificadoras que todos los métodos teóricos necesitan para su aplicación, sobre todo cuando existan problemas de batimetría irregular o posible formación de cáusticos.

2.1. Método gráfico de difracción. "Expansión lateral" Al igual que en el caso de la refracción las hipótesis de partida suponen una onda monocromática de periodo fijo, y de cresta indefinida, cuya celeridad depende únicamente de la profundidad de la zona por la cual avanza manteniéndose, además, la energía entre perpendiculares a los frentes.

Supóngase la existencia de un obstáculo al paso del oleaje incidente (fig. 165).

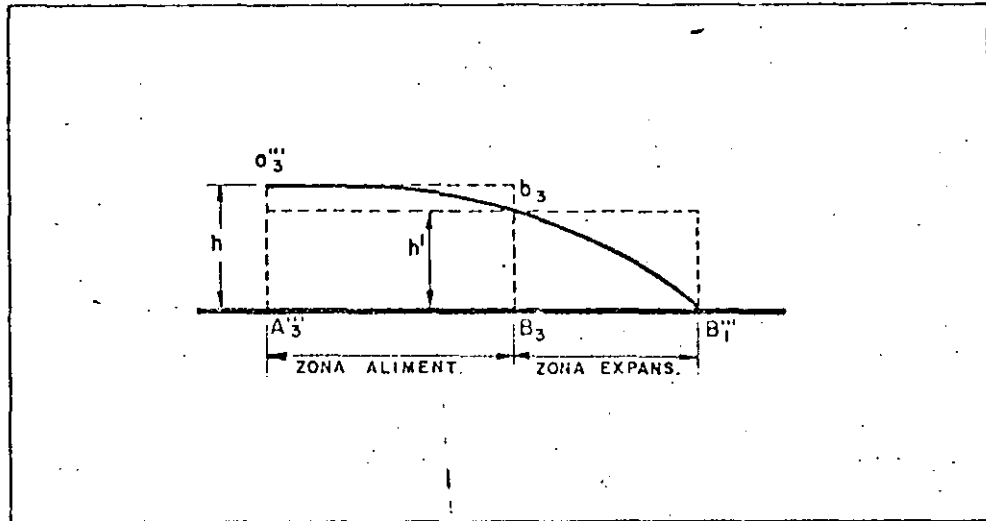
Fig. 165.—Construcción del plano de oleaje difractado



Si en la dirección BB_3 existiese una pantalla vertical, la onda continuaría su avance normalmente. La no existencia de esa pantalla es causa de expansión lateral de la onda, que agita en parte la zona BB_2B_1'' llamada zona de expansión. Las condiciones de esta expansión, según Iribarren, son:

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. 166).

Fig. 166.—



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_3} 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 la "línea de alimentación" será A, a una distancia $L_B/2$ de B. Para hallar otros puntos de esta línea límite en las sucesivas líneas de onda, se aplicará la condición general:

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

En la zona de expansión, la primera línea expansionada 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 parta de ese punto.

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

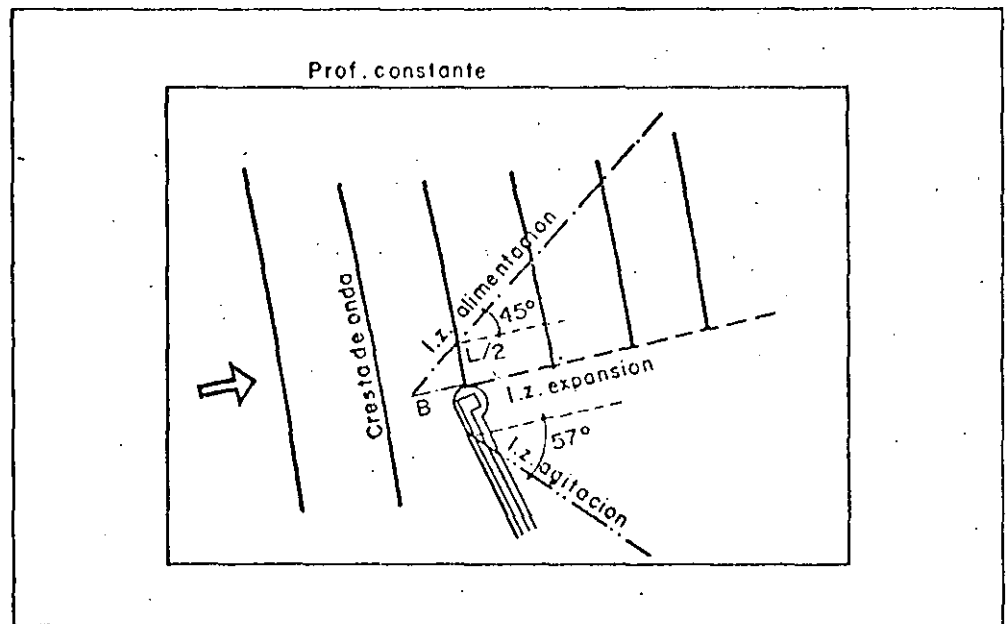
$$B_1B_1' = L_{h/2} + \text{avance correspondiente a B}$$

o sea: "ancho anterior + avance correspondiente al último punto determinado; y en general:

$$B_2B_1'' = B_1B_1' + \text{avance correspondiente a B}_1''$$

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.

Fig. 167.—



En el caso de profundidades iguales (fig. 167) 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 $L_{h/2}$ 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 $Lh/2$, forma un ángulo de un radián con la línea límite de expansión.

2.1.1 Alturas de la ola en la zona de expansión lateral

La semialtura h que tendría la onda en la zona de alimentación, si no hubiese expansión lateral, se puede hallar por el procedimiento general descrito en la expansión frontal. Ahora bien, la energía almacenada en el trozo de cresta comprendido en la zona de alimentación se derrama, extendiéndose entre este trozo y el de expansión, pudiendo calcular la semialtura media correspondiente al punto

45 donde empieza la expansión lateral —punto de la línea límite de expansión— por la fórmula:

$$h' = h \sqrt{\frac{A_3''' B_3}{A_3''' B_1'''}}$$

siendo h la semialtura *media* que tendría la onda en la zona de alimentación.

Para pasar de la representación escalonada a la continua, sólo hay que tener en cuenta que la onda es un cuarto de senoide que pasa por los puntos a_3''' , $b_3 B_1'''$.

En el caso de profundidades constantes, la longitud de las líneas de onda en la zona de expansión es igual a su longitud en la zona de alimentación y entonces $h' = h \sqrt{1/2} = 0,71 h$. Las alturas de la onda en la cuarta parte de la senoide y en sus $3/4$ serían: $0,92 h$ y $0,38 h$, respectivamente.

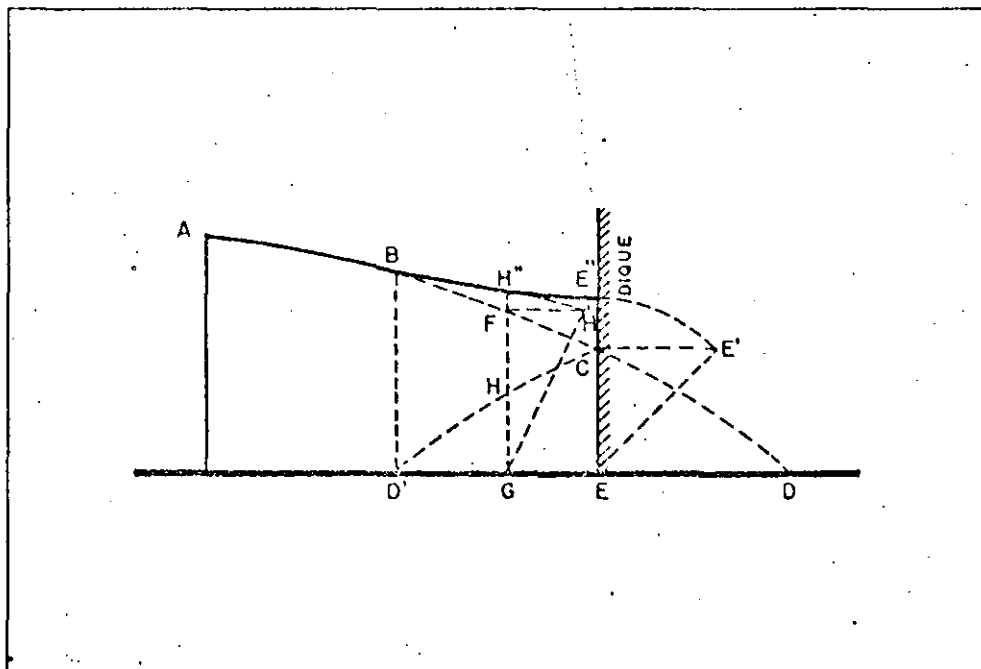
2.1.2. Expansión lateral incompleta

Si la expansión lateral no es total porque no lo permite el dique, se puede suponer la expansión total y determinar gráficamente las nuevas alturas de onda. Para ello se dibuja la onda que atraviesa el dique. (CD se abate en CD'). La acumulación de energía nos da las nuevas alturas de onda, estableciéndose la relación.

$$h_t^2 = h_1^2 + h_2^2$$

representada gráficamente en la figura por el triángulo CEE':

Fig. 168.—Alzado del frente de onda en el caso de expansión lateral incompleta



$$EE''^2 \text{ (nueva altura de ola) } = EC^2 + CE'^2$$

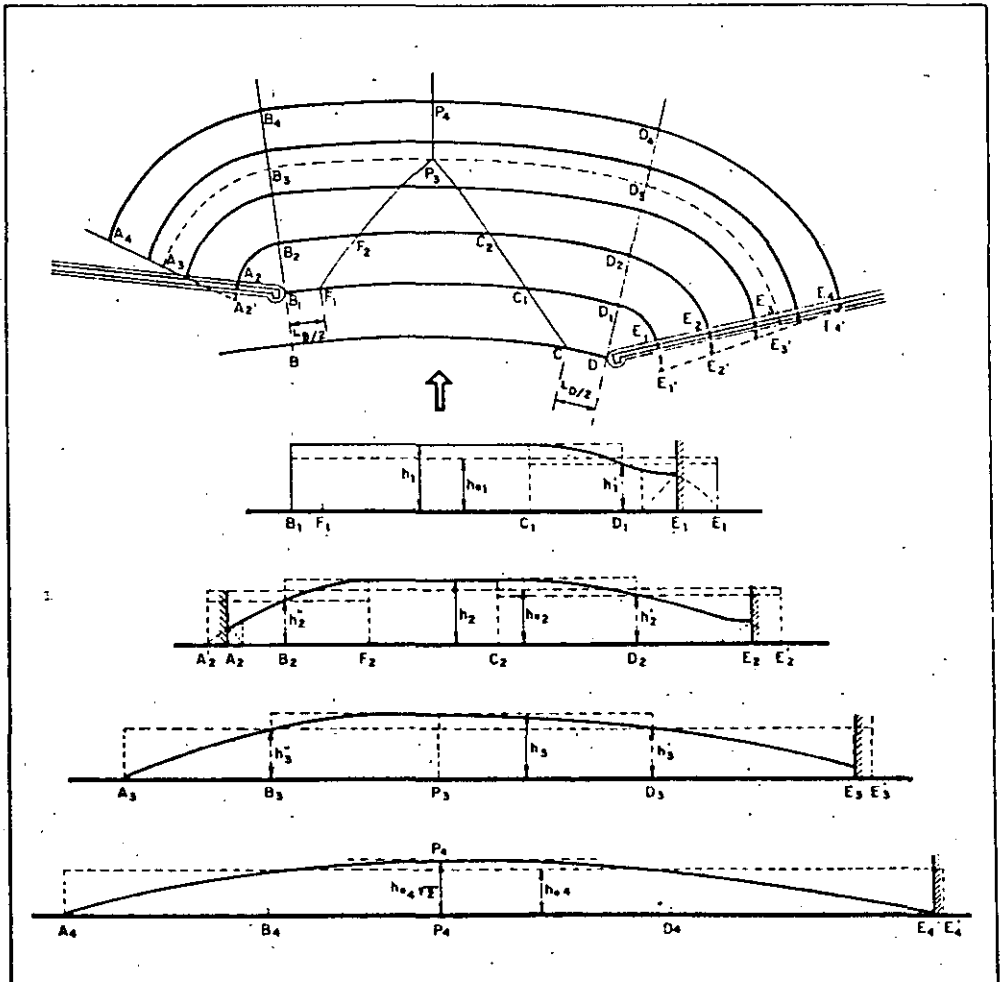
y para un punto intermedio por el triángulo FGH':

$$GH''^2 \text{ (nueva altura de ola) } = FG^2 + FH'^2$$

El punto donde se inicia la sobreelevación de la ola es el punto B, distante del dique D'E = ED.

2.1.3. Doble expansión o expansión bilateral Cuando en un puerto existen dique y contradique, se suelen producir dos expansiones laterales, completas o incompletas, que es lo que se llama doble expansión.

Fig. 169.—Doble expansión lateral (planta y alzados de los diversos frentes)



La energía que entra en el puerto está representada por:

$$B_1 D_1 \times h_1^2$$

siendo h_1 la semialtura media de la onda en el tramo $B_1 D_1$ de no existir la expansión lateral.

Por tanto la altura media o altura eficaz de la onda en el tramo expansionado $B_1 E_1'$ será:

$$h'_{e1} = \sqrt{\frac{B_1 D_1}{B_1 E_1}}$$

independiente de la altura en el punto D_1 del tramo de expansión simple $C_1 E_1'$ que es:

$$h_1' = h_1 \sqrt{\frac{C_1 D_1}{C_1 E_1}}$$

En la línea de onda $A_2' E_2'$, en la que todavía no se cortan las dos líneas límites de alimentación, se procede como si fueran dos expansiones laterales independientes, manteniéndose la altura de onda en el tramo $F_2 C_2$ como si no hubiese expansión y descendiendo según sinusoides a ambos lados.

En esta línea de onda se verifica que:

$$\text{Energía que entra} = B_1 D_1 \times h_1^2 = B_2 D_2 \times h_2^2, h_2 = h_1 \sqrt{\frac{B_1 D_1}{B_2 D_2}}$$

La altura eficaz de la ola en el tramo $A_2' E_2'$ será:

$$h_{e2} = h_2 \sqrt{\frac{B_2 D_2}{A_2' E_2'}}$$

y la altura en la línea límite de expansión en cada tramo de expansión simple, será:

$$\text{Tramo } C_2 E_2' \text{ (Punto } D_2) \quad h'_2 = h_2 \sqrt{\frac{C_2 D_2}{C_2 E_2}}$$

$$\text{Tramo } F_2 A_2' \text{ (Punto } B_2) \quad h''_2 = h_2 \sqrt{\frac{F_2 B_2}{F_2 A_2'}}$$

Al llegar la onda en su avance al punto P_3 , común a los dos límites de alimentación, las dos senoïdes son tangentes en P_3 . La altura media del tramo $B_3 D_3$ de no existir expansión, sería:

$$h_3 = h_1 \sqrt{\frac{B_3 D_1}{B_3 D_3}} \text{ que es la altura de onda en el punto } P_3.$$

48 La altura eficaz del tramo A_3E_3' será: $h_{e3} = h_3 \sqrt{\frac{B_3D_3}{A_3E_3}}$ y las alturas en cada uno de los dos tramos laterales de expansión simple serán:

$$\text{Tramo } P_3E_3' \text{ (Punto } D_3\text{): } h'_3 = h_3 \sqrt{\frac{P_3D_3}{P_3E_3'}}$$

$$\text{Tramo } P_3A_3 \text{ (Punto } B_3\text{): } h''_3 = h_3 \sqrt{\frac{P_3B_3}{P_3A_3}}$$

En las posiciones siguientes, el máximo de altura de onda corresponde a puntos como el P_4 situados en la normal de avance del puerto P_3 . La altura eficaz del tramo A_4E_4' será igual a:

$$h_{e4} = h_e \sqrt{\frac{B_4E_4'}{A_4E_4'}}$$

y el máximo de altura de la onda, teniéndose en cuenta que las dos sinusoides han de ser tangentes en P_4 y anularse en A_4 y E_4' , será:

$$P_4P_4' = h_{e4} \sqrt{2}$$

3. Reflexión

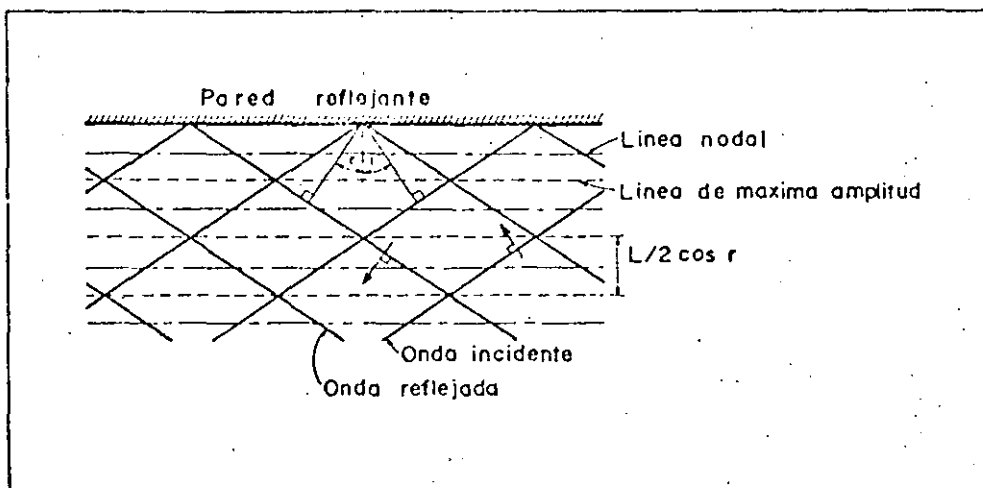
El comportamiento de las ondas tras encontrar un obstáculo en su trayectoria, ya sea una isla, un dique o la propia playa o costa, puede ser muy variado. Su energía puede sufrir las modificaciones siguientes:

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

Si bien, en teoría es posible, que la energía que incide en un obstáculo, se transforme exclusivamente según una de las tres formas, en la práctica el fenómeno suele ser mixto entrando en juego dos o tres formas de modificación al tiempo. En algunos casos de incidencia del oleaje con un dique o muro vertical el fenómeno de reflexión puede darse en forma pura, sin embargo, además de que las condiciones han de ser muy propicias siempre hay una cierta pérdida de energía por turbulencia o rozamiento. De este caso al de una playa tendida en la que la reflexión es casi nula, existe una variada gama de situaciones que hace que el estudio de la reflexión sea de gran interés dentro de las técnicas de puertos y costas.

En tres dimensiones, el caso más general puede representarlo la incidencia de una onda monocromática frente a una pared vertical recta (fig. 170).

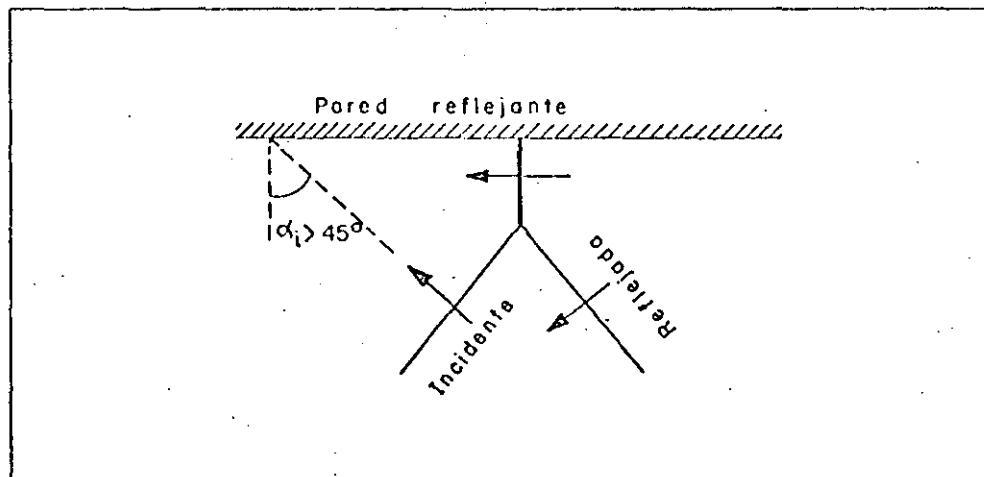
Fig. 170.—Reflexión del oleaje frente a una pared vertical y rectilínea



Aproximándose la onda incidente con un ángulo α_i , se produce una onda reflejada con ángulo α_r , que, según la teoría lineal, resulta ser igual al de incidencia. La conjunción de las sucesivas crestas y senos ofrecen un aspecto de agitación en rombos cuyas diagonales son las líneas de máxima amplitud.

Si el ángulo de incidencia α_i es mayor de 45° , se produce la llamada reflexión mach, formándose en las proximidades de la pared una onda que se traslada paralelamente a ella (fig. 171).

Fig. 171.—Reflexión mach



Desde el punto de vista cuantitativo, se va a circunscribir el estudio de la reflexión a los casos de diques o muros verticales y al de playas. Este último caso, así como los estados intermedios, como es el de diques en talud de escollera, no admiten estudios teóricos y un análisis se basa en resultados experimentales tanto en la naturaleza como en modelo reducido. Esto se debe al gran número de variables que intervienen en el fenómeno de reflexión en estos casos. No se menciona aquí, por hacerlo más adelante en capítulo posterior, las reflexiones en dársenas casi cerradas.

50 Para el estudio cuantitativo de la reflexión se emplea, como indicador fundamental, el índice de reflexión χ , que no es más que el cociente o relación entre la ola incidente y la reflejada.

3.1. Reflexiones en muros verticales

Se supone que en todo caso el muro tiene superficie lisa e impermeable. Con ello se obvian las pérdidas de energía por rugosidad y percolación.

El coeficiente de reflexión es prácticamente la unidad, con lo cual la altura de la ola reflejada e incidente es la misma. Experimentalmente se ha comprobado que χ disminuye según aumenta el peralte de la onda. Asimismo, según se va tendiendo el talud del muro, dicho coeficiente tiende a disminuir.

De la teoría lineal de las ondas se puede deducir la ecuación de la superficie del agua frente a la pared vertical.

En efecto, siendo:

$$\eta_i = \frac{H_i}{2} \cos \left(\frac{2\pi x}{L} + \frac{2\pi t}{T} \right)$$

la ecuación del perfil de onda incidente y:

$$\eta_r = \frac{H_r}{2} \cos \left(\frac{2\pi x}{L} + \frac{2\pi t}{T} \right)$$

El de la onda reflejada, por yuxtaposición de ambos y haciendo $H_i = H_r$, resulta:

$$\eta = H_i \cos \frac{2\pi x}{L} \cdot \cos \frac{2\pi t}{T}$$

que es la ecuación de la onda estacionaria cuyas características y propiedades ya se estudiaron en el capítulo VII.

3.2. Reflexiones en playas

En general, se puede decir que la reflexión en una playa depende de la rugosidad, de su permeabilidad y de su pendiente, además de la dirección y peralte del oleaje incidente.

Son escasos los resultados obtenidos para fijar valores de la reflexión en playas. Miche (1951) para el caso de incidencia normal propone afrontar el cálculo mediante dos coeficientes χ_1 y χ_2 que dependen de la rugosidad permeabilidad y de la pendiente-peralte de oleaje, respectivamente.

$$\chi = \chi_1 \cdot \chi_2$$

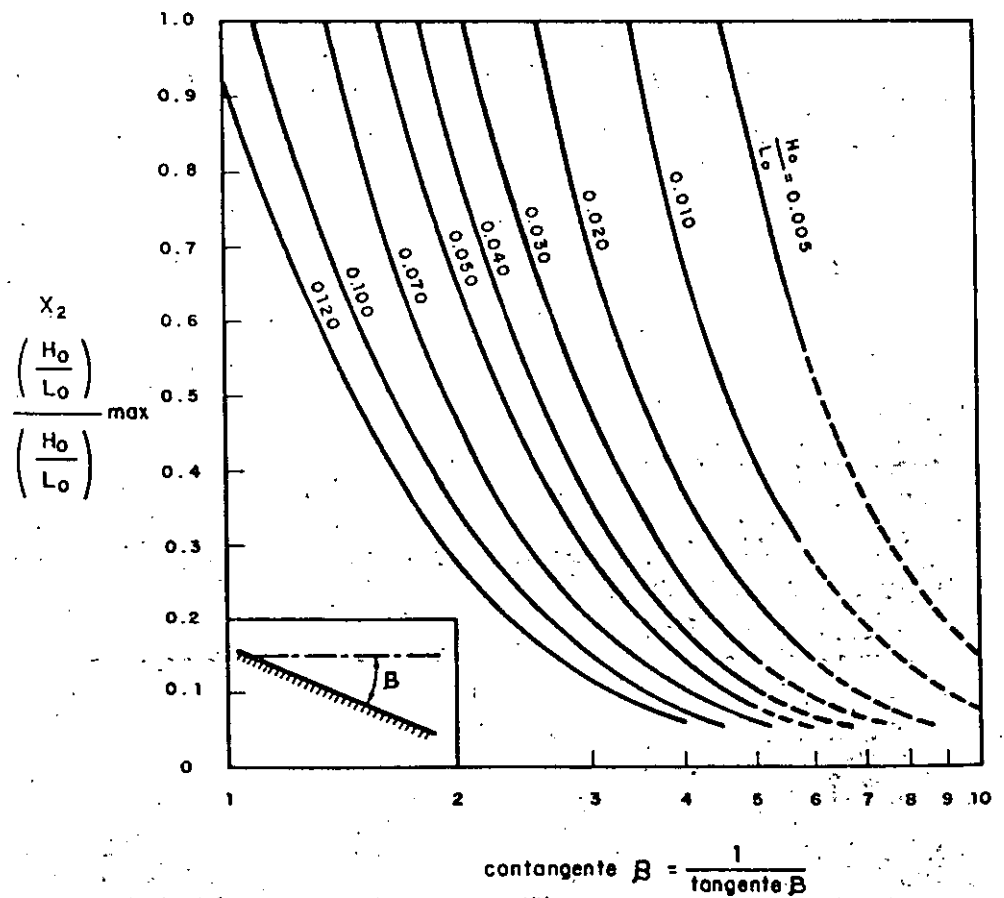
51 Los valores más ajustados son:

$$\chi_1 \begin{cases} 0.8 \text{ para playas impermeables} \\ 0,3-0,6 \text{ playas rugosas y fuerte pendiente.} \end{cases}$$

Para χ_2 se adjunta un ábaco (fig. 172) en el que se presentan los valores más significativos para distintos valores del peralte y la pendiente de la playa.

Por último es de subrayar que el intentar resolver un problema de agitación, en donde se mezclen los fenómenos vistos anteriormente con éste de la reflexión, mediante planos de oleaje, supone una pérdida de tiempo ya que la complejidad es tan grande que sólo el modelo reducido es capaz de darnos aproximaciones aceptables.

Fig. 172.—Valores del coeficiente X_2 de reflexión en playas



Variaciones del
nivel del mar



1. Generalidades

53

En capítulo anterior, al referir los movimientos del mar, se han dividido los distintos tipos de fenómenos ondulatorios atendiendo a su gama de periodos o frecuencias. Fuera ya de los límites de las llamadas ondas de gravedad, se encuentran las ondas de largo periodo, comprendidos éstos entre 5 min. y > 24 horas.

A pesar de ser, en muchos casos, fenómenos de carácter ondulatorio y periódico su apariencia real es la de una elevación del nivel del mar en zonas extensas. Este efecto se da como consecuencia de la dificultad que tiene la observación humana para apreciar el desarrollo de movimientos muy lentos.

Atendiendo a las características del movimiento y a sus causas, los fenómenos de fluctuación del nivel del mar se pueden clasificar en:

- a) Tsunamis.
- b) Resacas costeras.
- c) Resacas en dársenas.
- d) Sobrelevaciones meteorológicas.
- e) Mareas astronómicas.

Otras posibles clases de variación del nivel del mar que no se contemplan en esta clasificación podrían ser los motivados por fenómenos de tipo climatológico, tales como la variación de volumen de los casquetes polares, o los de tipo secular. La insignificancia relativa de los mismos hace que su estudio no sea necesario para el desarrollo de las técnicas ingenieriles de puertos o costas.

La predicción exacta de las fluctuaciones del nivel del mar es una operación bastante compleja ya que todos los tipos de variaciones indicados pueden ocurrir al mismo tiempo, dándose una suma de efectos parciales. Mientras que la marea astronómica puede predecirse fácilmente con antelación —de hecho existen tablas para la predicción a lo largo de los años próximos— tanto las sobrelevaciones como las resacas no pueden predecirse sino con una antelación máxima de días y en todo caso de forma poco precisas.

2. Tsunamis

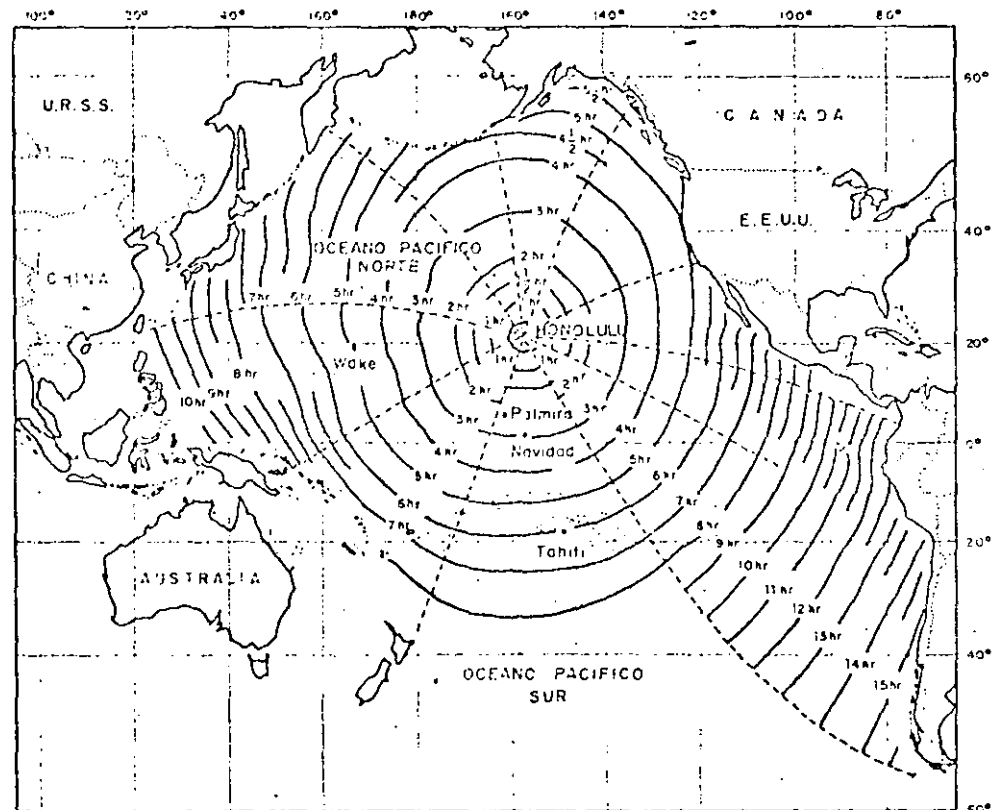
El término tsunamis, de origen japonés, engloba aquellas ondas de periodo largo generadas por perturbaciones singulares tales como terremotos, deslizamientos, erupciones volcánicas, etc. La propagación de este tipo de oleaje parte de un foco y se extiende radialmente pudiendo viajar las ondas miles de kilómetros por la superficie del océano.

A partir de observaciones reales se ha encontrado que para que se produzca un tsunami considerable, la magnitud del seísmo ha de ser mayor de $6.3 + 0.01 h$, siendo h la profundidad del foco o hipocentro.

La predicción de un tsunamis en una zona costera se basa en el hecho de que las ondas sísmicas viajan por la corteza terrestre a mayor velocidad que las olas generadas en el mar. El tiempo de trayecto de la primera ola puede estimarse mediante la expresión $C = \sqrt{gd}$. Las celeridades medias alcanzadas, pueden llegar en algunas zonas a las 500 millas por hora.

Para las islas Hawai se ha confeccionado una carta de tiempos basada en observaciones reales con los tiempos de viaje de tsunamis originados en áreas próximas (fig. 173).

Fig. 173.—Tiempo de propagación de tsunamis hasta Honolulu



Análogamente al estudio de los temporales, un análisis del fenómeno de tsunamis eficaz para el ingeniero consiste en el tratamiento estadístico de sus frecuencias. De esta forma se pueden introducir criterios de riesgo que contemplen los valores económicos y sociales de los bienes situados en la zona costera:

Para ello, se puede ajustar la distribución de probabilidades de aparición de un tsunamis con una altura de remonte (run-up) en la costa a una ley de Poisson:

$$q = 1 - e^{-n}; n = ND$$

siendo q la probabilidad de excedencia de una altura de remonte dada en D años y N el número de veces al año que una altura de remonte ha sido igualada o excedida.

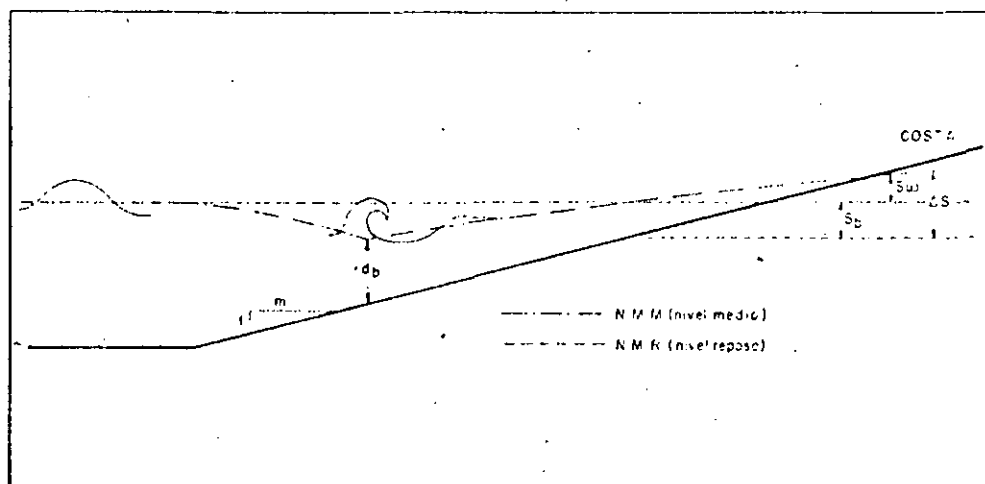
3. Resacas costeras

55

Este término en español responde al inglés de "wave set up". Consisten en una sobre-elevación del nivel del mar debido a la masa líquida empujada hacia las zonas costeras por acción del oleaje. El aumento de volumen de agua respecto del normal origina la formación de unas corrientes con sentido hacia mar adentro y próximas al fondo que evacúan el exceso de masa líquida acumulada. El área de existencia de este tipo de sobre-elevación puede circunscribirse, pues, a efectos prácticos, a la comprendida entre la línea de rompientes y la costa.

La figura 174 ilustra las variaciones de nivel en las proximidades de la costa como consecuencia de la acción del oleaje.

Fig. 174.—Sobre-elevación del nivel del mar en zonas costeras



Conforme se va aproximando la ola a la orilla, el nivel medio va descendiendo hasta llegar a su punto mínimo: d_b , en el cual la ola rompe. Al transformarse en una onda traslacional se va produciendo un arrastre de la masa líquida que hace que el nivel medio vaya subiendo hasta un valor máximo junto a la orilla, S_w , respecto al nivel en reposo (N. M. R.).

Según la notación:

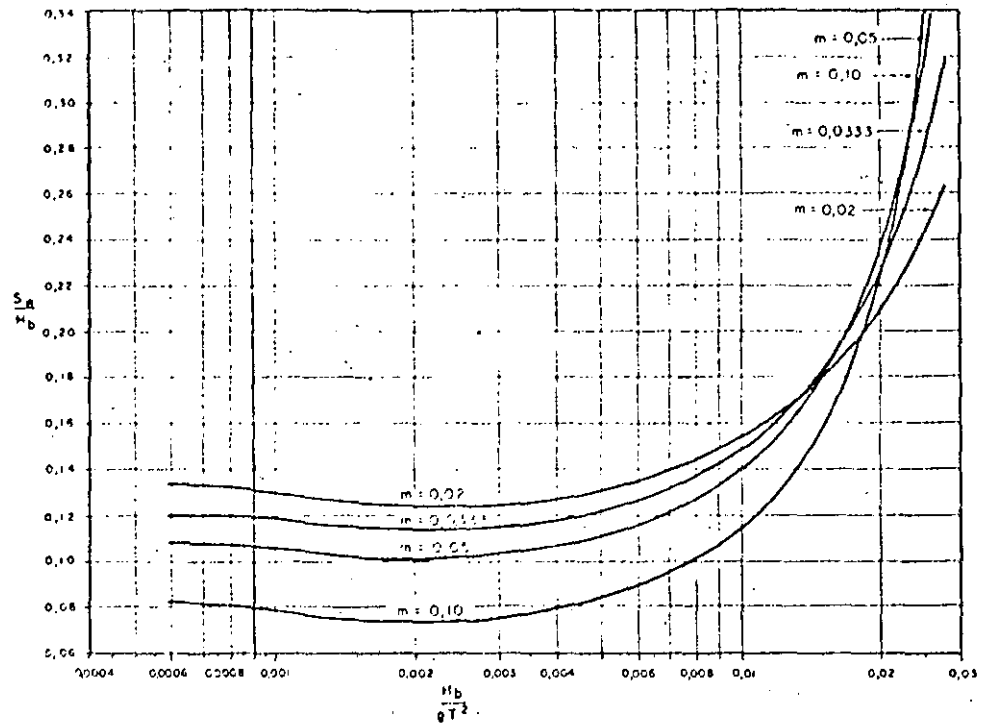
$$S_w = \Delta S - S_b \quad (\text{en valores absolutos})$$

A partir de los valores propuestos por Reid, Stewart, Longuet-Higgins y Saville:

$$S_b = - \frac{g^{1/2} H_0^2 T}{64 \pi d_b^{3/2}} ; \Delta S \approx 0,15 d_b$$

Los resultados obtenidos de estas expresiones se han recogido en el gráfico siguiente, mediante el cual es posible obtener la sobre-elevación de resaca una vez hallado, como paso intermedio, la altura de ola en rotura, H_0 .

Fig. 175.—Valor de la sobreelevación en zonas costeras



4. Resacas en dársenas

Este tipo de oscilaciones tienen lugar en dársenas cerradas o ligeramente abiertas al mar como pueden ser lagos, bahías, canales o puertos. Estas ondas son de tipo estacionario con periodos relativamente largos.

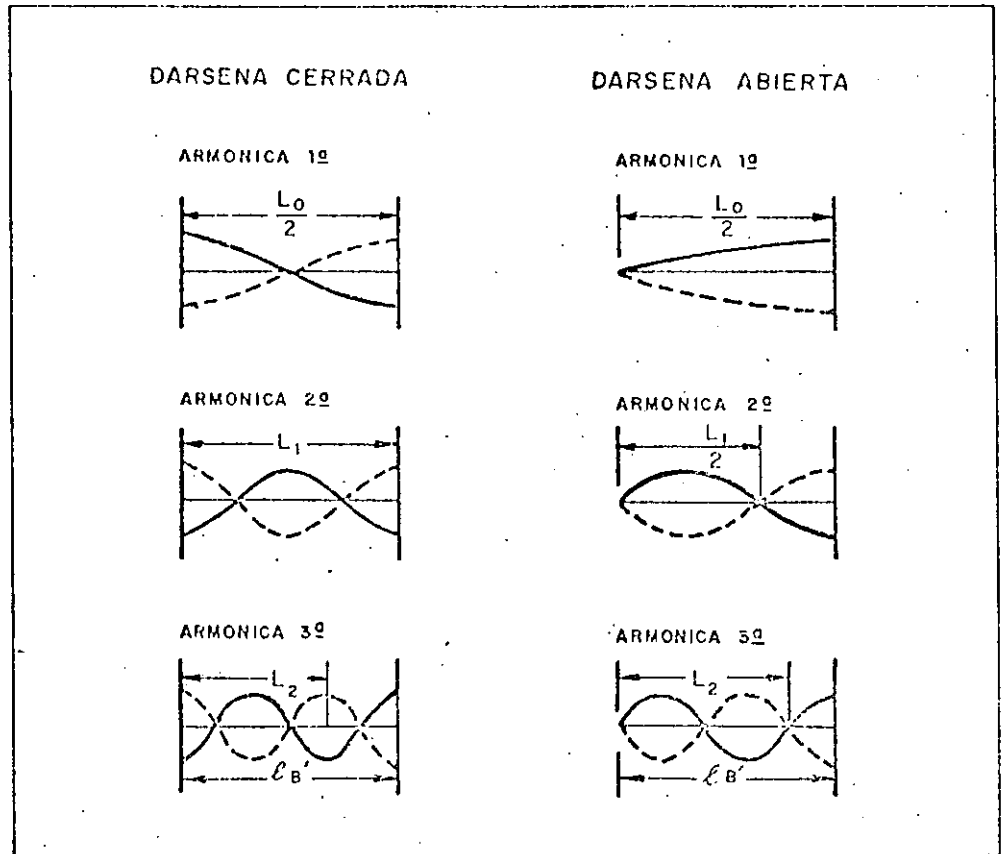
En dársenas cerradas las causas que motivan la oscilación pueden ser tanto la acción del viento como la variación de la presión atmosférica.

En dársenas abiertas y puertos la resaca suele estar generada por fuerzas cuyo periodo esté en relación con el periodo de oscilación libre de la dársena, bien por ser el mismo o por estar en resonancia.

En 1948, Iribarren, expuso su teoría acerca de los fenómenos de oscilación observados en el interior de los puertos guipuzcoanos, en los que, en ocasiones, se producían oscilaciones de 1.5 m. de amplitud. Es evidente que en pequeños puertos una oscilación de esta magnitud puede producir efectos no deseables en instalaciones y embarcaciones.

Iribarren, entonces, llegó a la conclusión de que las oscilaciones en dársenas, dada las coincidencias de periodo y diferencia de amplitudes, están originadas por la oscilación rítmica del nivel medio del mar durante los temporales amplificada por resonancia al producirse la concordancia entre el periodo de oscilación de la masa de agua contenida en la dársena y el de oscilación del nivel medio del mar.

Fig. 176.—Tipos de oscilación en dársenas



Para el tipo más simple de oscilación en una dársena abierta, rectangular, con paredes verticales y profundidad uniforme, el movimiento presenta un nodo en la boca y un vientre en el fondo de la dársena constituyendo una oscilación amplificada por resonancia de $1/4$ de longitud de onda.

El periodo libre de oscilación es:

$$T_{n'} = \frac{4L}{(1 + 2n')\sqrt{gd}}$$

siendo: L = longitud de la dársena.

d = profundidad.

n' = n.º de nodos situados entre el de la boca y el fondo.

En el caso más simple: $n' = 0$, y por tanto:

$$T_n = \frac{4L}{\sqrt{gd}}$$

El caso de ondas de resaca en dársenas cerradas puede ser tratado igualmente, a partir de la expresión general:

$$T_n = \frac{2 L_n}{n \sqrt{gd}}$$

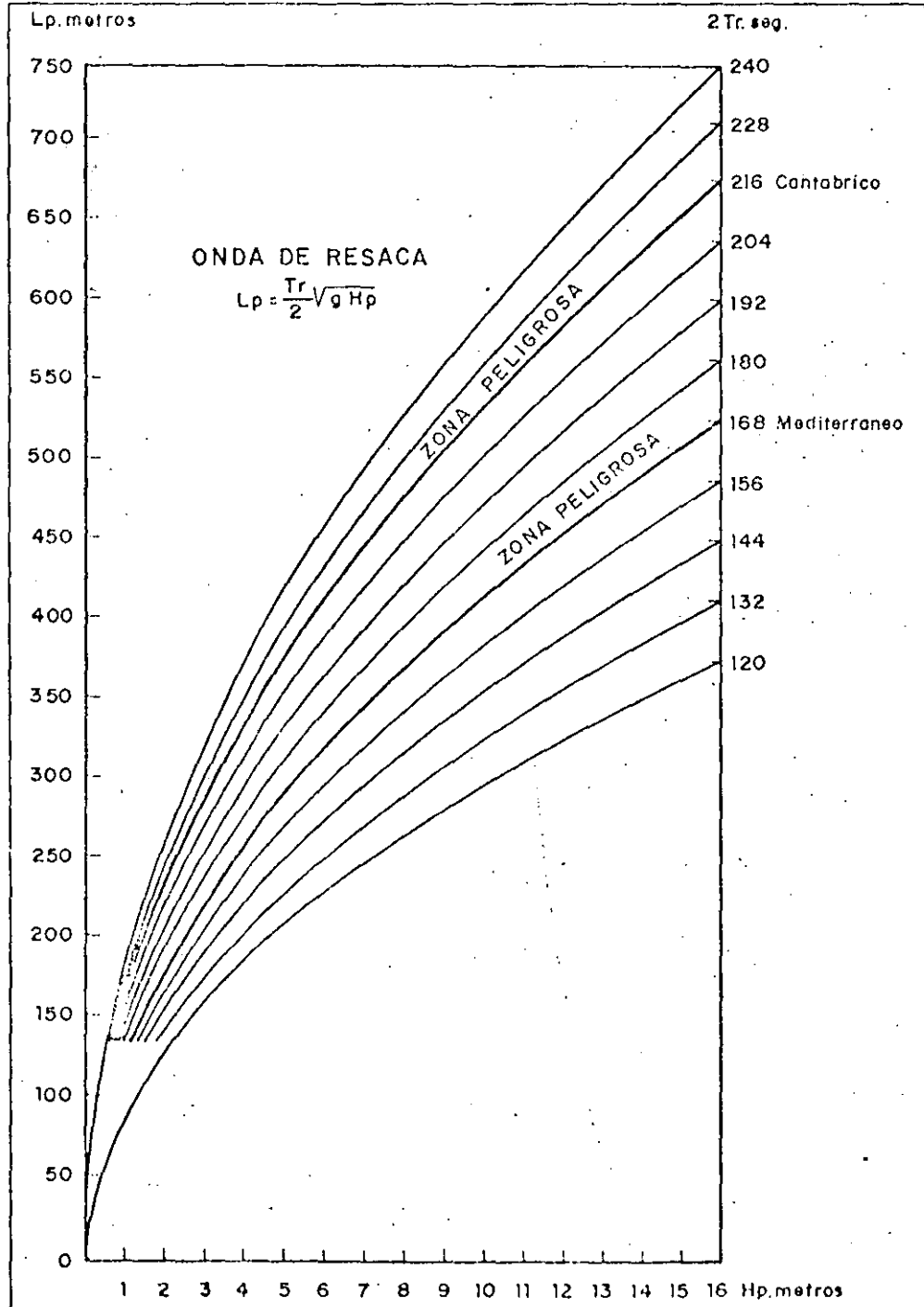
en donde: T_n = periodo de oscilación.

L_n = longitud del eje de la dársena.

n = número de nodos a lo largo del eje.

Iribarren ha recogido en un ábaco las relaciones peligrosas entre las longitudes de las dársenas, sus profundidades y los periodos de oscilación típicos en las costas españolas. (Nótese la diferente notación de las variables) (fig. 177).

Fig. 177.—Condiciones de formación de resacas en dársenas (Iribarren)



59 De las observaciones efectuadas parece desprenderse que el período de oscilación en el Cantábrico es del orden de 216 seg. durante los temporales fuertes mientras que en el Mediterráneo, en el mismo caso, está próximo a 180 segundos.

El puerto de Guetaria, en el Cantábrico, cuya dársena mide aproximadamente 300 m. de longitud, tenía una profundidad media de 2.10 m. sobre B. M. V. E. Los fenómenos de resaca que se producían cuando la marea estaba próxima a las bajamareas obligaban a los barcos a salir de la dársena. Comprendiendo que la profundidad peligrosa de la dársena era, aproximadamente, 3.16 m. se comprobó la existencia de ondas de resaca con cotas de nivel a $d = 3.16 - 2.10 = 1.06$ sobre B. M. V. E. La solución al problema consistió en el dragado de la dársena hasta conseguir una profundidad media de 3.50 m., que en efecto, hizo desaparecer el peligroso fenómeno.

Fig. 178.—Puerto pesquero de Guetaria



Un caso análogo a éste era, el del puerto pesquero de Motrico (España). Las obras exteriores de este refugio conforman dos dársenas, una exterior más grande y otra interior de dimensiones más reducidas.

La dársena exterior ($L_p = 320$ m., $d_{\text{BMVE}} = 3$ m.) sufría unas violentas resacas en situación próxima a las bajamareas que cesaban cuando el nivel volvía a alcanzar un valor medio. En el ábaco se puede apreciar que, precisamente en bajamar, la profundidad de la dársena se aproximaba bastante a la estimada como peligrosa ($d_p = 3,6$ m.).



En la dársena interior ($L_p = 260$ m., $d_{\text{HIVE}} = -0,2$ m. (descubre) la agitación extraordinaria sólo se sentía, en cambio, en situación de niveles medios de marea cuando la dársena exterior contigua no presentaba apenas oscilaciones importantes. Este hecho, era, asimismo, esperable ya que entrando en el ábaco con la longitud de la dársena, la altura peligrosa coincide con los niveles medios de marea en ese lugar ($d_p = 2,5$ m.).

En varias ocasiones se había tratado de disminuir la intensidad de la resaca con algunas obras (disminución del ancho de la bocana, rampa exterior (1932), rampa interior (1936) que con menor o mayor fortuna parcial, redujeron apreciablemente la intensidad de la agitación interior debida al oleaje, pero que no lograron reducir el "misterioso" fenómeno de las resacas. Su existencia se traducía en ondas de mayor amplitud que las del oleaje exterior y de tres minutos y medio de periodo, que provocaban frecuentemente la rotura de amarras y colisiones de los barcos fondeados en las dársenas.

En 1950 en base al estudio efectuado por el Laboratorios de Puertos de Madrid (R. Iribarren) se recomendó la ejecución de un dragado que aumentara en 1 m. la profundidad media de la dársena, que se correspondió en la práctica con una disminución muy notable de las resacas. Posteriormente en el mismo Laboratorio se complementó el estudio con una serie de ensayos en modelo reducido a escala 1/100 que desembocaron en la consecución de una solución óptima al problema. En las figuras 180 y 181, se muestran los distintos resultados obtenidos del ensayo de las tres situaciones típicas: primitiva sin dragar, con dragado a -4 m., y solución óptima futura consistente en la disposición de dos taludes de escollera 1/3 en los ángulos interiores, la regularización del fondo de la bocana y la demolición del dique de la dársena interior.

Fig. 180 a).—Ensayo de
agitación en el puerto de
Motrico. Situación primitiva

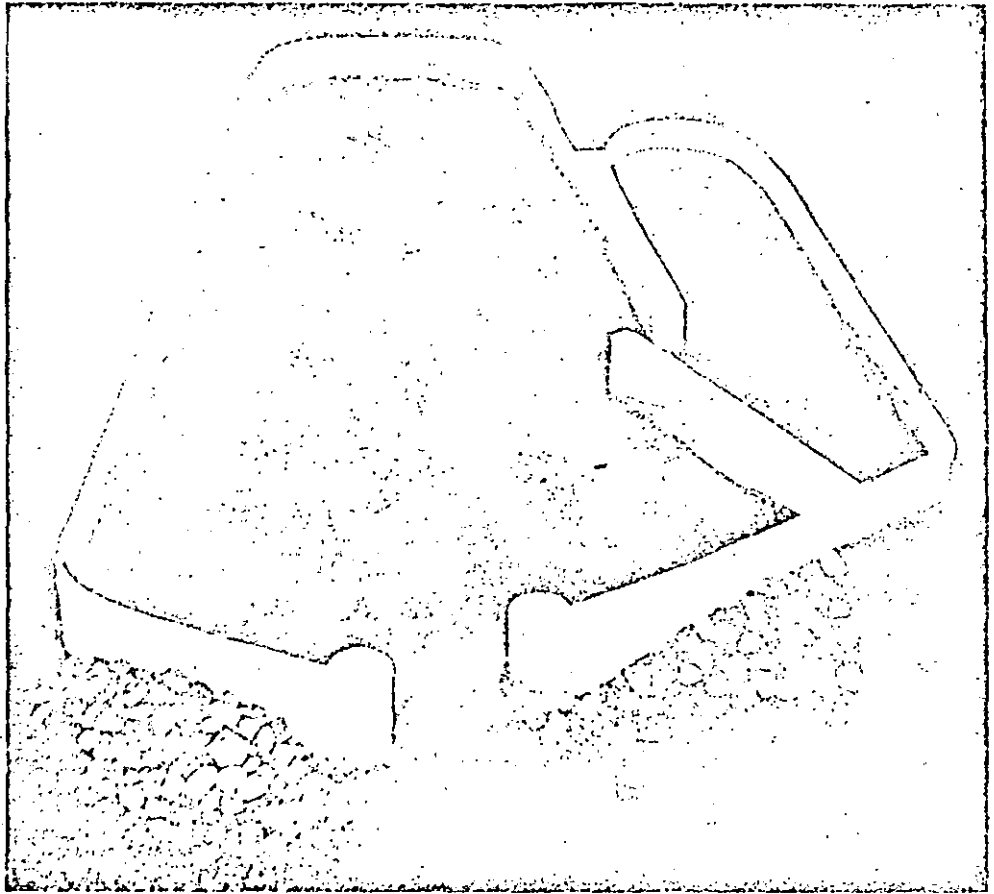


Fig. 180 b).—Ensayo de
agitación en el puerto de
Motrico con dragado
a -4 m.

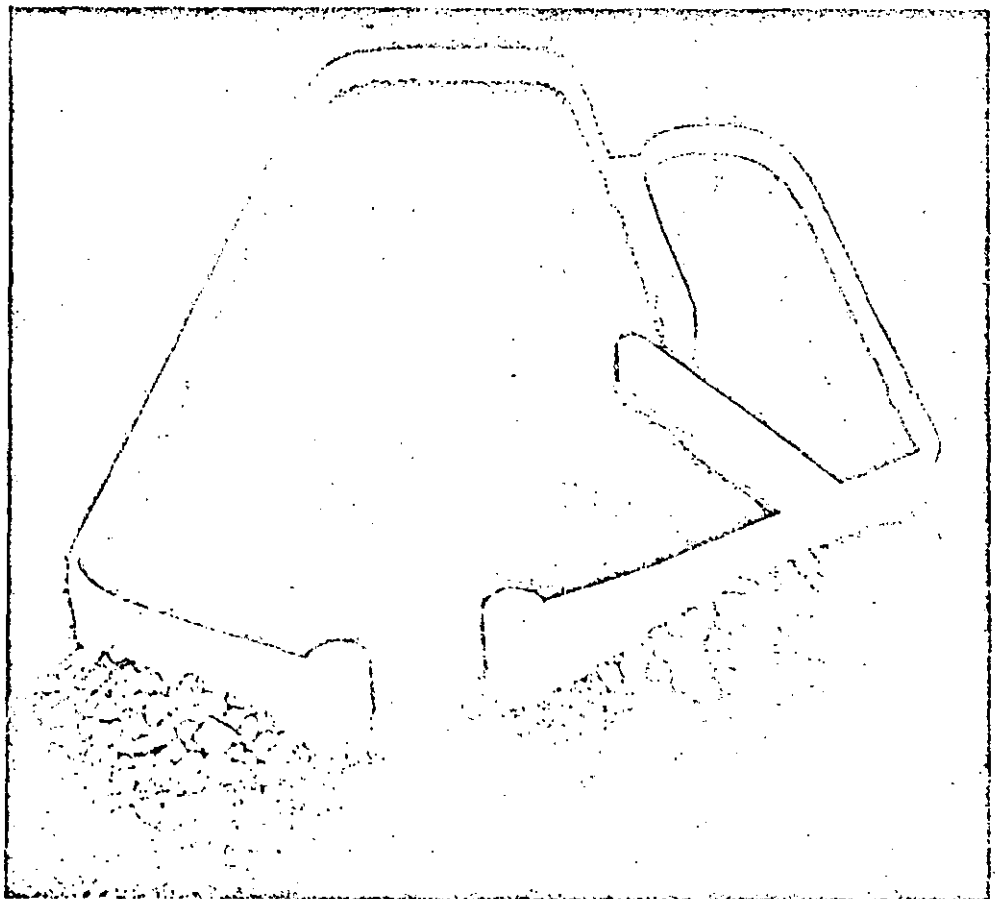


Fig. 180 c).—Ensayo de agitación en el puerto de Motrico con dragado y amortiguadores

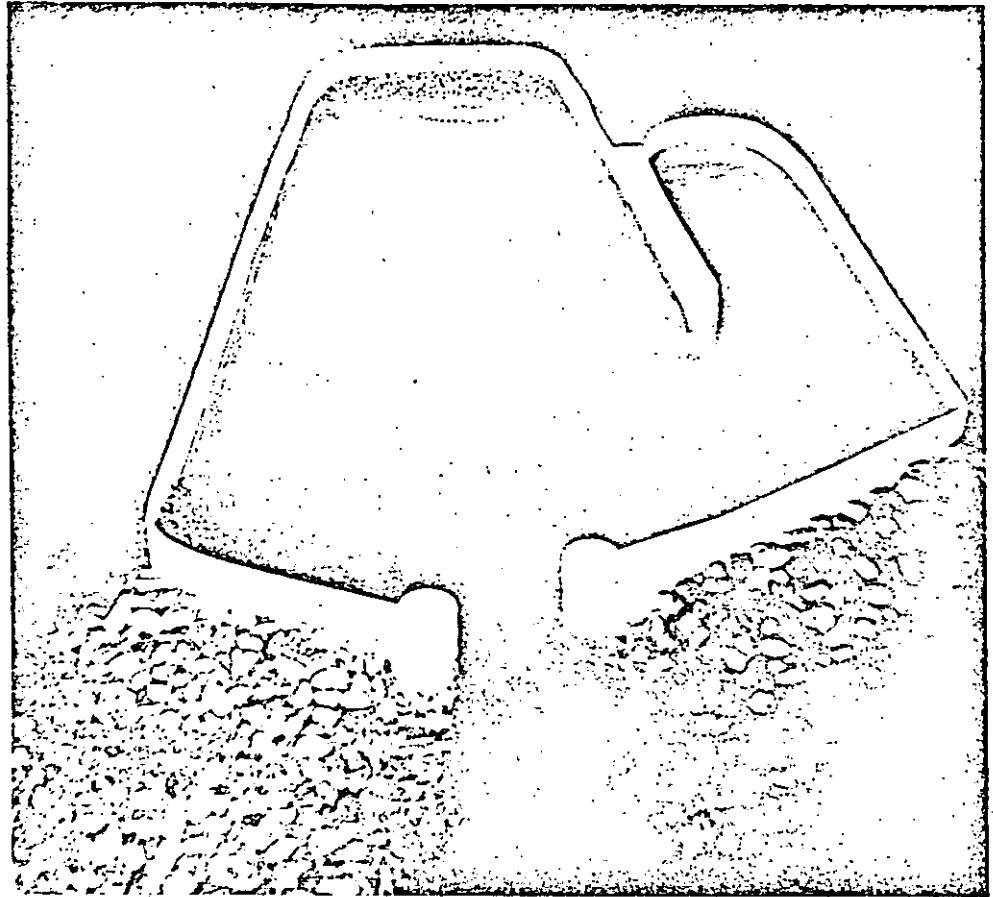
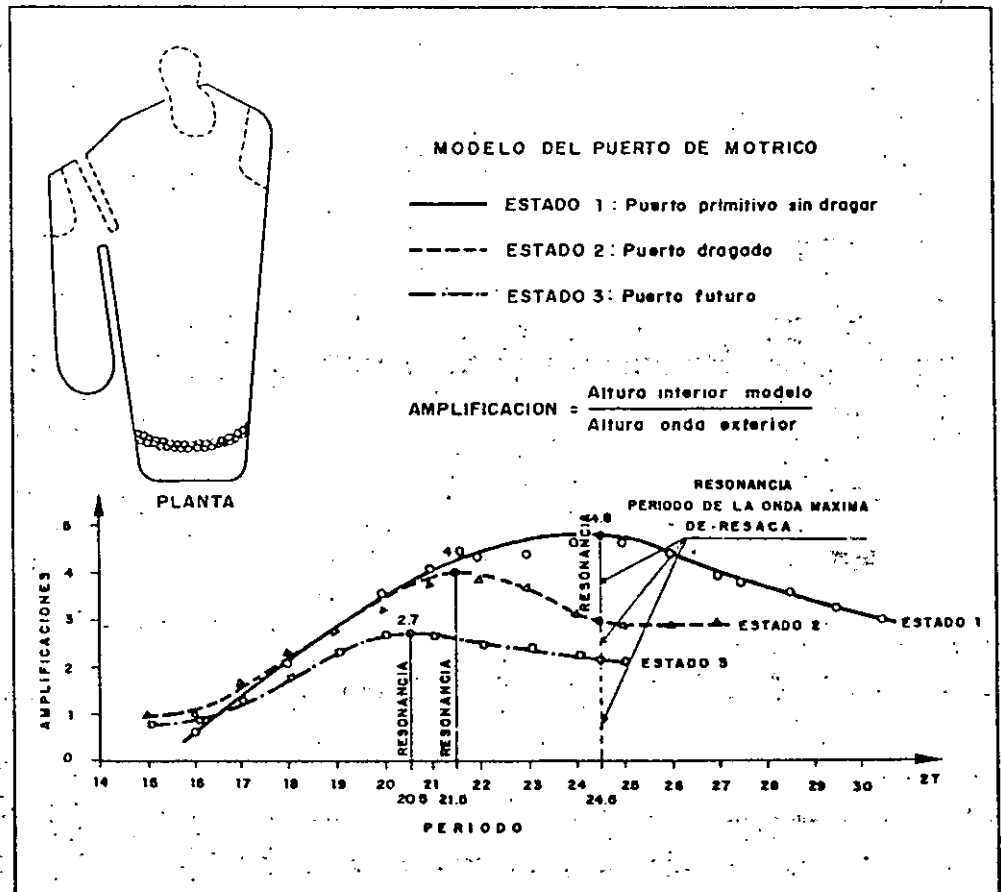


Fig. 181.—Resultados del ensayo de resonancia en el puerto de Motrico



5. Sobreelevaciones meteorológicas

63

Bajo esta denominación se engloban los cambios de niveles en las áreas costeras como consecuencia de fenómenos tormentosos producido por fuertes depresiones barométricas. El principal causante de las fluctuaciones es el viento.

El viento que sopla sobre una superficie de agua ejerce sobre ella una fuerza horizontal que genera una corriente en su misma dirección. Este desplazamiento de masa líquida se ve detenida por la costa originándose entonces una elevación del nivel del agua en esa zona como consecuencia directa del aumento de volumen de agua en la misma. La sobreelevación experimentada en el área hacia la cual sopla el viento se ve acompañada de una infraelevación, o disminución de nivel, de menor entidad en el lado desde el cual sopla.

Desde el punto de vista ingenieril, la sobreelevación tiene mucha más importancia que el descenso de nivel ya que los efectos de aquel son mucho más peligrosos y, además, se produce en las áreas costeras.

Si bien este fenómeno tiene mucha trascendencia en zonas frecuentemente afectadas por fuertes vientos de origen ciclónico o huracanado, como pueden ser las del Caribe, en las costas españolas su importancia queda muy disminuida.

Como cálculo aproximado para las costas españolas se puede utilizar una expresión referida a dársenas cerradas o mares limitados.

$$\Delta S = \frac{C W^2 F}{D} \cos \theta$$

siendo:

ΔS = la diferencia de nivel entre los extremos del fetch. (en pies).

$C = 1.165 \times 10^{-3}$.

W^2 = velocidades del viento (millas/hora).

F = longitud del fetch (millas).

C = profundidad media del fetch (pies).

Se puede apreciar que la profundidad de la plataforma costera influye inversamente en la sobreelevación que pueda producirse. En las costas, con una extensa y elevada plataforma continental sumergida las sobreelevaciones que se puedan producir han de tenerse en cuenta. Como medida oportuna al proyectar una obra marítima en la costa, si no se realiza ningún cálculo específico, convendrá aumentar la variación del nivel del mar en una cierta cantidad para absorber la posibilidad de que coincidan fuertes temporales en momentos de marea astronómica alta. En las costas españolas es recomendable un aumento mínimo de 20 centímetros.

6. Mareas ⁶⁴ astronómicas

Las mareas son movimientos periódicos de elevación y descenso del nivel del mar debido a las atracciones gravitatorias que ejercen la Luna, el Sol y los demás cuerpos astrales. Su intensidad está en íntima relación con las posiciones relativas que el Sol y la Luna tienen respecto a la Tierra.

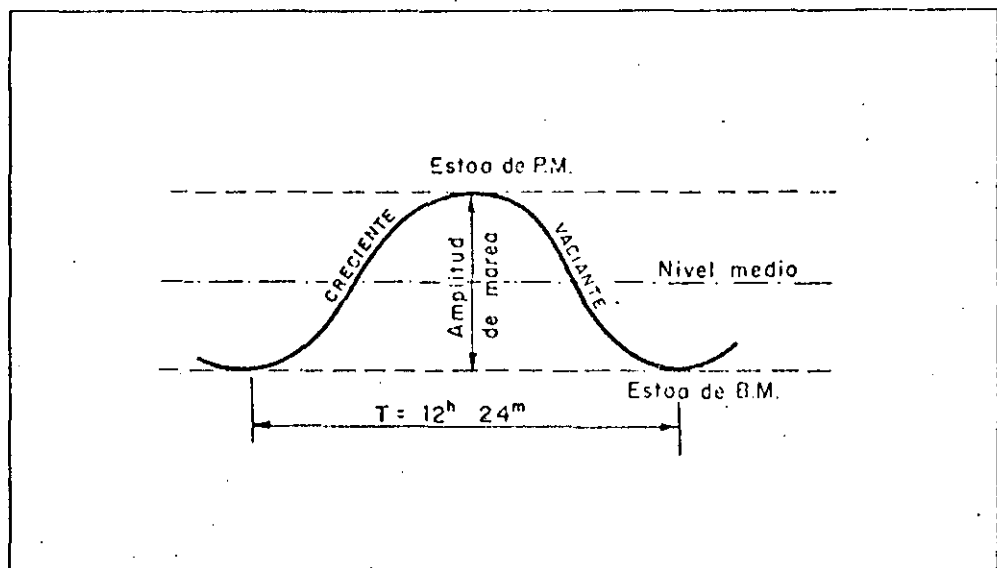
Normalmente existen dos niveles altos y dos niveles bajos en cada intervalo de día lunar. Al ser pues, el día lunar 50 minutos más largo que el día solar puede estimarse que el periodo del movimiento ondulatorio es de 12 horas 25 minutos, produciéndose, por ello, los máximos niveles cada día 50 minutos más tarde aproximadamente.

Existen varias teorías, sobre la forma y dinámica de las mareas (Newton, Laplace, Harris, Warburg) que han sido aprovechadas posteriormente para elaborar distintos métodos de predicción (Defaut, Ippen, etc.).

6.1. Definiciones y notación

Si se observa el nivel del mar se ve que éste no es constante sino que tiene un movimiento rítmico de subida y bajada; primero sube, *flujo* o *creciente*, llegando a un máximo de altura, *pleamar*; después empieza a descender, *reflujo* o *vaciante*, llegando a un mínimo, *bajamar*, reproduciéndose de nuevo la oscilación en torno a una posición media que se llama *nivel medio*. La diferencia entre los niveles alcanzados se llama *carrera de marea* o *amplitud*. Tanto en la pleamar como en la bajamar, el nivel permanece invariable durante cierto tiempo, que se llama *estoa de marea*.

Fig. 182.—Principales parámetros de la marea astronómica



Se demuestra matemáticamente que la influencia de la Luna es 2,35 veces mayor que la del Sol en la producción de las mareas pues aunque su masa es mucho menor que la del Sol, sin embargo su distancia a la Tierra es también mucho menor.

65 Por otra parte, puesto que la Luna y la Tierra describen sus movimientos, con respecto a la Tierra y el Sol, respectivamente, según sus órbitas elípticas, las distancias serán en ciertos momentos mínimas, *perigeo*, y en otros máximas, *apogeo*, variando las mareas desde más grandes a más pequeñas. Si el Sol y la Luna coinciden en sus posiciones relativas con respecto a la Tierra, es decir, están en conjunción u oposición, sus efectos se sumarán, produciéndose mareas *vivas*; en cambio si están en *cuadratura*, sus acciones se contrarrestan produciéndose las *mareas muertas*. Si la conjunción se produce además en el momento de la mínima distancia de la Luna y el Sol a la Tierra, su acción será máxima, dando lugar a las mareas extraordinarias o *escorada*, siendo las mayores en los *equinoccios*; por el contrario, en caso de cuadratura a máxima distancia, es decir en *solsticios*, se producirán las mareas mínimas.

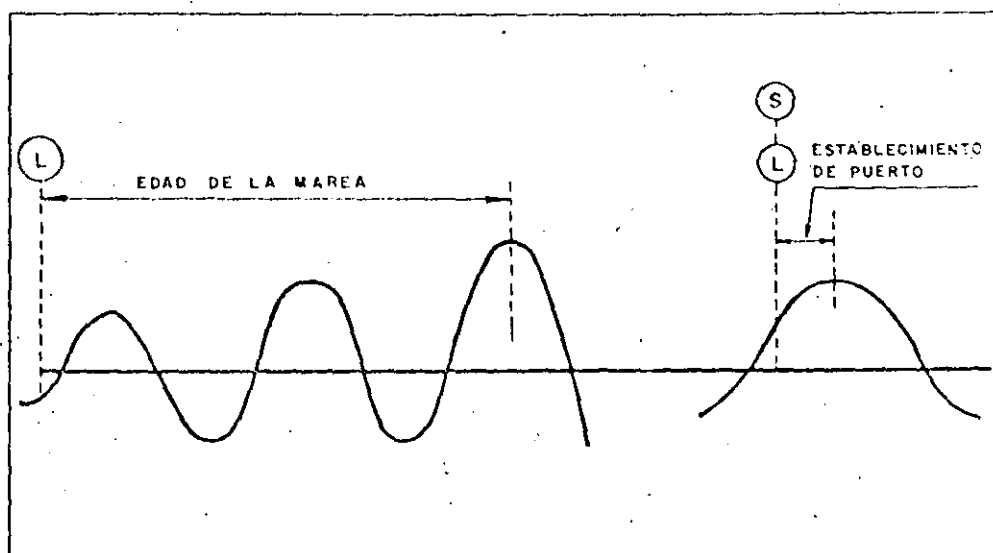
Siendo el tiempo que dura la revolución sinódica de la Luna alrededor de la Tierra de 29 días 12 horas, cada 14 d. 18 h., que es la mitad del tiempo, se producirán mareas vivas, de conjunción u oposición, y entre ellas, las muertas.

La máxima marea teórica que puede producirse en el caso de que todas las acciones se sumen, se llama *pleamar máxima viva equinocial* PMVE —y la mínima, *bajamar máxima viva equinocial* BMVE—. A la marea media de las vivas equinociales se la supone un coeficiente teórico de 100 y las demás mareas se comparan respecto a ella con un coeficiente proporcional a la relación de sus amplitudes. Así una marea de coeficiente 70 quiere decir que tiene una amplitud de 0,7 veces la de la media de las equinociales.

Las variables que determinan las características de las mareas astronómicas en un punto, son las siguientes:

Edad de la marea: es el tiempo que transcurre entre el paso de la Luna por el meridiano del lugar, en mareas vivas o de sicigias, y el momento en que se produce la marea máxima siguiente. Por lo general pasan aproximadamente dos mareas y media.

Fig. 183.—Definición de parámetros



Establecimiento de puerto: es la hora verdadera de la pleamar que sigue al paso del Sol y la Luna por el meridiano del lugar, en días de sicigias equinociales. La pleamar se produce a una hora vecina del establecimiento. (Gibraltar 0; Cádiz 1; Cantábrico 3.)

Unidad de altura: altura de la marea sobre el N. M. que sigue a la sicigia un número de horas igual a la edad de la marea en sicigias equinociales. Coincide con la altura media de las mareas vivas equinociales y le corresponde un coeficiente de 100.

Coficiente de marea: es el cociente de dividir la semiamplitud de la marea de un día cualquiera por la unidad de altura.

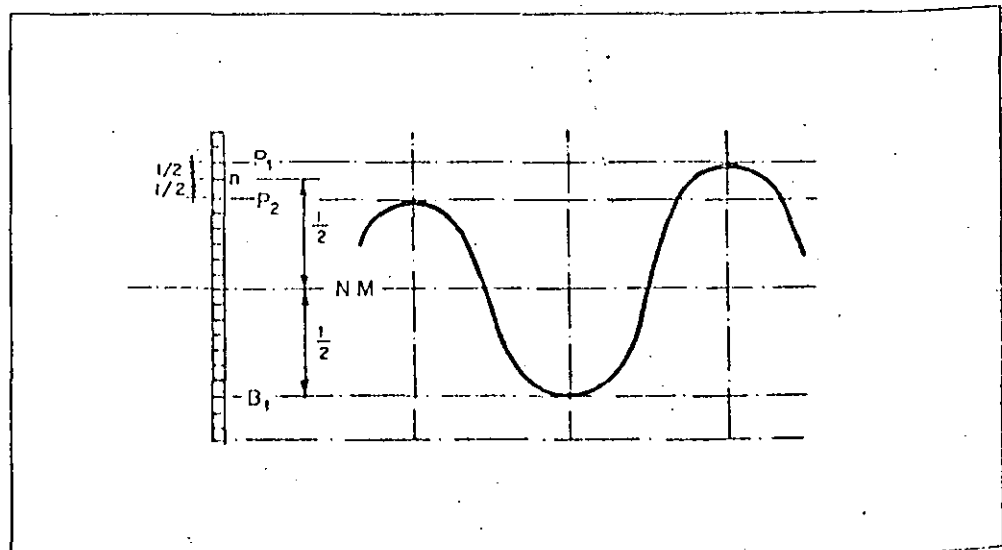
Los coeficientes que corresponden a las distintas alturas de marea son:

Pleamar máxima viva equinocial.....	120
Pleamar media de las vivas equinociales (U. de a.).....	100
Pleamar media de las vivas	94
Pleamar media	70
Pleamar aguas muertas ordinarias.....	45
Pleamar aguas muertas débiles.....	20

Para las bajamares corresponden coeficientes simétricos de los anteriores con respecto al nivel de media marea.

Nivel medio del mar: el nivel medio actual se obtiene con alguna aproximación tomando la media de todas las pleamares y bajamares durante una lunación, o sea durante 29.53 días. El nivel medio invariable se obtiene extendiendo las observaciones a un gran número de años, por lo menos 19 que son los correspondientes a un ciclo lunar. En España el nivel medio en Cádiz está 40 cm. sobre el de Alicante y en Santander, 30 cm. sobre el de Cádiz.

Fig. 184.--Obtención aproximada del nivel medio



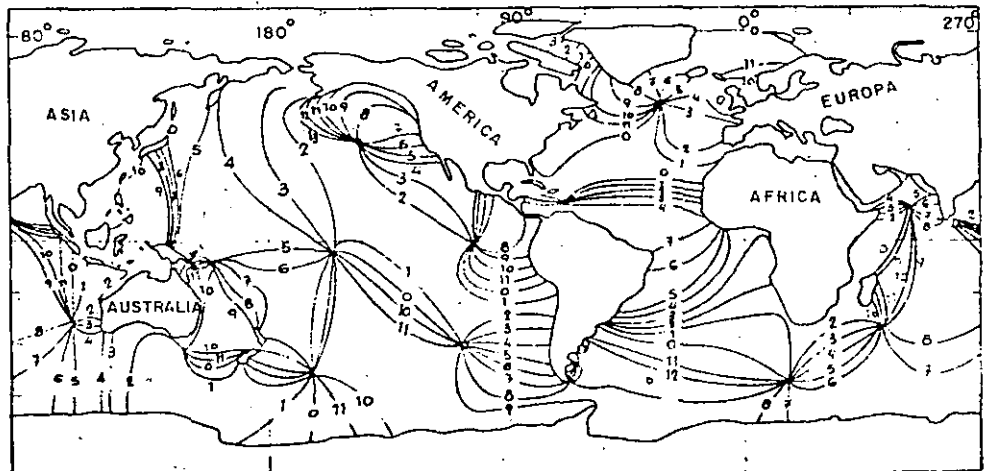
Para determinar con aproximación suficiente el nivel medio del mar en cada puerto, se puede tomar sobre una escala graduada los niveles de una pleamar, la bajamar siguiente y la pleamar inmediata. Se toma el punto medio entre las dos pleamars (n); el nivel medio será el nivel equidistante de n y la bajamar tomada. Experimentalmente se comprueba que el nivel obtenido de éste modo es sensiblemente invariable.

6.2. Distribución de las mareas

La medición de los valores que toma el nivel del mar en zonas profundas es difícil de obtener. La fuerza de Coriolis juntamente con las distintas profundidades del mar provocan el movimiento del agua con un movimiento de rotación alrededor de unos ciertos puntos, llamados anfídromicos.

La figura 185 muestra las líneas cotidales que son las que unen puntos con la marea en fases o lo que es lo mismo, que presentan la marea alta al mismo tiempo.

Fig. 185.—Líneas cotidales y puntos anfídromicos



La variación entre las carreras de marea de las zonas costeras es muy grande. Algunos valores aproximados son:

Brest: 7,40 m.
 Saint-Michel: 12,50 m.
 Cornualles: 4,70 m.
 San Sebastián: 2,90 m.
 La Coruña: 4,60 m.
 Algeciras: 1,30 m.
 Tenerife: 2,70 m.

En el Mediterráneo las variaciones del nivel del mar son sensiblemente menores.

Málaga: 0,80 m.
 Alicante: despreciable.
 Castellón: 0,60 m.
 Barcelona: 0,80 m.

6.3. Predicción de mareas

Para el técnico portuario la predicción de mareas tiene una importancia considerable ya que de ello pueden derivarse conocimientos fundamentales para explotación de puertos, construcción de obras, defensa de costas, etc.

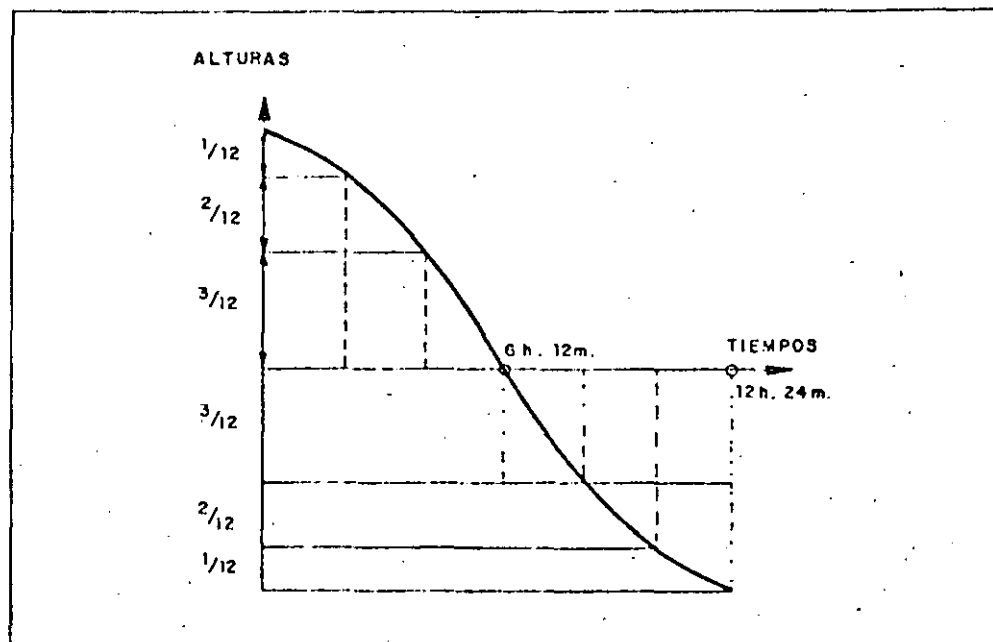
Sin abordar el problema desde el punto de vista analítico, cuya extensión y complejidad desborda las intenciones de este texto, se va a indicar un sencillo método de predicción en base a las tablas elaboradas por organismos oficiales.

El Instituto Hidrográfico de la Marina publica anualmente un Anuario de Mareas relativo a las costas peninsulares y a las Islas Canarias y Baleares. En él figuran las alturas del nivel del mar máximas y mínimas y sus respectivas horas durante todos los días del año para los puertos más importantes. El cálculo de los distintos niveles de marea en una fecha cualquiera de un puerto secundario se pueden hallar aplicando unos factores de corrección, respecto del puerto principal, que figuran en una tabla adjunta. El manejo del anuario y sus tablas está, asimismo, explicado en la propia publicación con unos ejemplos ilustrativos.

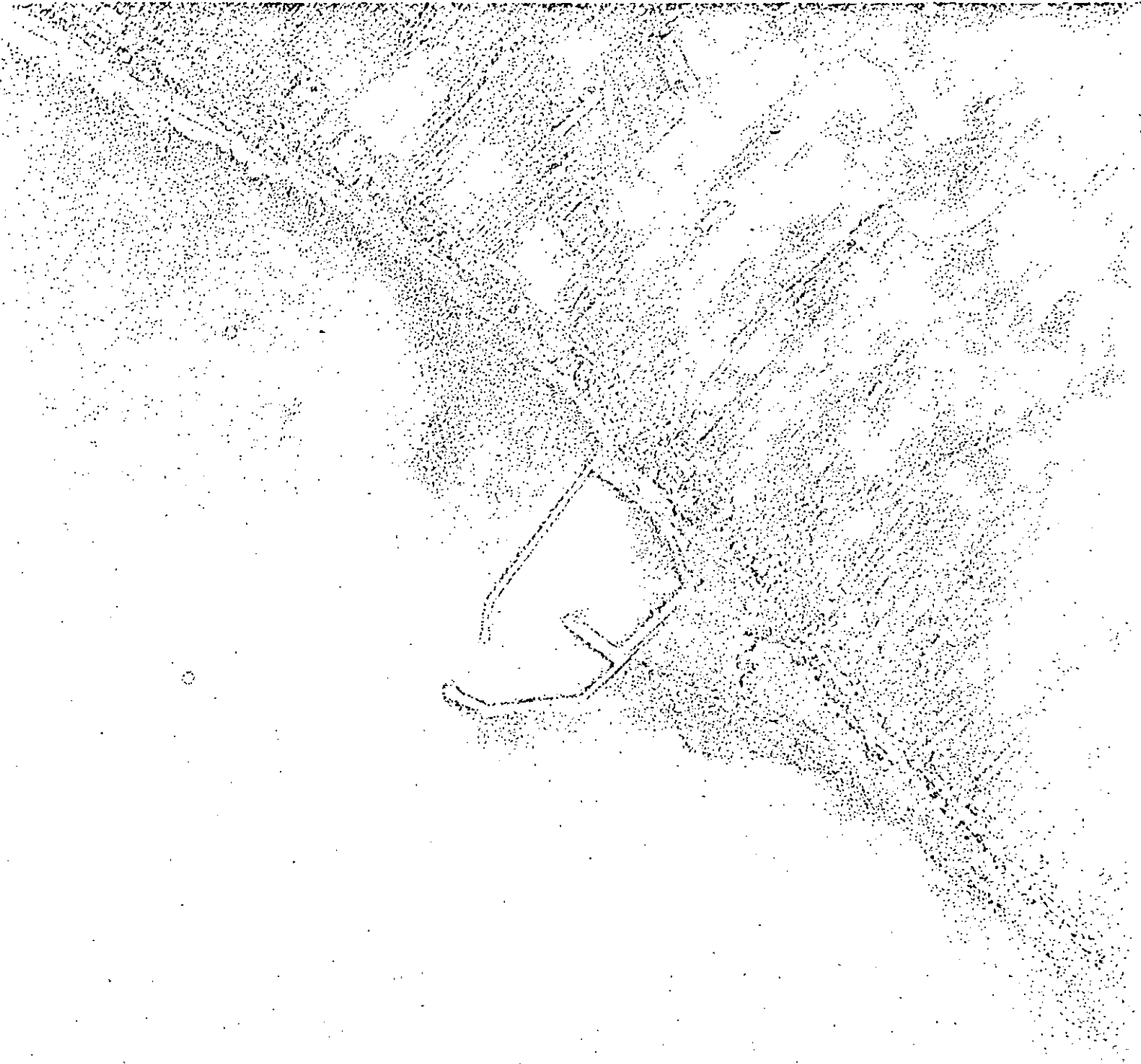
Por otra parte, el Almirantazgo Inglés publica anualmente otras tablas de marea, "Tide Tables", en las que se recoge los niveles máximos y sus horas durante todos los días del año en los puertos más importantes de los cinco continentes. Estos valores son extensibles a numerosos puertos secundarios por medio de unos factores o índices de corrección.

Para deducir de forma grosera la altura de marea en un momento cualquiera, puede usarse con suficiente aproximación el método de las doceavas partes que consiste en dividir la carrera de marea en 12 partes y el tiempo entre pleamar y bajamar en 6 partes. Se supone que en el primer sexto de tiempo, el nivel baja $1/12$; en el 2.º sexto de tiempo, baja $2/12$; en el 3.º, $3/12$; en el 4.º, $3/12$; en el 5.º, $2/12$ y en el 6.º, $1/12$. En las tablas de mareas suelen acompañarse unas hojas con tablas para determinar la altura en un intervalo de tiempo entre las horas de pleamar y bajamar.

Fig. 186.—Método de las doceavas partes para la deducción aproximada del nivel de la marea



Corrientes



1. Generalidades y clasificación

Las corrientes son movimientos, generalmente no periódicos, de masas de agua del mar. Estos movimientos pueden tener lugar en distintas capas a diferentes profundidades o bien entre ellas.

Los agentes generadores de las corrientes son diversos. La acción del viento sobre la superficie del agua, las diferentes densidades de masas líquidas en contacto, las sobreelevaciones locales del nivel medio, la influencia de la topografía de la costa, entre otros varios, son motivos de formación de corrientes.

Atendiendo, precisamente, al proceso de generación se pueden clasificar las corrientes en cuatro tipos:

- a) Corrientes generales.
- b) Corrientes locales inducidas por el viento.
- c) Corrientes inducidas por el oleaje.
- d) Corrientes de marea.

Desde el punto de vista del ingeniero portuario y costero, las corrientes más importantes son las que tienen lugar en la zona próxima a la costa, dado que son las únicas que pueden afectar sensiblemente a la mayoría de las obras que proyecta. Las contempladas en los tres últimos apartados tienen, por tanto, mayor importancia.

La determinación de las intensidades de las corrientes, aun las generales, es sumamente difícil debido a las múltiples variaciones en tiempo y profundidad. Únicamente es posible obtener un valor medio significativo tras una campaña especial con instrumentación precisa. En las zonas costeras aún son mayores las variaciones dado el gran número de agentes que intervienen en su desarrollo.

Los parámetros principales que definen las características de una corriente son la "dirección" o "rumbo" que indica el lugar hacia donde se dirigen, y la "derivada" o velocidad diaria. La velocidad suele indicarse en nudos o millas por hora, si es grande, o en metros por segundo.

2. Corrientes generales

Las corrientes generales tienen su origen en la acción de los vientos permanentes y en los desplazamientos de masas líquidas de diferentes temperaturas. El esquema general de presiones medias a nivel del mar (fig. 187) se puede hacer coincidir fácilmente con el esquema de corrientes oceánicas en superficie.

Hasta hace varios años se había venido pensando que el esquema general comprendía la mayor parte de las corrientes oceánicas (fig. 188). Sin embargo, se han descubierto corrientes sumergidas a medida que los adelantos técnicos han permitido apreciar con mayor detalle las características de los movimientos del agua.

Fig. 187.—Esquema general de presiones

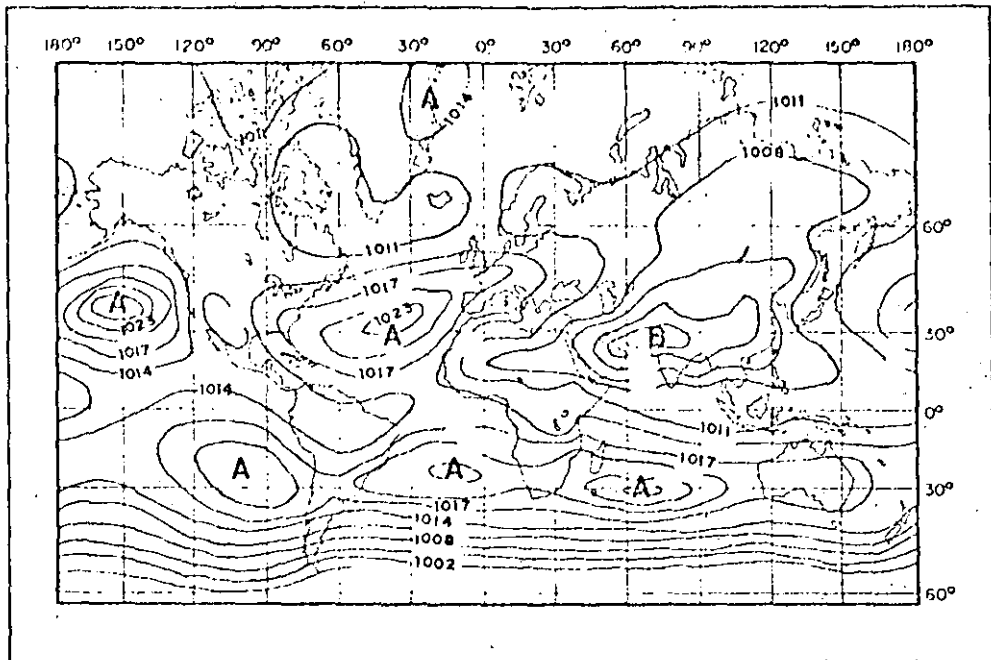
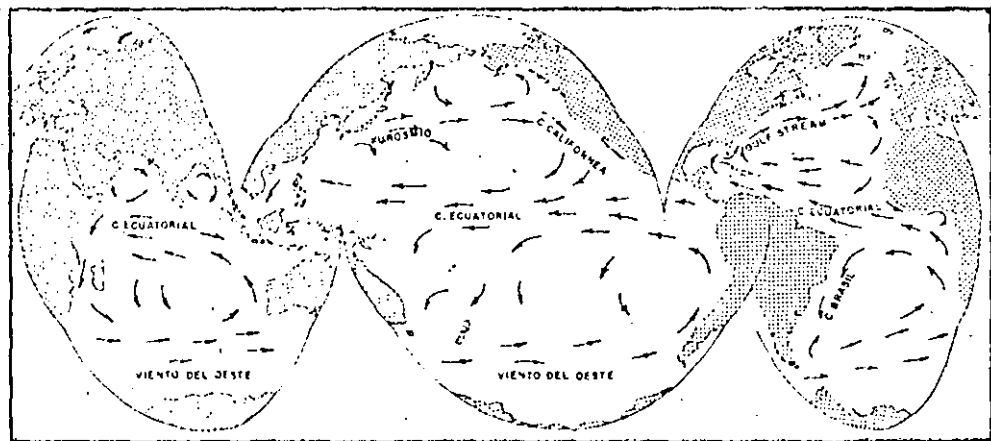


Fig. 188.—Esquema general de corrientes



Entre las corrientes generales se puede incluir la del Mediterráneo, que al ser un mar con una única unión a océano abierto, presenta un movimiento circular característico (fig. 189). Los estudios llevados a cabo por el Instituto Español de Oceanografía (N. Cano, 1968), en la zona de comunicación de este mar con el Océano Atlántico, conocida como Mar de Alborán, han mostrado una circulación superficial con algunos vértices (fig. 190) en la que predomina el sentido de penetración de agua desde el Atlántico. El equilibrio se mantiene gracias a la salida de agua mediterránea por las capas más profundas del Estrecho de Gibraltar.

Fig. 189.—Esquema general de corrientes en el Mediterráneo (Nielsen)

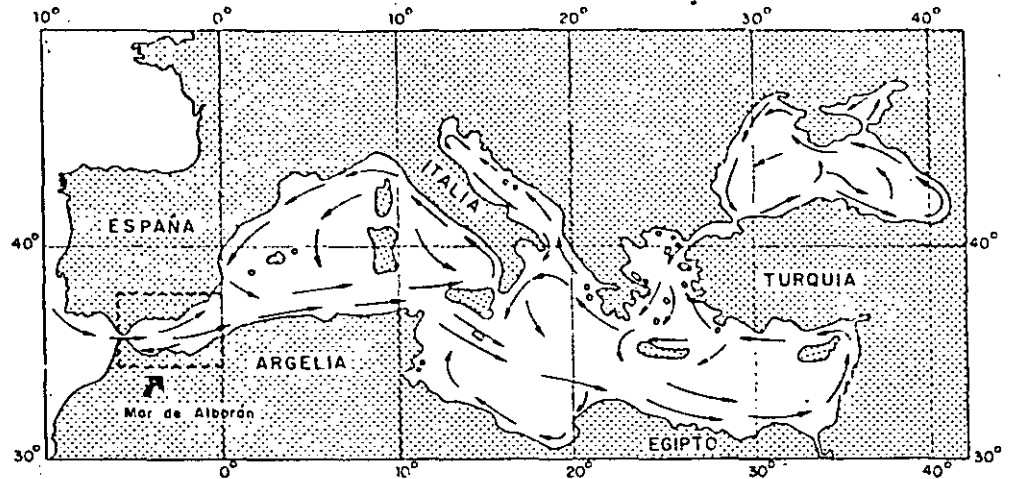
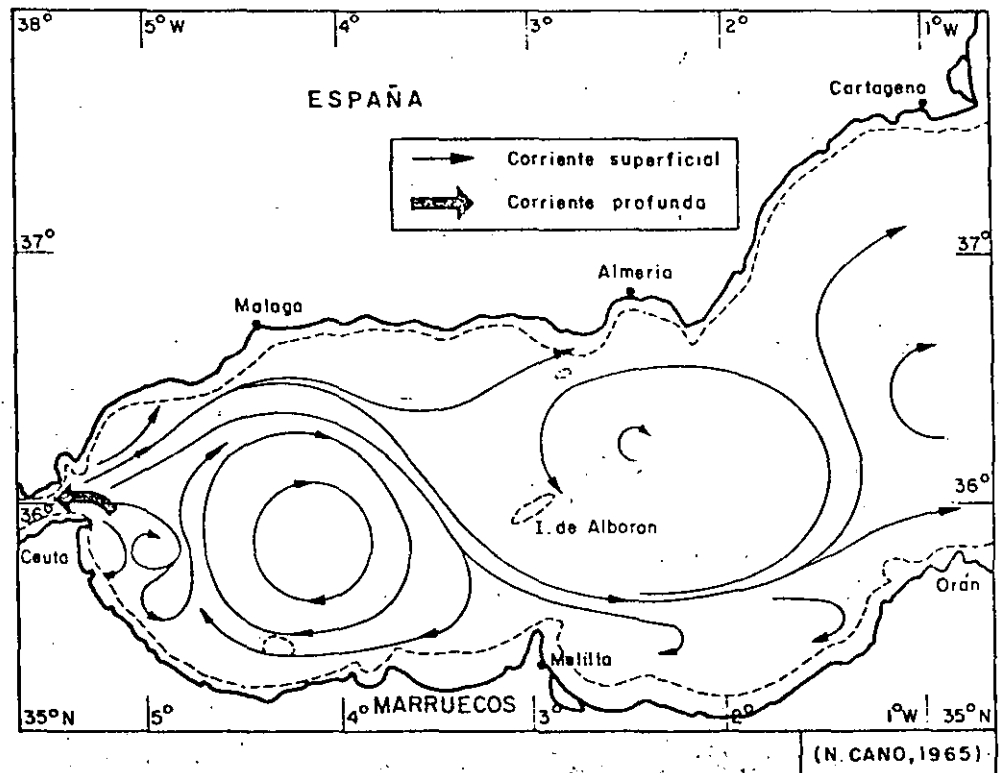


Fig. 190.—Corrientes superficiales en el Mar de Alborán por debajo de la influencia directa del viento (N. Cano, 1968)



3. Corrientes locales inducidas por el viento

Teniendo en cuenta que la formación de las grandes corrientes oceánicas se debe, en gran parte, a la acción dilatada del viento sobre anchas extensiones de agua, este apartado se centra en una superficie limitada durante un tiempo, así mismo limitado.

El viento que sopla sobre la superficie del mar produce un esfuerzo cortante sobre el agua comunicándole su movimiento. La partícula que, cuando el viento no actuaba, describía órbitas elípticas casi cerradas al paso de las olas pasa a tener en su movimiento una resultante neta de traslación causada por el impulso del viento.

Ekman, en 1905, abordó el estudio teórico de la generación de corrientes por acción de un viento ideal, de velocidad constante, soplando sobre un plano de agua de extensión infinita. Considerando las fuerzas de fricción y las de Coriolis llegó a la expresión siguiente, válida para el Hemisferio Norte:

$$U = U_s e^{-az} \cos(45^\circ - az)$$

$$V = U_s e^{-az} \sin(45^\circ - az)$$

en donde, V es la componente de la velocidad de la corriente en la dirección del viento, U_s la velocidad absoluta de la corriente en la superficie (pie/seg), z la coordenada vertical con desarrollo positivo hacia abajo y

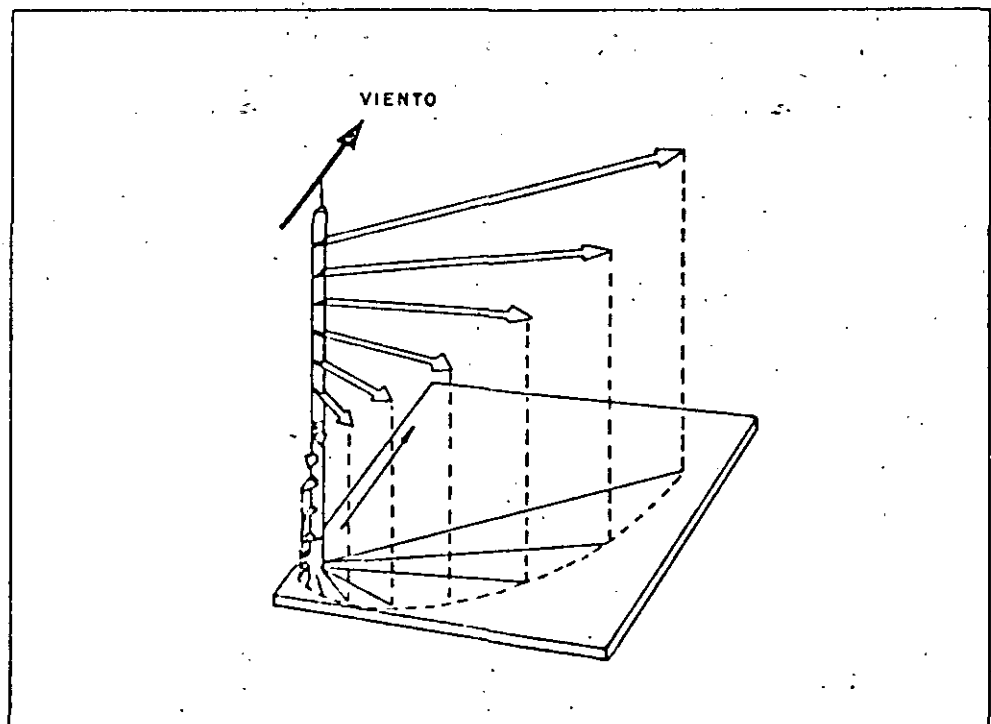
$$a = + \sqrt{\frac{\rho_w \Omega \sin \Phi}{\mu_e}}$$

siendo ρ_w la densidad del agua, Ω la velocidad angular terrestre (0.000079 radianes/seg), Φ la altitud y μ_e la viscosidad.

Si se aplica la primera expresión para la superficie del agua, ($z = 0$), se puede comprobar que la corriente en la superficie presenta, en su dirección, una variación de 45° respecto de la del viento. Se comprueba también, que, para valores crecientes de z a partir de cero, esa diferencia de dirección va aumentando, mientras que la velocidad de la corriente va en disminución. A una cierta profundidad, $z = \pi/a$, el sentido de la corriente es opuesto al de la superficie.

Este desarrollo puede representarse, proyectado sobre un plano horizontal,

Fig. 191.—Variación en dirección e intensidad de las corrientes generadas por el viento con la profundidad (Espirál de Ekman)



mediante una espiral logarítmica, llamada espiral de Ekman, que corresponde a los extremos de los vectores "velocidad absoluta" para diferentes profundidades (fig. 191).

Posteriormente, Rossby y Montgomery (1953) desarrollaron la teoría llegando a los valores de direcciones y velocidades que se recogen en los siguientes cuadros.

Angulo (grados) entre la dirección de la corriente en la superficie y la velocidad del viento superficial

Latitud ϕ (grados N)	Velocidad del viento superficial, U_0 (m/seg.)			
	5	10	15	20
15	35,0	38,7	41,1	43,0
30	38,6	42,8	45,7	48,0
45	40,6	45,4	48,4	50,9
60	42,0	46,8	50,2	52,7
75	42,6	47,7	51,1	53,8
90	42,8	48,0	51,4	54,1

U_s/U_0 como función de la latitud y la velocidad del viento superficial

Latitud (grados)	Velocidad del viento superficial, U_0 (m/seg.)			
	5	10	15	20
15	0,0317	0,0291	0,0276	0,0266
30	0,0292	0,0268	0,0254	0,0245
45	0,0280	0,0256	0,0243	0,0234
60	0,0273	0,0249	0,0237	0,0228
75	0,0269	0,0246	0,0246	0,0226
90	0,0268	0,0245	0,0233	0,0225

Tanto la aplicación de la teoría de Ekman como los valores derivados de la de Rossby y Montgomery, deben ser tomados con mucha prudencia por el ingeniero costero que busque la resolución de problemas concretos ya que en el fenómeno de generación de corrientes locales por viento son numerosos los parámetros que entran en juego. Su valor es meramente orientativo sobre algunas peculiaridades del fenómeno. El conocimiento real de las corrientes en un punto cualquiera requiere, en todo caso, la realización de una campaña de toma directa de datos.

4. Corrientes inducidas por el oleaje

En capítulo anterior se ha examinado la aplicación de diversas teorías ondulatorias al fenómeno real del oleaje. Se ha visto que, según la teoría lineal, el movimiento de las partículas líquidas al paso de una onda forma unas órbitas circulares o elípticas, pero en todo caso cerradas. El movimiento neto, pues, de dicha partícula al cabo de un ciclo completo es nulo.

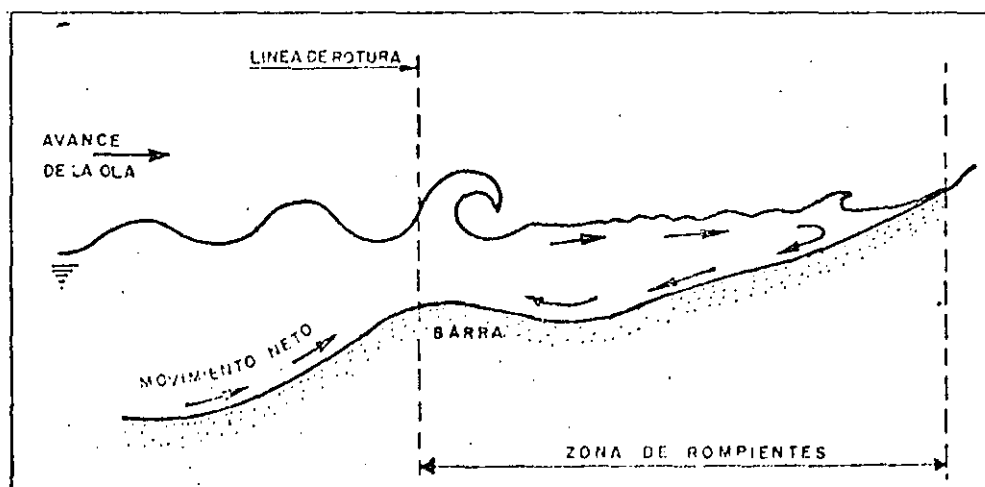
Sin embargo, y a pesar de que la teoría lineal ofrece una sencilla adaptación a la acción del oleaje no reproduce exactamente algunos fenómenos relacionados con el mismo. Y uno de ellos, es precisamente este del movimiento de las partículas, ya que en la realidad las órbitas descritas no son cerradas, existiendo por tanto un movimiento neto hacia adelante o hacia atrás al paso de cada ola.

Mediante la teoría de Stokes, en 2.º grado de aproximación sobre el oleaje se deduce la existencia de un transporte de masa líquida al paso de ondas periódicas. Esta teoría se corresponde correctamente con la realidad observada en tanques de ensayo y en la naturaleza, y se pueden resaltar dos peculiaridades que se producen en todos los casos: la primera es que el movimiento neto cerca del fondo siempre es del mismo sentido que el del avance del oleaje, y la segunda es que en aguas poco profundas el movimiento en la superficie es de sentido contrario al de avance del oleaje. La importancia de estos hechos se manifiesta a la hora de proyectar obras en esos dos ámbitos como pueden ser los emisarios submarinos y tomas de agua para el primer caso y atraques o fondeos de barcos para el segundo.

Para profundidades decrecientes el fenómeno de rotura del oleaje y la influencia del fondo modifican sustancialmente las características del transporte de masa líquida y por consiguiente de las corrientes. Se produce entonces un movimiento de retorno de masa líquida tendente a compensar el volumen de la misma que ha sido acumulado contra el obstáculo que supone la costa o playa. Numerosas observaciones en la zona de rompientes han corroborado la existencia de una corriente de fondo en dicha zona que se dirige hacia la línea de rotura, transversalmente a la costa y en sentido inverso al de avance de la ola rota.

Según lo expuesto, se producen a un lado y otro de la línea de rotura dos movimientos netos de masa líquida que se dirigen hacia ella. Este hecho es claramente explicativo de la formación de barras de arena en dichas zonas de rotura (fig. 192).

Fig. 192.—Formación de una barra paralela



76 Se pudiera pensar entonces, en la existencia de una continua renovación del agua contenida en la zona de rompientes por intercambio, debido a la acción de estos movimientos de masa líquida y otras acciones como el viento, corrientes de retorno, sobreelevaciones, etc. Sin embargo, Galvin en 1967, comprobó que el agua que forma la ola rompiente está constituida en gran parte por el agua que ha salido de la zona de rompientes por efecto del paso del seno de la anterior ola.

La importancia de las corrientes generadas por el oleaje en la zona de rompientes, a efectos ingenieriles, merece una atención particular. Ellas son las que originan y regulan, en su mayor parte, el movimiento de los sedimentos costeros.

Por la dirección de su movimiento, las corrientes litorales se pueden clasificar en dos tipos:

- a) Corrientes normales a la costa.
- b) Corrientes paralelas a la costa.

4.1. Corrientes normales a la costa

Están motivadas, por lo general, por la necesidad de evacuación del volumen de agua sobrante que ha sido empujado y acumulado contra la costa o playa por acción del viento y del oleaje. Este volumen extraordinario se manifiesta físicamente con una sobreelevación del nivel del mar en la zona de rompientes.

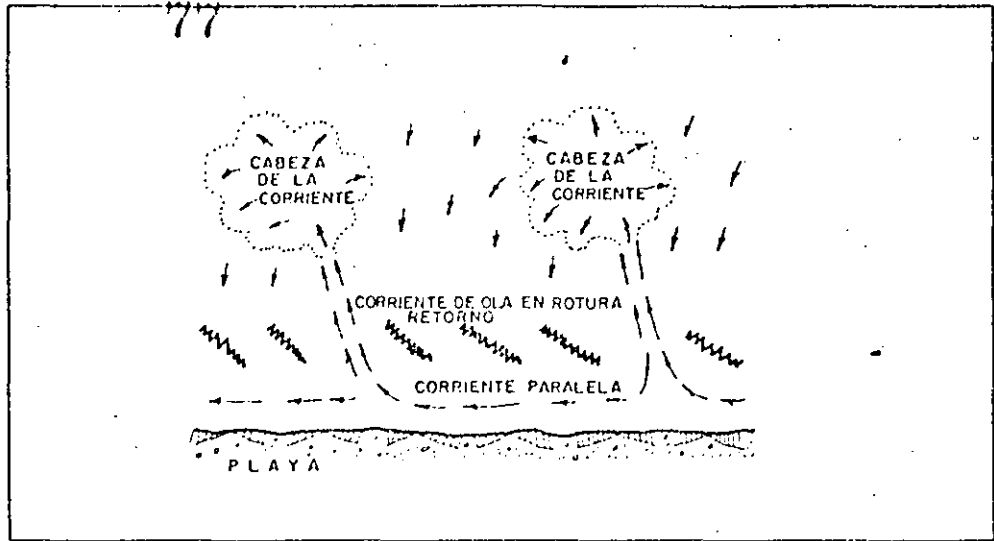
Las corrientes de evacuación pueden tomar diferentes formas.

Las corrientes de resaca (undertow), se manifiestan como un flujo difuso que arrancando del mismo estrán de la playa discurre próxima al fondo hacia mar adentro a lo largo de casi toda la longitud de la playa. Su acción es fácilmente notable en casos de mar algo agitada y se revela como una acción que tiende a empujar los pies de los bañistas hacia mar adentro.

Según se ha dicho anteriormente, y en base a los resultados obtenidos por algunos investigadores, esta corriente desaparece generalmente en las proximidades de la línea de rotura no produciendo, pues, una renovación apreciable del agua de la zona de rompientes.

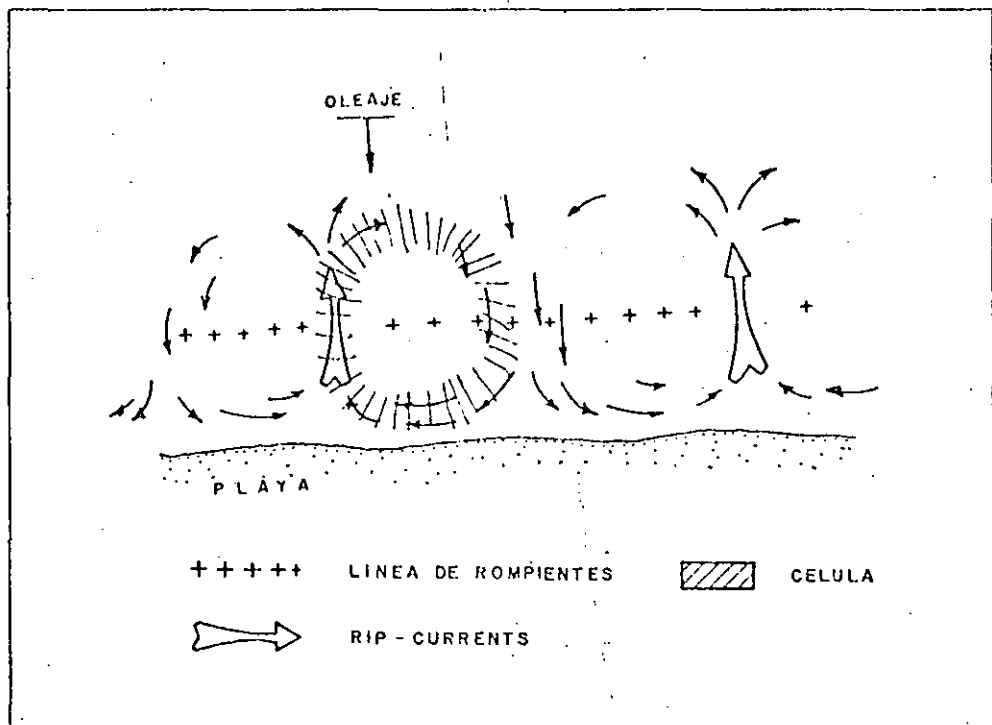
Las "rip currents" o corrientes de retorno, son corrientes asimismo que se alejan casi perpendicularmente a la playa en forma de chorro concentrado y que atraviesan la línea de rompientes expandiéndose luego (fig. 193).

Fig. 193.—Estructura de las rip-currents



Son fácilmente observables en fotografías aéreas de las playas en periodos de oleaje de tipo swell, distinguiéndose claramente un chorro bien definido y el penacho de disipación dado el diferente tono que le dan las arenas que arrastra en suspensión.

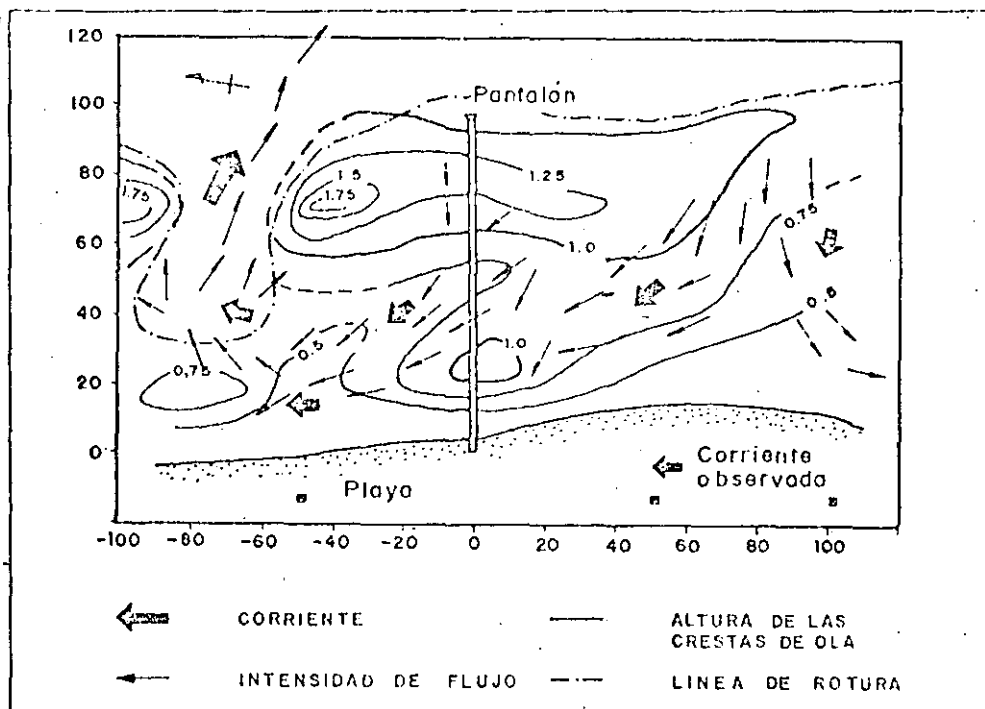
Fig. 194.—Disposición en célula de las rip-currents



El fenómeno de las rip-currents no ha sido investigado en profundidad hasta los últimos años. El conocimiento de sus características ofrece una gran dificultad dada su movilidad y la multiplicidad de variables que entran en juego tales como: topografía local del fondo marino, interacción entre olas y corrientes y características del oleaje. Solamente en casos de relativa invariabilidad del oleaje incidente una rip-current puede estabilizarse al excavar ella misma en el sedimento del fondo su propia vía de salida a través de la zona de rompientes y de las barras sumergidas.

78 De las investigaciones recientes, Sonu (1972) -- Sasaki (1976), parece desprenderse la existencia de células cerradas de circulación de corrientes en la zona de rompientes para los casos de incidencia casi normal del oleaje. Estas células y por tanto la separación entre rip-currents están fuertemente influenciadas por la topografía del fondo (fig. 195).

Fig. 195.—Detección directa y real de una rip-current (Sonu, 1972)



Los caminos de circulación de las corrientes se producen siguiendo las zonas de menor elevación del nivel de agua y siempre desde las zonas sobreelevadas a las más bajas. La salida del chorro de masa líquida de la zona de rompientes se produce también por la zona donde la altura del oleaje en rotura es mínima.

Desde el punto de vista del ingeniero, no habiéndose todavía cuantificado la importancia de las rip-currents en cuanto a su incidencia en el transporte y balance de sedimentos costeros, el conocimiento cualitativo de este tipo de corrientes litorales es interesante para determinar las condiciones de variabilidad de las playas así como para estimar la seguridad de su uso para la actividad de baños.

4.2. Corrientes paralelas a la costa

Cuando el oleaje incide oblicuamente a la costa, bien por efecto de la configuración del fondo o bien por la dirección de avance en profundidades indefinidas, se produce la rotura del mismo con un cierto ángulo respecto de la orilla. Se induce por ello una corriente de dirección paralela a la costa que desplaza una masa líquida a lo largo de ella y canalizada entre la línea de rotura y la orilla.

Esta corriente, reforzada por fuerte remoción del sedimento en el instante de la rotura de la ola, es la responsable principal del transporte de sedimento a lo largo de la costa, cuyo conocimiento cualitativo y cuantitativo es esencial para el ingeniero de costas que se enfrente a cualquier problema de dinámica litoral.

79 Los estudios encaminados al análisis de las características de las corrientes paralelas han sido muy numerosos.

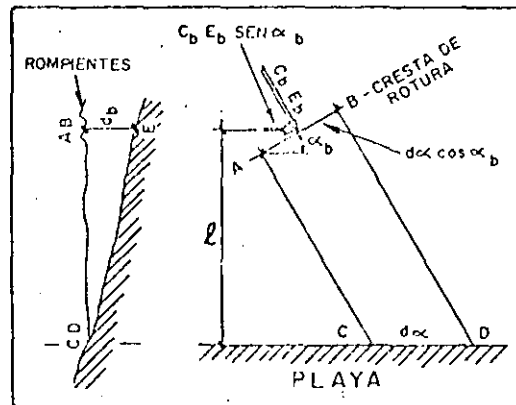
En el año 1949 Putnam, Munk y Taylor publicaron el trabajo "The prediction of Longshore currents" en el que se establecía teóricamente, la relación existente entre la velocidad de la corriente con la altura, período y ángulo de abordaje de la ola rota con la pendiente de la playa en la zona de rotura.

Desde el punto de vista del balance energético se considera el volumen de agua ABCDE que se extiende entre la línea de costa y la de rotura (fig. 196). La energía que entra en este volumen será igual a:

$$C \cdot E \cdot dx \cos \alpha$$

siendo: E, la energía por unidad de superficie de la ola rota y C, la celeridad del grupo.

Fig. 196.—Corriente originada por la incidencia oblicua del oleaje



De la energía que avanza paralela a la playa ($C \cdot E \cdot dx \cos \alpha$), un porcentaje S, es responsable de la formación de la corriente denominada "longshore currents", que es disipada por la resistencia de fricción del fondo.

La fuerza por unidad de ancho de playa es igual a:

$$K \cdot \rho \cdot V^2 l \, dx$$

y la energía disipada en el volumen ABCDE será igual a:

$$K \cdot \rho \cdot V^3 l \, dx$$

siendo V la velocidad de la corriente buscada, K el coeficiente de fricción que

depende de la rugosidad hidráulica del fondo, y l la distancia de la línea de costa a las rompientes; y por tanto:

$$S(C \cdot E \cdot dx \cos \alpha) \cdot \sin \alpha = K \rho V^3 dx$$

Longuet-Higgins, con esta base y aprovechando los datos de Putnam, Munk y Taylor y los posteriores de Galvin y Eagleson, ha llegado a la expresión:

$$V = 20,7 \cdot m \cdot (gH_b)^{1/2} \sin 2 \alpha_b$$

en donde: m = pendiente de la playa

H_b = altura de ola en rotura (pies)

g = aceleración de la gravedad (pie/seg²)

α_b = ángulo entre la línea de rotura y la orilla.

Imman y Quinn (1952) proponen la siguiente expresión para el cálculo de la velocidad de la corriente paralela:

$$V = \left[\left(\frac{1}{4x^2} + y \right)^{1/2} - \frac{1}{2x} \right]^2$$

siendo: V = velocidad de la corriente (pies/seg.)

$$= (108,3 H_b \cdot i \cos \alpha) / T$$

$$y = C_b \cdot \sin \alpha$$

en donde a su vez:

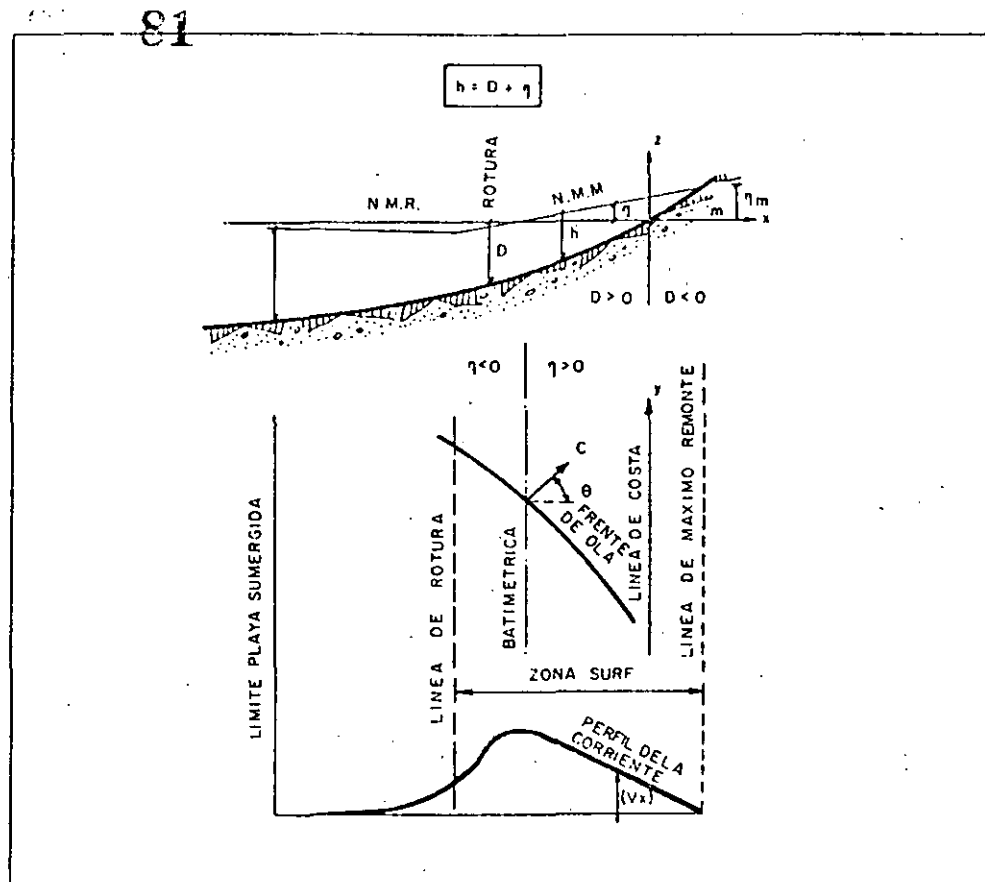
$$C_b = \text{velocidad de la ola rota (pie/sg.)} = \sqrt{2.28gH_b}$$

T = período del oleaje (seg.)

i = tangente de la pendiente de la playa.

En cuanto a la distribución de las velocidades de lo ancho de la zona de rompientes (zona surf), se ha comprobado la existencia de un máximo a una distancia próxima a la línea de rotura con una paulatina disminución hasta la orilla de acuerdo con el esquema siguiente:

Fig. 197.—Variación de la velocidad de la corriente paralela a la playa en la zona "surf"



La presencia de obstáculos, como por ejemplo espigones, modifica sustancialmente la corriente paralela. En su lado de barlovento se produce, generalmente, un cambio de dirección con sentido hacia mar adentro que a veces, ocasiona una erosión localizada de la playa junta al arranque del obstáculo. Por el lado de sotavento, la velocidad de la corriente paralela suele ir aumentando a medida que se aleja del espigón llegando a adquirir valores normales a una distancia igual a 8-12 veces la anchura de la zona de rompientes.

5. Corrientes de marea

La elevación y descenso periódico del nivel del agua en las zonas con carrera de marea significativa genera un movimiento de masas líquidas notable, sobre todo en áreas costeras, cuya comunicación con el mar abierto está en cierta forma restringida. Es el caso de los estuarios, bahías, desembocaduras de ríos y entrada de los puertos o marinas.

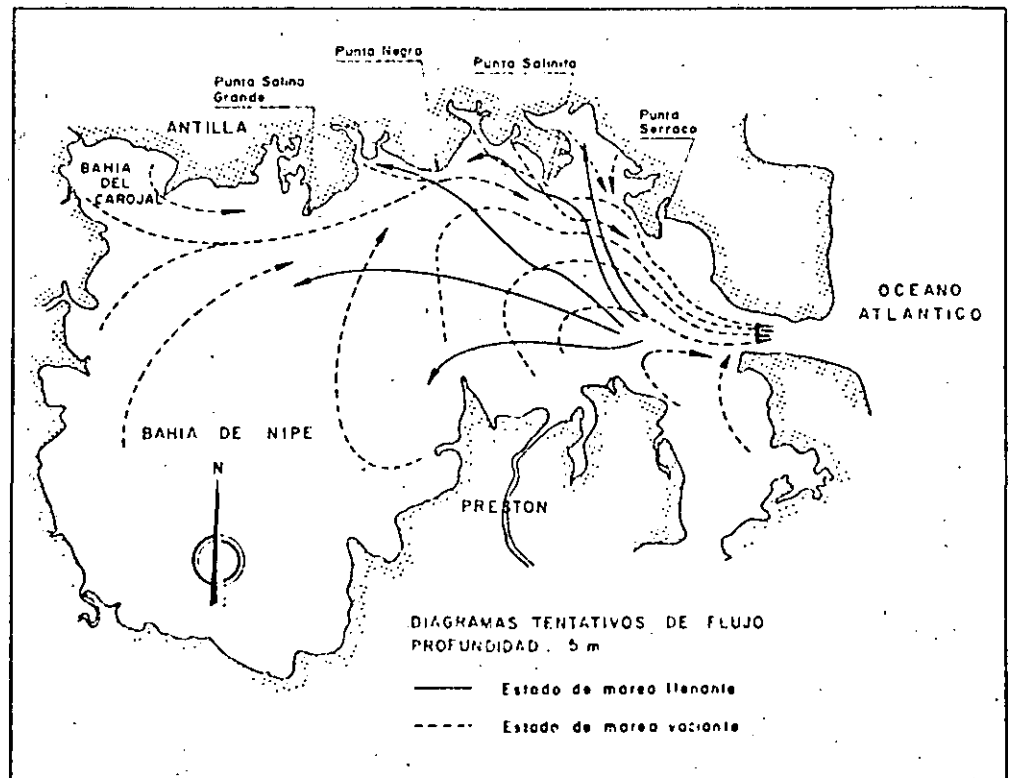
La característica primordial de este tipo de corrientes es su periodicidad que puede ser semidiurna o diurna dependiendo de como sea la marea astronómica. En las entradas a dichas zonas, pues, la corriente de marea fluye en dos sentidos contrarios: hacia adentro cuando el nivel del agua está subiendo y hacia afuera cuando está bajando. Las máximas velocidades obtenidas en estos puntos suelen estar desplazadas respecto de los momentos de pleamar o bajamar. No obstante este comportamiento general, las corrientes de marea cambian de un lugar a otro

82 dependiendo, como se ha visto, del carácter de la marea y además de la profundidad y de la configuración del terreno. Esta última circunstancia hace necesario tener que acudir forzosamente a la medida directa si se pretende conocer las características de la corriente en una zona determinada. No son recomendables, por tanto, ningún tipo de fórmulas ni expresiones analíticas generales aplicadas a un punto o problema particular.

Los efectos que inducen las corrientes de marea que puedan interesar al técnico portuario y costero se limitan, por lo general, a las zonas próximas al litoral. En zonas abiertas de mar profundo las corrientes de marea mantienen una rotación periódica por el efecto Coriolis, con velocidades relativamente bajas. En cambio en las proximidades de la costa y especialmente en las zonas estrechas antes mencionadas la velocidad de la masa líquida en llenante (flujo) o en vaciante (reflujo) puede adquirir valores muy elevados. Esta circunstancia da lugar a problemas variados entre los que se pueden enumerar los derivados del consiguiente arrastre de los sedimentos (aterramientos, flechas litorales, bajos, etc.) y del movimiento de la masa líquida (entrada en dársenas y puertos, seguridad en playas, contaminación, etc.).

Las campañas de medida llevadas a cabo por el Laboratorio de Puertos en la Bahía de Nipe (Cuba) dieron como resultado unos diagramas de flujo que se pueden considerar muy representativos de las corrientes generadas por los movimientos de flujo y reflujo de la marea (fig. 198).

Fig. 198.—Flujo de las corrientes de marea en la Bahía de Nipe (Cuba)



Previsión
de oleaje



1. Antecedentes históricos

El desarrollo de las obras marítimas durante el último siglo ha hecho evolucionar, en su transcurso, la investigación portuaria y costera hacia compromisos y soluciones de utilización práctica inmediata. De entre los temas de estudio, el relativo a la determinación de los esfuerzos a que están sometidas las estructuras marítimas, ha tenido una importancia capital. El análisis de las características del oleaje va a permitir determinar, o elegir, una altura de ola que fije los parámetros constructivos de dichas estructuras marítimas.

El profesor español, Ramón Iribarren, desarrolló un método de previsión de oleaje, expuesto en su publicación "Obras marítimas - oleaje y diques" (1954), consistente en la determinación de la altura de ola máxima que puede llegar a las proximidades de la obra. En él se parte de la hipótesis de que la altura de una ola en un punto es función de la longitud del fetch en ese punto y de la intensidad o velocidad del viento a lo largo del fetch —definiendo como fetch la línea que une el punto de previsión con el más alejado de la costa opuesta:

$$2h = f_1(F, V)$$

Admitiendo que el mayor oleaje se da en el caso de que actúe el máximo viento posible, V_{\max} , y que se supone éste constante a lo largo de todo el fetch se puede escribir:

$$V_{\max} = \text{cte}$$

$$2h = f_2(F, V_{\max})$$

Al comprobar que el máximo valor eficaz del viento en un océano es función de su fetch, es decir:

$$V_{\max} = f_3(F)$$

se puede obtener, en definitiva, que el valor de la altura de ola es función únicamente de la longitud del fetch:

$$2h_0 = f_2[F, f_3(F)] = f_4(F)$$

Iribarren, basándose en datos recopilados en las costas españolas, fijó los parámetros que dan la función f_4 y dedujo las siguientes expresiones:

$$2h_0 = 1,2 \sqrt[4]{F}$$

$$2T = 4,45 \sqrt[6]{F}$$

Con posterioridad adaptó su teoría de previsión de oleaje, introduciendo la influencia de los vientos permanentes —tanto favorables al desarrollo del oleaje como nulos o contrarios— que actúan a lo largo del fetch. Con la ayuda de los diagramas del Servicio de Meteorología Naval Inglés y teniendo en cuenta las cartas de vientos permanentes desarrolló unos gráficos de sencilla utilización de los cuales se puede extraer la altura de ola máxima en función de la longitud del

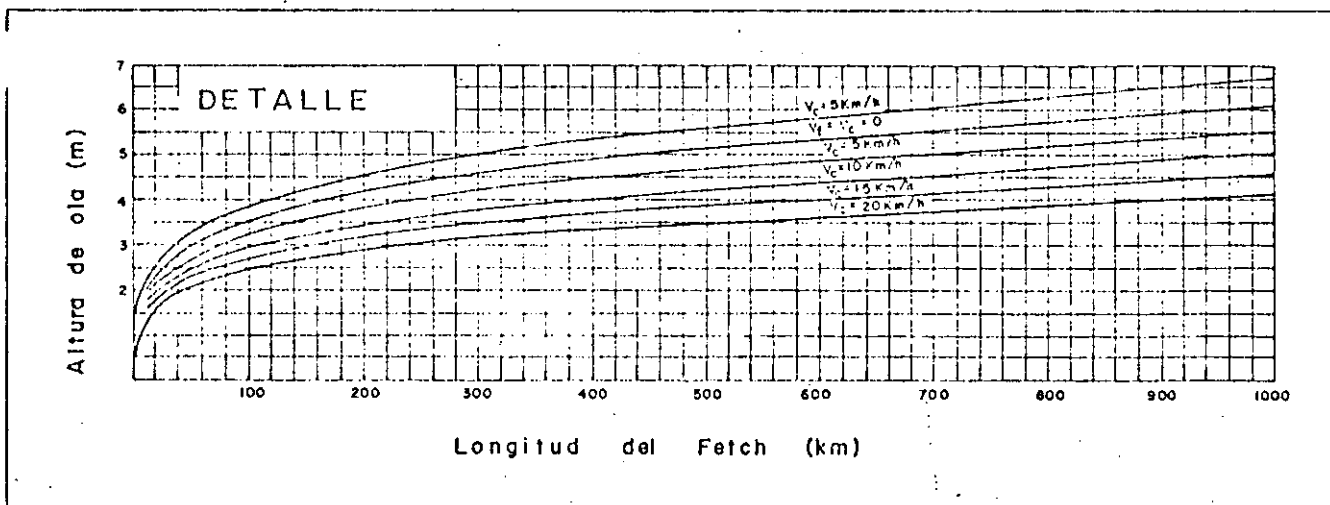
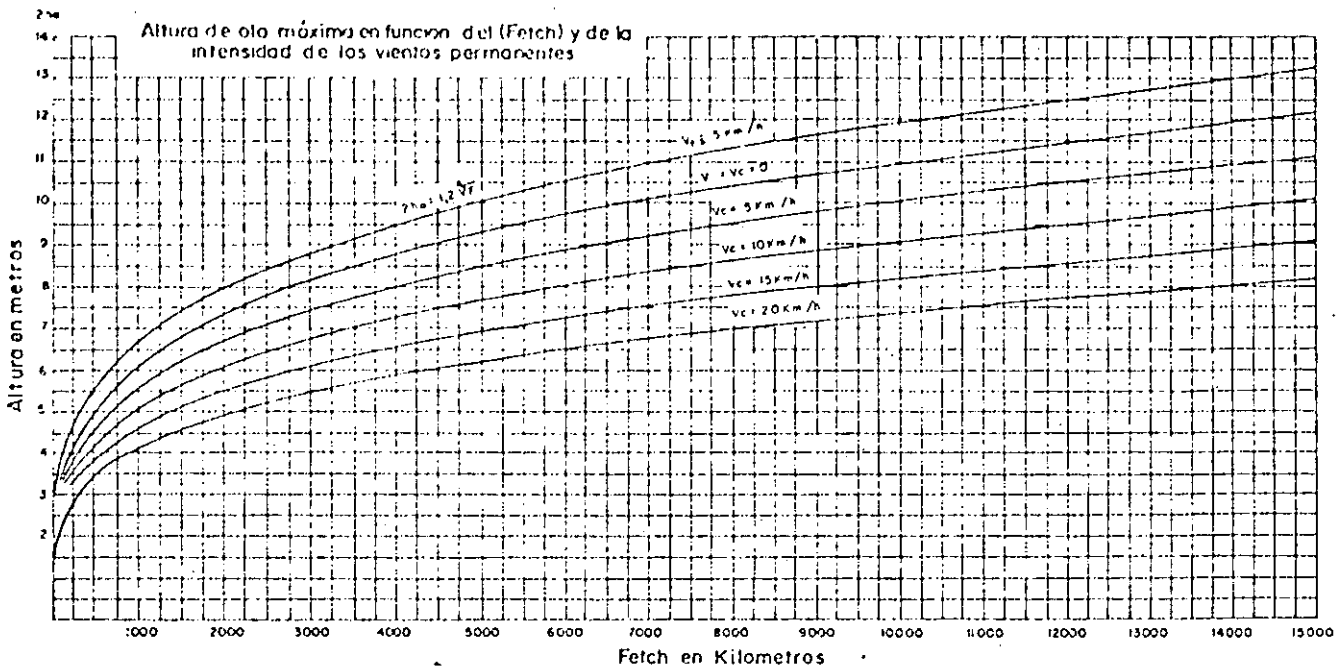
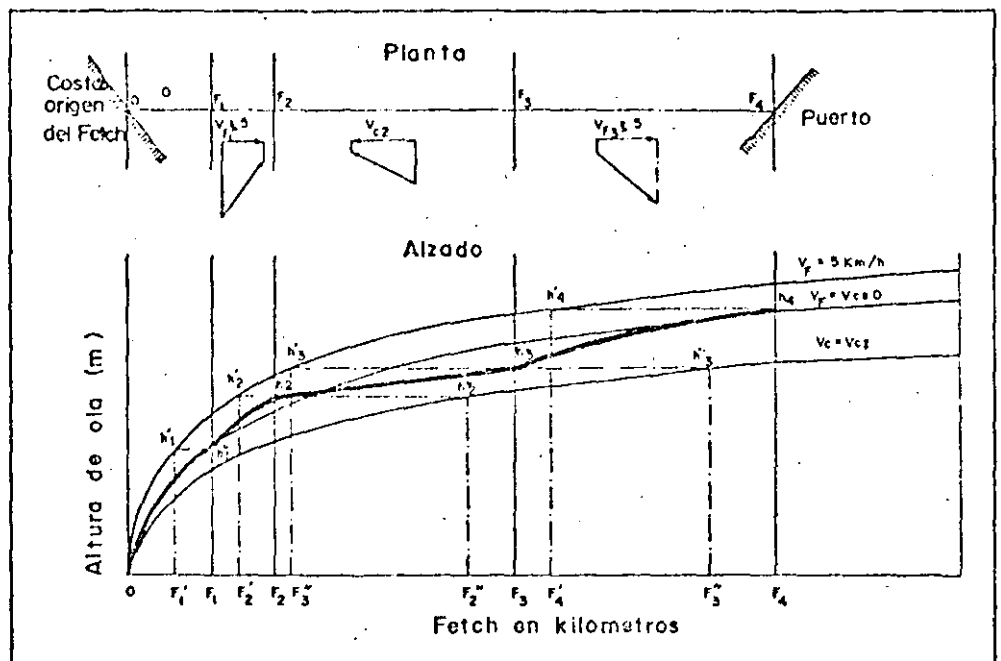


Fig. 199.—Abaco de obtención de altura de ola máxima en función del fetch geográfico y de los vientos permanentes (Iribarren)

Como se ve, la influencia de los vientos permanentes se ha desglosado en seis posibilidades diferentes, que van desde la actuación en contra con velocidad de 20 Km/h. a la favorable de 5 Km/h. La aplicación simplificada de este método consiste en estimar un valor medio de la influencia de los vientos permanentes a lo largo de toda la longitud del fetch y seguir por la línea correspondiente del ábaco hasta que la longitud del fetch determine la altura de ola máxima. Si a lo largo del fetch la influencia de los vientos permanentes es muy cambiante, se puede obtener mayor aproximación en la determinación de la altura de ola cambiando de una curva a otra según las diferentes intensidades de viento en los diversos tramos del fetch, tal como se esquematiza en la figura 200.

Fig. 200.—Ejemplo de utilización del ábaco para una determinada distribución de vientos permanentes

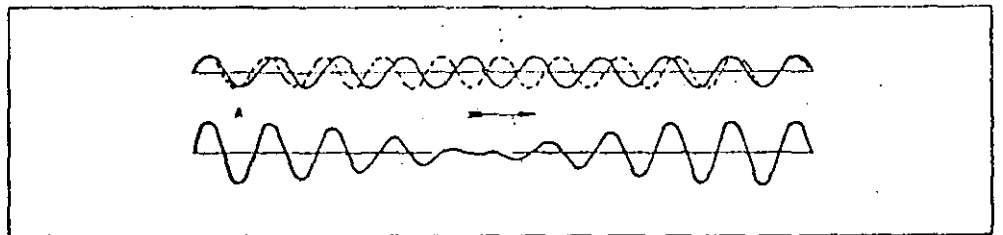


Los resultados obtenidos por aplicación de la teoría de Iribarren, aplicados dentro de unos tamaños de fetchs medios, son bastante acordes con la realidad. Sin embargo, hay que tener en cuenta las limitaciones introducidas al suponer, en primer lugar, la presencia constante de velocidades de viento máximas a lo largo del fetch —que en la práctica normalmente no sucede— y por otra parte perder, al consistir el objetivo del método en el cálculo de una ola máxima, la posibilidad de hallar las características de las restantes olas que pueden producirse.

2. Oleaje real

Si consideramos el simple caso de dos trenes de onda que tengan la misma altura y una velocidad de progresión próxima, su interferencia nos produce grupos de ondas con zonas en donde las alturas, en algunas partes, casi se duplican, mientras que en otras regiones casi desaparecen.

Fig. 201.—Superposición de dos trenes de ondas



Estas interferencias de ondas dan lugar a fenómenos más complejos que el de una onda inmersa en un grupo de ondas de idénticas características. Pero, aún así, los fenómenos derivados de la interferencia de ondas tienen un carácter periódico y por lo tanto se pueden representar matemáticamente, con lo cual se puede predecir lo que va a ocurrir en un instante determinado. Sin embargo, el fenómeno del oleaje real es aún más complejo y no admite ecuaciones que representen en el tiempo sus variaciones, dado su carácter básico de aleatoriedad, que únicamente hace posible un tratamiento estadístico del mismo.

Para mostrar la complejidad del oleaje se puede acudir a una simple consideración de sus características en la fase de formación en el océano por efecto del viento.

Si se divide la superficie sobre la que sopla el viento en celdas elementales, en las que, independientemente unas de otras, se crean ondas incipientes, con periodo, altura, fase y dirección de propagación aleatoria, al solaparse unas con otras dan lugar al estado del mar conocido como "mar en nido de abeja" o SEA, en el que las olas grandes y pequeñas se suceden sin orden aparente.

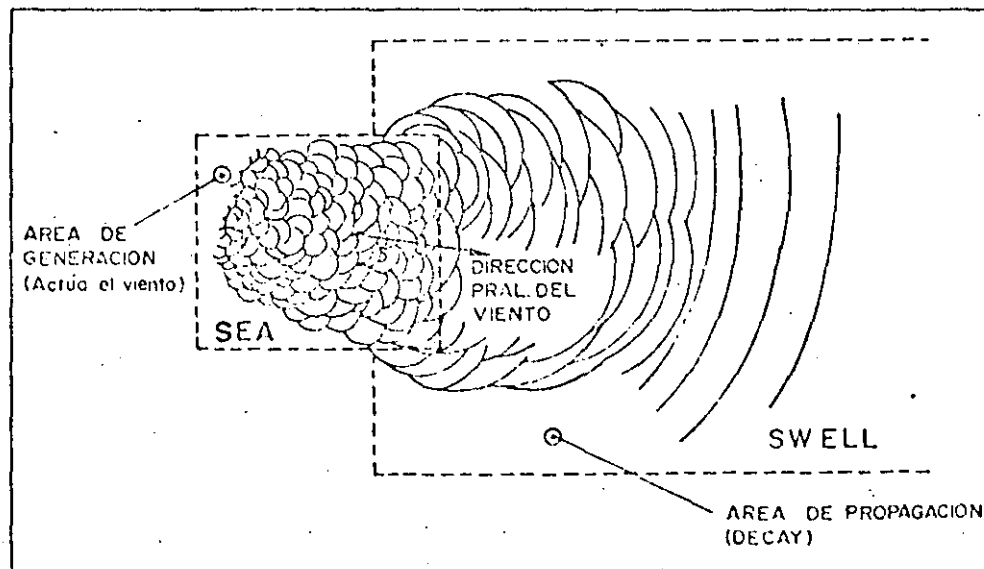
Las características más acusadas de las olas de tipo SEA son su alto peralte (relación H/L) que provoca al llegar a un cierto límite la rotura de la cresta con la aparición de los típicos "rizos" o "palomitas", la escasa longitud de las crestas y el variado rango de direcciones. Se ha podido observar asimismo que son las olas más cortas que se propagan oblicuamente a la dirección media del viento las que viajan con mayor velocidad. Por ello, en fetchs pequeños es frecuente observar que los primeros aspectos del oleaje incidente son los de trenes de olas oblicuos, cuya bisectriz es precisamente la dirección principal del viento.

Una vez que el efecto del viento cesa, al abandonar estas olas el área de generación, a lo largo del tiempo, se produce una soldadura en aquellas ondas de periodo próximo que se cortan según un ángulo, produciéndose una simplificación del oleaje hacia un periodo y dirección únicos, dando lugar al "oleaje de fondo" o SWELL que a pesar de todo no es reducible a una función analítica, ya que se suceden trenes de olas con sólo un cierto ritmo. (En el Cantábrico las 3 olas mayores de cada grupo se denominan las 3 Marias.) Las características propias del oleaje de tipo SWELL son las de un peralte bajo y una apariencia general ordenada motivada por la gran longitud y paralelismo de sus crestas.

El área sobre la que se mueven es conocida como área de extinción o "decay", puesto que las olas se van atenuando suavemente según viajan a través del océano.

Las olas con periodo más largo, al tener mayor celeridad, viajan más deprisa que las que tienen periodos más cortos y en consecuencia los distintos trenes de olas se dispersan sobre la superficie del océano.

Fig. 202.—Zonas de generación y propagación del oleaje



Tras abandonar el área de generación, las olas tienden a formar un amplio abanico conformándose poco a poco sus crestas en círculos de gran radio casi uniformes. El cálculo del periodo y altura de olas en una zona de decay puede afrontarse partiendo de los valores correspondientes al punto de salida del oleaje de su área de generación. Mediante los ábacos de la figura 203, propuestos por Brestchneider, es posible establecer dichas relaciones de altura y periodo.

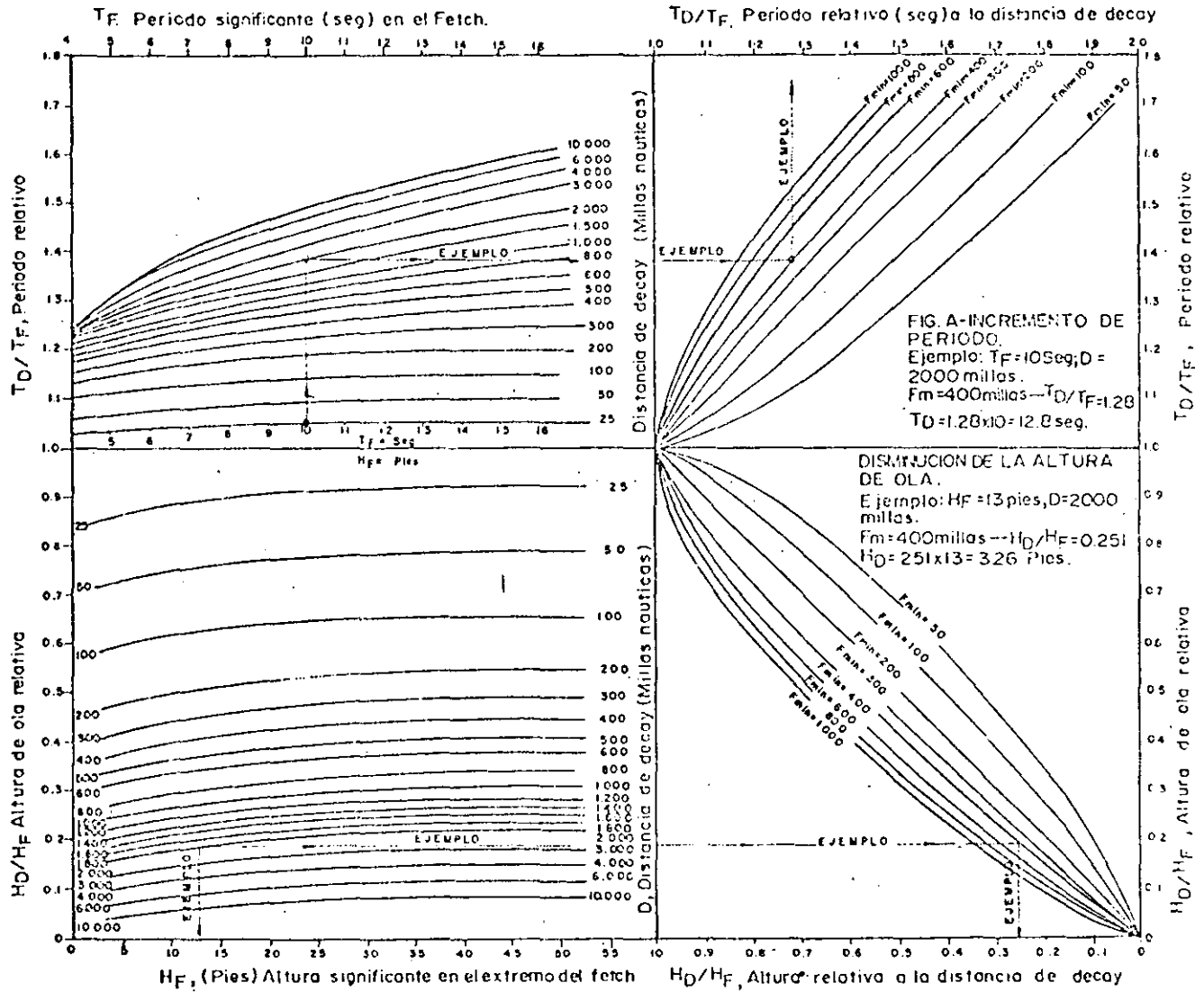


Fig. 203.—Curvas de decay Esta descripción del proceso de generación del oleaje no es sino una tremenda simplificación de dicho proceso, del que los investigadores Phillips y Miles (1957) han logrado dar una interpretación con un aceptable grado de precisión en la reproducción física del mismo, pero que no pasa de una descripción sin grandes aplicaciones prácticas.

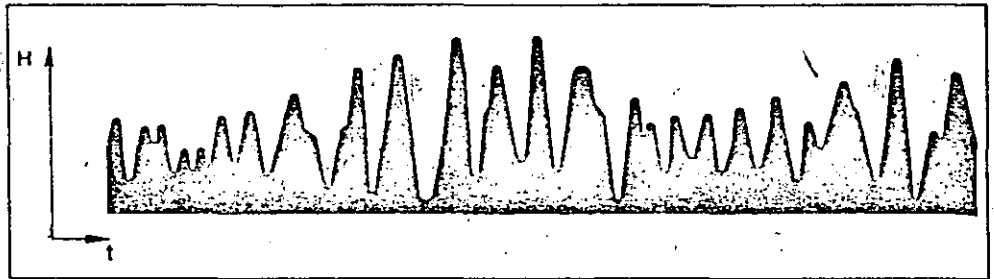
Los mecanismos externos de generación, según Phillips y Miles, se deben por una parte a una generación por resonancia entre la superficie libre de las ondas y la fluctuación de la presión que las excita como respuesta a la presión aleatoria del viento turbulento.

El otro mecanismo externo se refiere a la interacción viento-onda, a medida que la onda generada por resonancia va creciendo en amplitud y por lo tanto su presencia comienza a alterar la fluctuación de presión.

El grado de acoplamiento entre onda y viento es factor decisivo en la generación de ondas creadas.

2.1. Definiciones e hipótesis previas

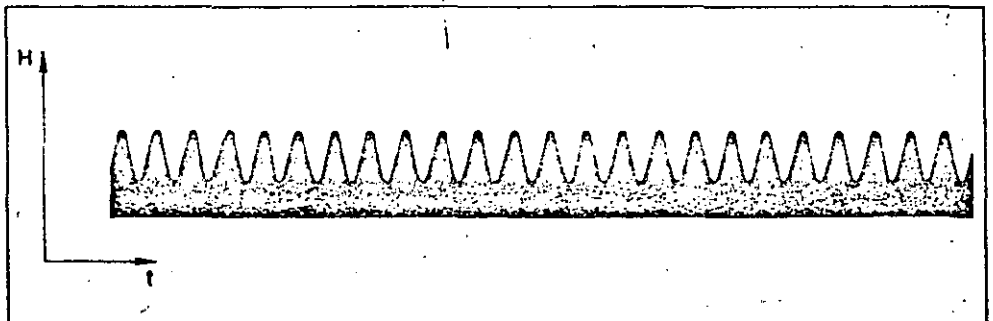
Fig. 204.—Registro de oleaje real



Partamos de un registro de oleaje tal como los de la figura 204.

La irregularidad de este registro contrasta con la regularidad del de una onda senoidal pura, tal como el de la figura 205.

Fig. 205.—Registro de ondas monocromáticas



En estos dos tipos de registros se observa la diferencia entre los dos fenómenos, el carácter aleatorio del primero y determinista del segundo, pues en éste se puede definir una ley causal a partir de la cual se podría obtener un registro indefinido. Como se observa en este segundo registro, los parámetros de la onda —amplitud, altura de onda, periodo y longitud— tienen carácter unívoco pues su valor es constante. Para definir en los registros de oleaje unos parámetros significativos que permitan la caracterización, se ha propuesto extrapolar las definiciones de los parámetros característicos de un tren de ondas. Las definiciones más utilizadas son las siguientes:

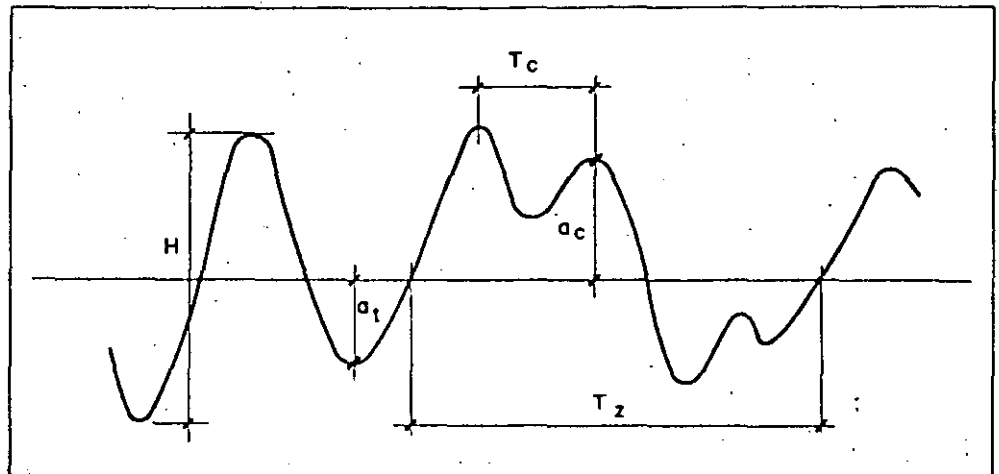
(Una definición de todas las variables puede verse en el Boletín que la Comisión de los Congresos de Navegación publicó en 1973 con las definiciones y notaciones para el oleaje.)

- Superficie libre (τ): distancia vertical entre un punto del registro y el nivel medio del mismo.

- Desplazamientos máximo (a_c) y mínimo (a_t): distancia de los máximos o mínimos del registro con respecto del nivel medio.
- Altura de ola (H): la "altura de cresta a seno" es la distancia vertical entre la cresta y el seno precedente.
- Periodo de paso por cero T_z : intervalo de tiempo entre dos cruces ascendentes del registro con el nivel medio.
- Periodo de cresta, T_c : tiempo transcurrido entre dos crestas consecutivas.

En la figura 206 se puede ver la definición gráfica de los parámetros anteriores.

Fig. 206.—Descripción de los parámetros característicos más importante del oleaje



A partir de estas definiciones en el registro de la figura anterior se puede deducir que de cada registro se obtiene un conjunto de valores que constituyen la muestra a partir de la cual hay que hacer el análisis estadístico para los distintos parámetros.

El análisis estadístico directo a partir de los parámetros anteriores permite una descripción de cada oleaje.

2.2. Geometría estadística del oleaje

Está claro que se puede hacer un análisis estadístico directo de uno o de varios registros, pero la necesidad de conocer la estructura y la generación del oleaje y su posterior manejo, exige la construcción de modelos matemático-estadísticos y físicos que han de ser comprobados con los resultados de medidas en la naturaleza y en el Laboratorio. Es en la construcción de estos modelos en donde la teoría de las ondas se aplica al estudio del oleaje, partiendo de un modelo descriptivo del mismo que es el siguiente: el oleaje es la resultante de la intersección de trenes de ondas con diferente dirección y fases aleatorias. Hay que señalar que la aplicación de estos modelos ha de hacerse a oleajes que son respuesta exclusiva a la acción de un viento turbulento, sin influencia de ninguna otra variable, profundidad, rozamiento de fondo...

La descripción de la estructura estadística de un registro de oleaje se hace a partir de parámetros que reflejan la importancia del oleaje registrado. Recordemos según los conceptos estadísticos que la curva que liga la probabilidad de ocurrencia de cada altura es lo que definimos como función de densidad.

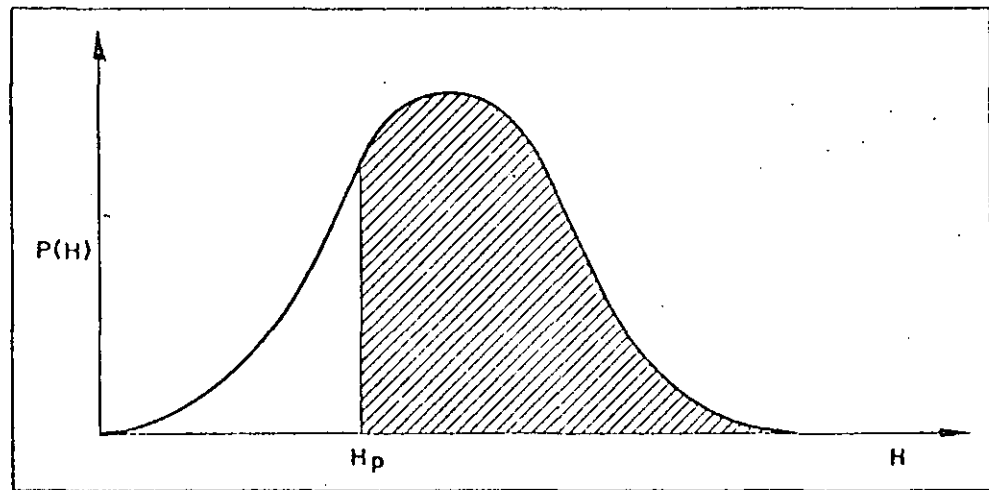
Se admite que esta función para alturas de oleaje sigue la distribución de Rayleigh es decir:

$$P(H) = \frac{2H}{Hm^2} e^{-(H/Hm)^2} \quad (\text{función de densidad})$$

siendo Hm la media cuadrática.

Su representación gráfica es la siguiente:

Fig. 207.—Función de densidad (distribución de Rayleigh)



Si queremos hallar la probabilidad q de que la altura de ola excede un cierto valor H , esto lo determinaremos mediante la expresión:

$$q = \int_H^{\infty} p(H) dH \quad (\text{función de distribución})$$

que sabemos que gráficamente equivale al área rayada de la figura.

Al hacer esta integración se deduce que la función de distribución (curva de probabilidad acumulada) tendrá la expresión:

$$q = e^{-\left(\frac{H}{Hm}\right)^2}$$

Por otra parte, la altura media H $1/n$ será, según la estadística, el cociente entre el momento de primer orden y el de orden cero:

$$H \text{ } 1/n = \frac{\int_{Hp}^{\infty} P(H) \cdot H \cdot dH}{\int_{Hp}^{\infty} P(H) \cdot dH}$$

obteniéndose que:

$$\frac{H_{1/n}}{H_m} = (LN)^{1/2} + \frac{n\sqrt{\pi}}{2} (1 - \Phi(LN))^{1/2}$$

siendo $\Phi(LN)^{1/2} = \text{erf}(LN)^{1/2}$ y $\text{erf}(x)$ la función de error (tabulada)

De aquí sale la conocida fórmula para $H_{1/3}$, particularizando para $n = 3$.

$$H_{1/3} = 1,41 H_m$$

Estadísticamente, a partir de lo anterior, se demuestra que la función que representa la probabilidad de que la altura máxima de una muestra de N olas sea H , viene dada por:

$$(7) Q(H_{\text{máx}}, N) = N (1 - e^{-(H/H_m)^2})^{N-1} e^{-(H/H_m)^2} \cdot \frac{2H}{H_m^2}; \text{ e, igual que antes,}$$

el valor medio de alturas máximas, sacado del cociente entre el momento de primer orden y el de orden cero, será:

$$(8) \frac{H_{\text{máx}}, N}{H_m} = (LN)^{1/2} + 0,28861 (LN)^{-1/2}$$

Si obligamos a que $\frac{dQ}{dH} = 0$, y siempre que $N > 100$, obtendremos que la altura máxima más probable ($H_{\text{máx}}, N$) tiene por expresión:

$$\frac{H_{\text{máx}}, N}{H_m} = (LN)^{1/2}$$

De estos parámetros la "altura de ola significante" $H_{1/3}$, definida como el valor medio del tercio de las alturas de olas mayores, representa un papel importante. Hay que recalcar que este valor no es una tal medida, sino un promedio y por tanto dependerá de la extensión de la muestra elegida, teniendo en cuenta que en la práctica las olas de menos de un pie son eliminadas en el registro.

Evidentemente podíamos haber elegido otro valor estadístico de altura de ola como más representativo que el de la altura de ola significante. Hemos visto que la estadística liga unos valores con otros. Así si tomamos como valor 1 el de $H_{1/3}$, el valor de la media de la muestra sería 0,63; el valor de la $H_{1/10}$, es decir de la media del décimo de las alturas de ola mayores, sería 1,28; el de la media cuadrática 0,702, etc.

Si ahora recordamos la teoría de las ondas aplicada a los planos de oleaje de Iribarren, veíamos que allí teníamos una altura de ola asociada a una onda que al ir aproximándose a la costa, e ir encontrando profundidades menores, iba variando en altura por efecto de la refracción. Comentábamos entonces que los tubos de energía de dicha onda se conservaban constantes y de ahí sacábamos un coeficiente de variación. Pues bien, en este caso como vemos no tenemos una onda sino un tren de olas de diferentes características cada una y que igualmente van a sufrir en su propagación el mismo efecto de la refracción. Para continuar la descripción estadística del fenómeno en profundidades reducidas será necesario, pues, contemplarlo desde el punto de vista de la energía del oleaje.

2.3. Análisis espectral del oleaje

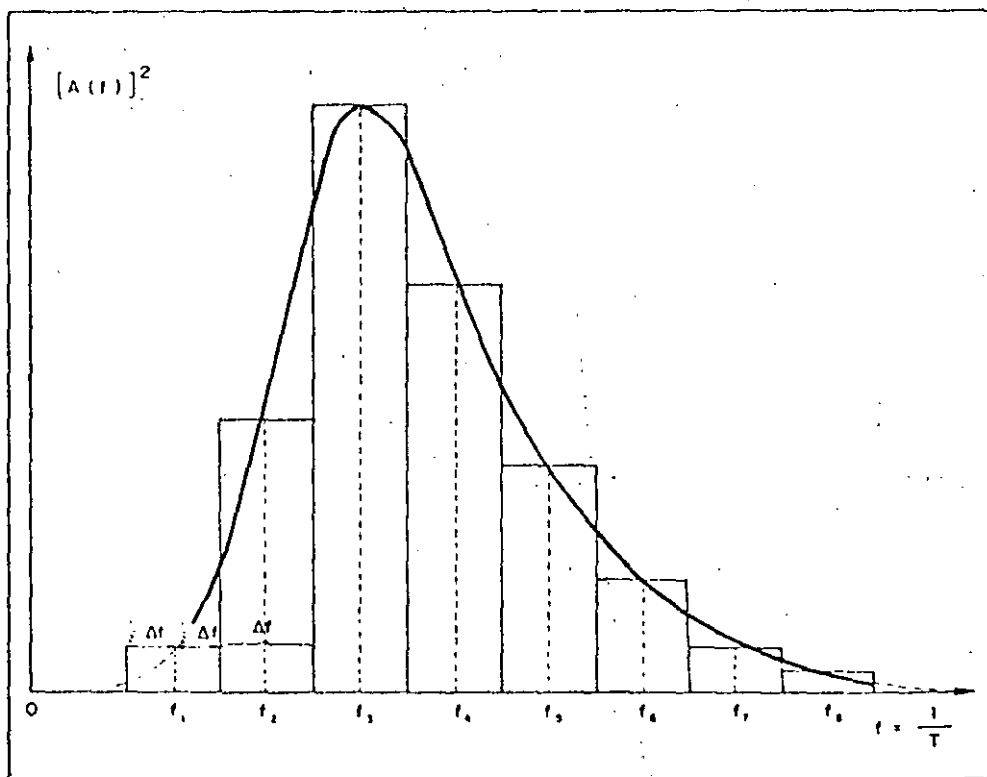
93

La función espectral o como se le designa frecuentemente "espectro de oleaje" es básica para el estudio del oleaje a corto término, pues permite una descripción espectral y estadística del mismo.

2.3.1. Función espectral del oleaje

Pierson, Neuman y James (1955) hicieron una presentación de la función espectral muy simple e intuitiva que vamos a resumir aquí, para introducir la función espectral de una manera exclusivamente descriptiva. Supongamos que la superficie aleatoria del mar puede representarse como la superposición de ondas monocromáticas con diferentes direcciones, periodos y con fases aleatorias. Cada uno de los componentes vendrá representado por una onda de Airy, pues es la única solución que admite el principio de superposición lineal. Agrupemos ahora las componentes con relación a las frecuencias medias f_i distribuidas uniformemente en $f_i \pm \Delta f_i$ en donde $f = 1/T$; obteniéndose así un número discreto de ondas de Airy que dan lugar a una distribución escalonada de un número finito de componentes, que aproxima en forma finita la distribución infinita de componentes. Finalmente asociemos a cada rectángulo de lado Δf una ordenada que da lugar a un área proporcional a $[A(f_i)]^2$, siendo $A(f)$ la altura de onda de la componente de frecuencia media f . Se obtiene así una aproximación escalonada de la función $A^2[f]$, que cuando $\Delta f \rightarrow 0$ o tiende a una curva continua entre $f = 0, \infty$ que representa la "función espectral del oleaje" (fig. 208).

fig. 208.—Espectro de energía del oleaje



Como la energía de una onda de Airy es proporcional a A^2 , el área encerrada por la función espectral $A^2(f)$ es proporcional a la energía, por lo que al espectro del oleaje se le denomina a veces "espectro de energía", que generalmente se designa por $S(f)$.

Las relaciones fundamentales que ligan el espectro de energía y la altura de ola significativa son las siguientes:

$E = 2 \int_0^{\infty} S(f) df$ y $H_m = 2 \sqrt{E}$. Si sustituimos este valor en la expresión de $H_{1/n}$ para el caso particular de $n = 3$ tendremos:

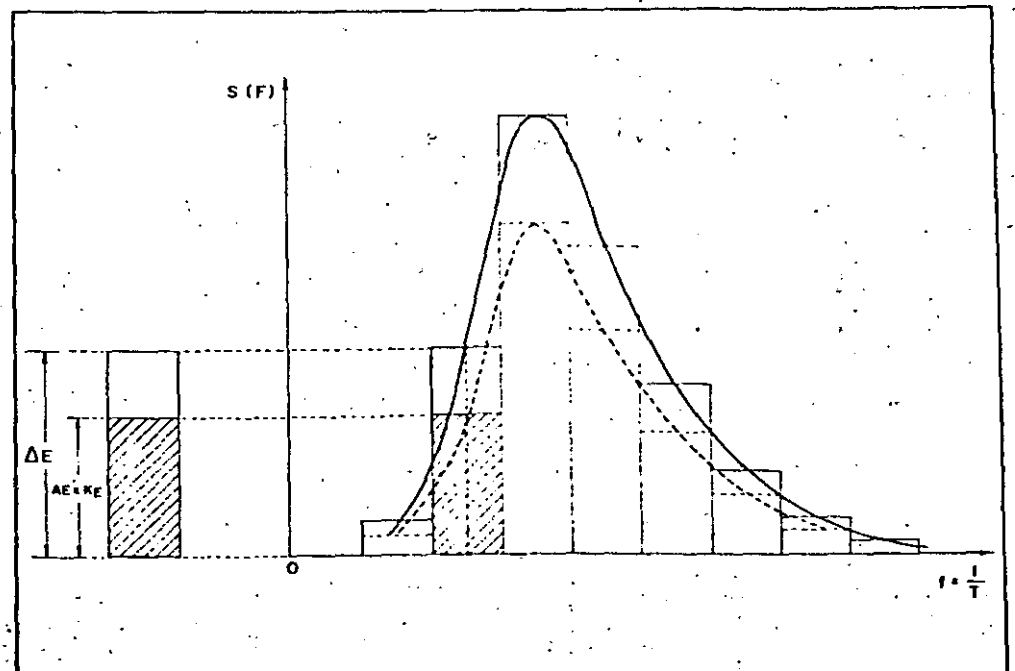
$H_{1/3} = 2,832 \sqrt{E}$, que es la expresión más utilizada en el cálculo de la previsión del oleaje.

$S(f)$ y $H_{1/3}$ serán funciones que, en general, dependerán de la velocidad del viento (U), del área donde se genera el oleaje (fetch), de la duración del temporal (t), de la profundidad (d) y, por movernos dentro de un campo gravitatorio, de la aceleración de la gravedad (g).

Volvamos de nuevo al problema de los planos de oleaje. En la teoría clásica de las ondas el problema era muy sencillo. Definidas la longitud y periodo de la misma (bien por las fórmulas de Iribarren, o bien por cualquier otra, ya que el método de los planos de oleaje es independiente de las fórmulas de previsión) podíamos hallar el coeficiente de reducción de la altura de ola K_R mediante los planos de oleaje. En el caso del oleaje real, al tener en un mismo tren distintos periodos, el problema es mucho más complicado. Sin embargo, para por lo menos comprender la fenomenología vamos a simplificar al máximo el problema perdiendo por supuesto rigor en las soluciones ya que el proceso real es mucho más complejo.

Imaginemos que tenemos definido el espectro de energía para una dirección dada, por ejemplo la NE, en profundidades indefinidas. En este caso (ver figura 209) dividimos el espectro en un número finito de partes, por ejemplo 8. En cada una de las bandas suponemos que el periodo es constante, es decir, sustituimos la línea del espectro por la quebrada escalonada.

Fig. 209.—Espectro refractado



95 Si recordamos que $H_{1/3} = 2,832 \sqrt{E}$, o bien:

$E = \frac{H_{1/3}^2}{(2,832)^2}$, vamos a ver cada banda de energía cuánto se reduce por la refracción, apoyándonos en el coeficiente de reducción de alturas K_r , hallado mediante los planos de oleaje. El coeficiente de reducción de energía será $K_E = K_r^2$. Una de las bandas de energía, que llamamos en general ΔE , se reducirá: $\Delta E \cdot K_E$.

$$\text{La energía total se deducirá } E^* = \sum_1^8 \Delta E_2 K_{E_2}$$

De esta energía E^* , ya reducida por la refracción, podremos hallar la altura correspondiente $H_{1/3}^*$, mediante la expresión $H_{1/3}^* = 2,832 \sqrt{E^*}$.

2.3.2. Métodos de funciones espectrales

Desde el año 1952 en que Neumann propone el primer espectro escalar de oleaje, obtenido a partir de datos visuales, hasta nuestros días, los modelos de espectros que se propusieron han sido muy numerosos. Desde su publicación en 1964 del espectro PMK —Pierson, Moskowitz, Kitaigorodskii— ha sido el de mayor aplicación pero actualmente y desde su aparición en 1973 ha sido sustituido por el espectro JONSWAP que lo incluye como caso particular.

El espectro JONSWAP —que designaremos por J— fue formulado como un medio de análisis de los datos de la campaña que lleva este nombre encaminada fundamentalmente al estudio de problemas de generación de oleaje. Aunque su formulación no tenía como objeto proponer un espectro standard para uso general, la realidad es que desde su aplicación su aceptación ha sido muy grande. Su formulación incluye cinco parámetros y se hace en función de $f = \frac{1}{T}$, siendo su expresión general la siguiente:

$$S_J(f) = \alpha \cdot g^2 \cdot (2\pi)^{-4} \cdot f^5 \cdot e^{\left[-\frac{5}{4} \left(\frac{f}{f_m} \right)^4 \right]} \cdot \gamma^{\frac{(f-f_m)^2}{2\sigma^2 f_m^2}}$$

con: $\sigma = \sigma_a = \text{const}$ para $f \leq f_m$

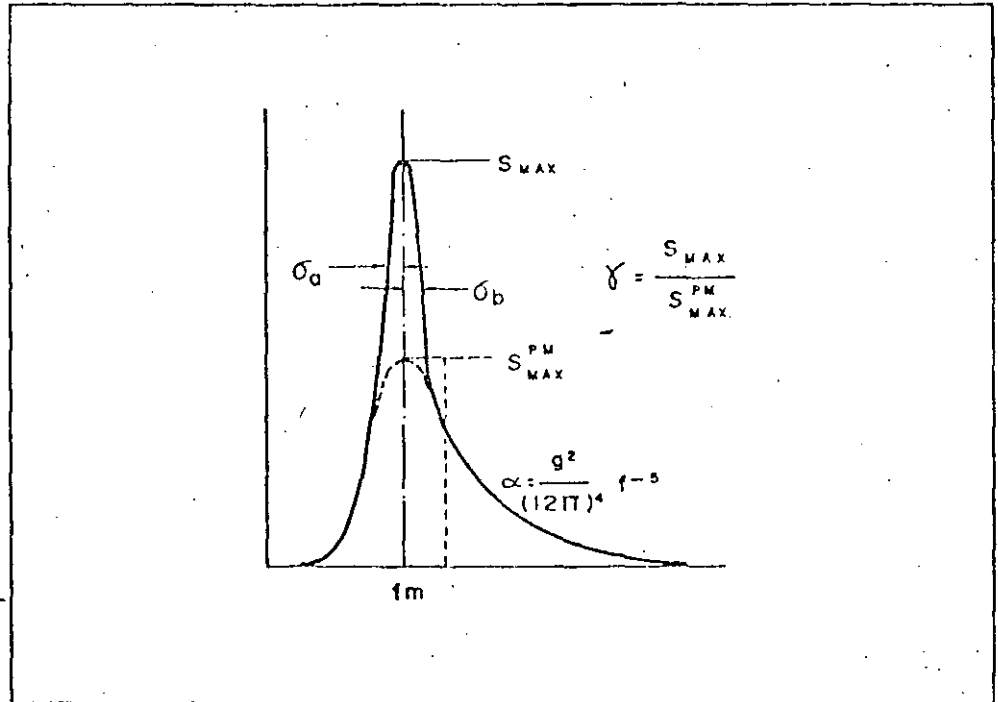
$\sigma = \sigma_b = \text{const}$ para $f > f_m$

f_m : frecuencia del máximo del espectro.

originalmente la expresión se formuló en función del espectro PMK en la forma:

$$S_J(f) = S_{\text{PMK}} \gamma^{\frac{(f-f_m)^2}{2\sigma^2 f_m^2}}$$

Fig. 210.--Definición de los parámetros del espectro JONSWAP



Los autores obtuvieron del conjunto de datos las siguientes relaciones para α y f_m :

$$\alpha = 0,076 \bar{x}^{-0,22}$$

$$f_m = 3,5 \bar{x}^{-0,33}$$

en donde,

$$\bar{x} = g \frac{x}{U_{10}^2}$$

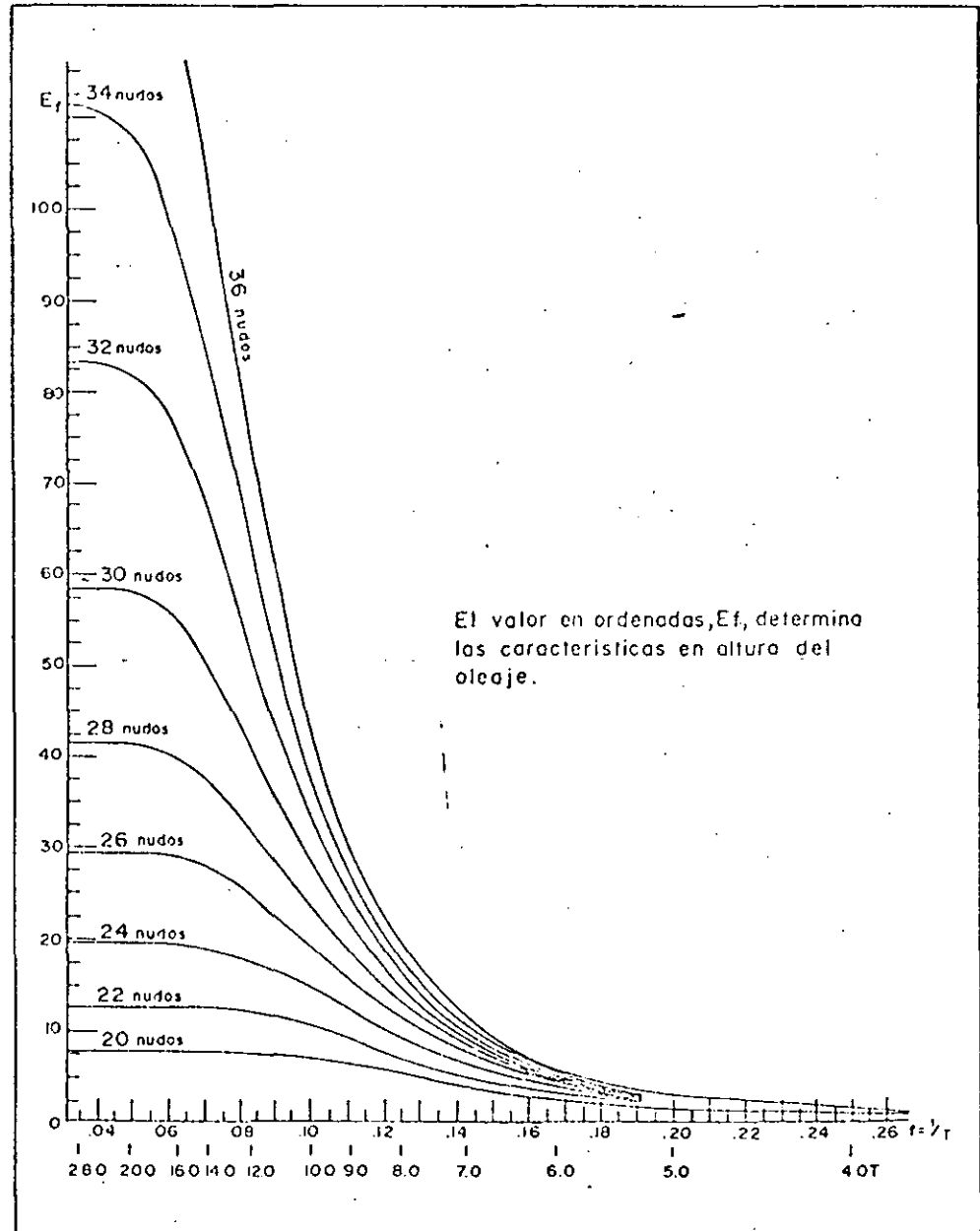
$$\bar{f}_m = f_m \frac{U_{10}}{x}$$

En estas fórmulas x es el fetch y U_{10} la velocidad del viento a una altura de 10 m. sobre el nivel del mar. Los parámetros de forma, presentan una gran dispersión y ninguna tendencia significativa con relación a \bar{x} , siendo los valores medios los siguientes:

$$\bar{\gamma} = 3,3 \quad \bar{\sigma}_a = 0,07 \quad \bar{\sigma}_b = 0,09$$

Si recordamos que $E(f) = 2 \int_0^{\infty} S(f) df$ podremos conocer la variación de la energía en función de la frecuencia f para cada velocidad de viento.

Fig. 211.—Espectro acumulativo de energía (P.M.K.) de olas oceánicas para velocidades de viento comprendidas entre 20 y 36 nudos



En definitiva vemos que si conocemos la forma del espectro del oleaje real que queremos adoptar en el estudio de un proyecto, o del oleaje que se desea introducir en los generadores de oleaje para el ensayo de un modelo reducido, el problema está resuelto ya que conocida $S(f)$ conocemos $E(f)$ y $H 1/3$.

Si tenemos medidas "in situ" mediante boyas oceanográficas durante suficiente número de años, tal vez logremos definir ese espectro característico de nuestro punto real, que naturalmente no será el PMK, sino uno de los múltiples comprendidos en el espectro JONSWAP, más o menos ancho, picudo, etc. El problema por tanto es analizar los registros y determinar por un experto cuál es el espectro a adoptar.

Sin embargo éste no es el problema más difícil ya que la mayoría de las veces lo que ocurre es que no existen datos y bien nos conformamos con definir un espectro, por ejemplo el PMK, o bien hay que recurrir, como hacia Iribarren, aunque de forma más complicada, a prever las características de un oleaje real con todos sus parámetros estadísticos, esto constituye los métodos teóricos de previsión del oleaje.

2.3.3. Métodos de previsión de oleaje

Diversos métodos empírico-teóricos han sido desarrollados para la previsión del oleaje.

El denominado SMB (Sverdrup-Munk-Bretschneider) relaciona la altura de ola significativa ($H_{1/3}$), y el periodo significativo ($T_{1/3}$) con el fetch (F), velocidad del viento (U) y duración del temporal (t) mediante las siguientes funciones:

$$\frac{gH}{U^2} = 0,283 \tanh \left[0,0125 \left(\frac{gF}{U^2} \right)^{0,42} \right]$$

$$\frac{gT}{2\pi U} = 1,20 \tanh \left[0,077 \left(\frac{gF}{U^2} \right)^{0,25} \right]$$

y

$$\frac{gt}{U} = K \exp \left\{ \left[A \left(\ln \left(\frac{gF}{U^2} \right) \right) - B \ln \left(\frac{gF}{U^2} \right) + C \right]^{1/2} + D \ln \left(\frac{gF}{U^2} \right) \right\}$$

donde:

$$\exp \{x\} = e^{\{x\}}$$

$$\ln = \log_e$$

$$K = 6,5882$$

$$A = 0,0161$$

$$B = 0,3692$$

$$C = 2,2024$$

$$D = 0,8798$$

Estas expresiones han sido abacadas para diferentes valores de la velocidad del viento. Teniendo en cuenta que, aproximadamente, la expresión:

$$E_0 = \frac{\rho g H^2 L_0}{8} = \frac{5,12 \rho g (HT)^2}{8}$$

han sido dibujadas en los gráficos las líneas en las que $H^2 T^2$ es constante, y por tanto en las que se puede considerar que la energía es constante (ver figuras 212 y 213).

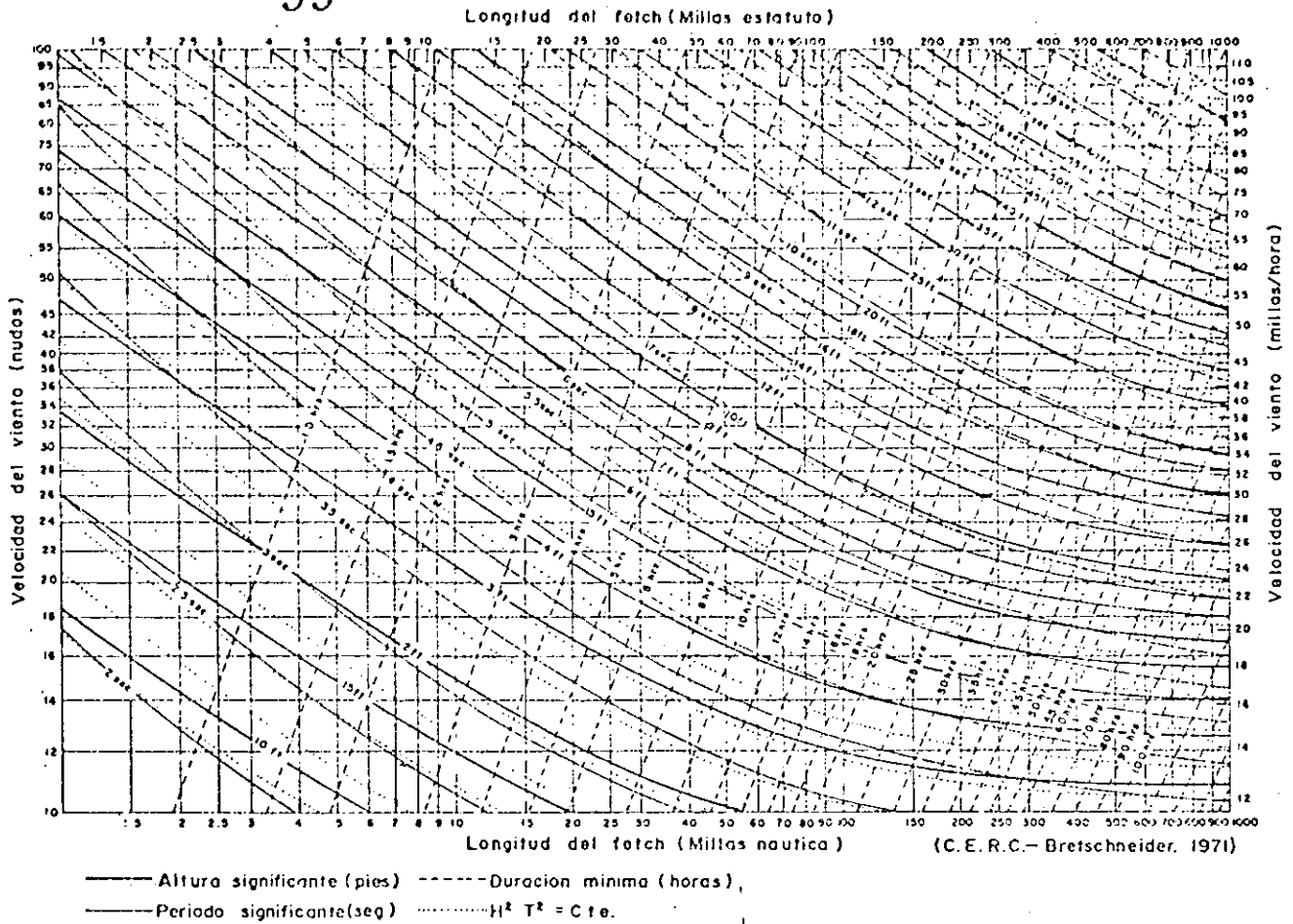


Fig. 212.—Abaco S.M.B. para fetches comprendidos entre 1-1.000 millas

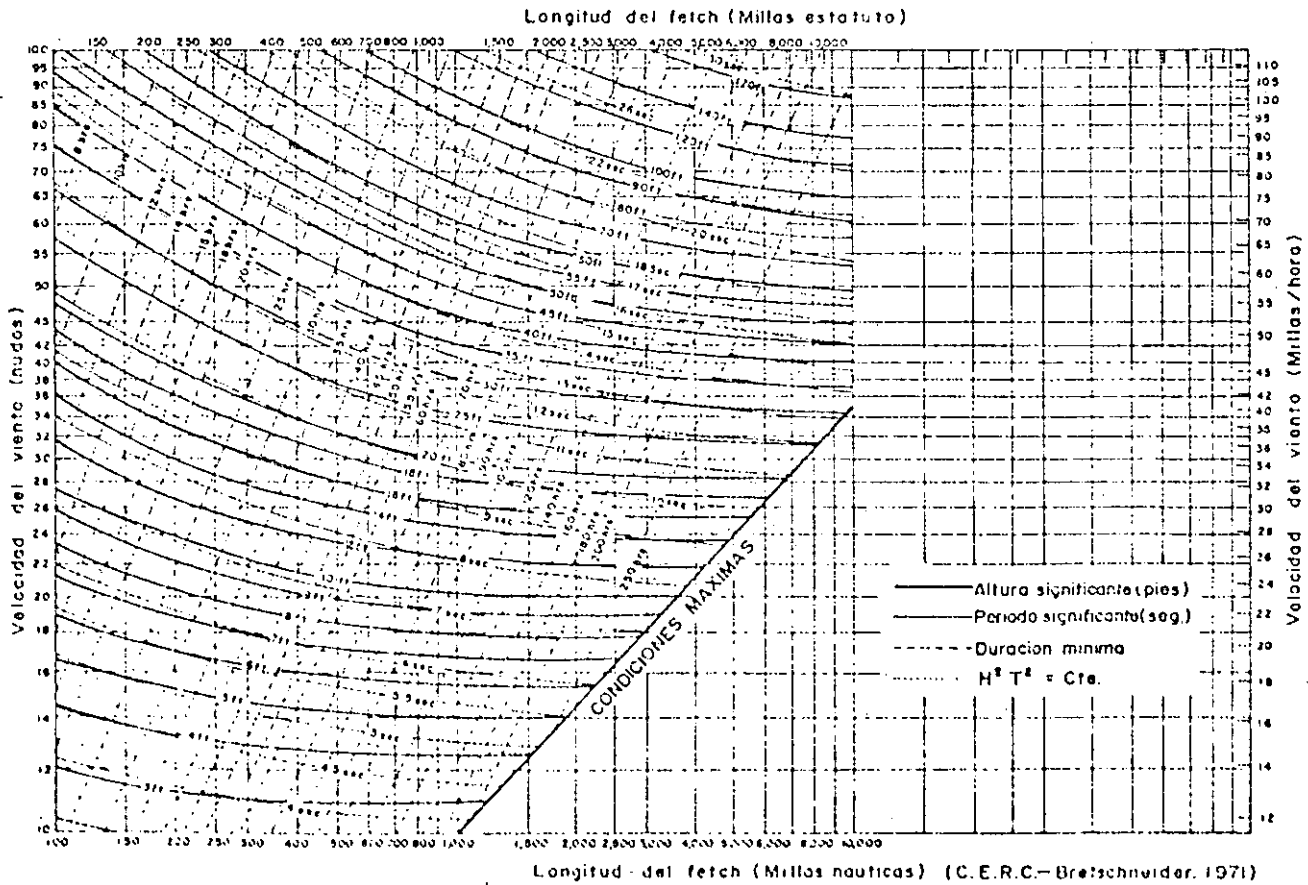


Fig. 213.—Abaco S.M.B. para fetches comprendidos entre 10-10.000 millas

100 Una expresión aproximada, a veces utilizada por la simplificación de la misma, en los desarrollos de los cálculos, es la debida a Bretschneider:

$$\frac{gH_{1/3}}{U_{10}^2} = 0,00224 \left(\frac{gF}{U_{10}^2} \right)^{1/2}$$

De ella podemos deducir que aproximadamente la altura para un viento dado es proporcional a la raíz cuadrada del fetch, y por tanto la energía proporcional al fetch.

Si observamos las curvas anteriores, vemos que los valores de $H_{1/3}$ y $T_{1/3}$, para un viento dado, no crecen a partir de un cierto valor del fetch, que denominamos *fetch mínimo*. Al valor del tiempo correspondiente al fetch mínimo se le denomina *tiempo mínimo*.

Como sencillo ejemplo práctico de utilización de estos ábacos se puede plantear el siguiente ejercicio:

Ejercicio:

Sobre una carta meteorológica se han determinado las siguientes variables:

Velocidad del viento: $U = 35$ nudos (≈ 40 m. p. h.).

Duración: 10 horas.

Se pide: encontrar la altura de ola significativa, $H_{1/3}$, y el periodo significativo para los fetchs siguientes:

- a) $F = 200$ millas náuticas.
- b) $F = 80$ millas náuticas.

Solución:

a) Entrando en el 1.º ábaco desde la izquierda con $U = 35$ nudos; moviéndose horizontalmente se intersecta la línea de 10 horas de duración antes de llegar al fetch de 200 millas náuticas.

Al punto de intersección le corresponde un fetch de 92 millas náuticas. Este es el fetch mínimo que ha quedado limitado por la duración.

Por tanto: $H_F = 13,1$ pies
 $T_F = 8,0$ seg.

b) Procediendo análogamente para $U = 35$ nudos se alcanza la vertical correspondiente a un fetch de 80 millas antes de llegar a las 10 horas de dura-

ción. El desarrollo del oleaje ha quedado limitado por la longitud del fetch, en este caso:

$$H_F = 12,6 \text{ pies}$$

$$T_F = 7,8 \text{ seg.}$$

Hasta ahora se ha supuesto que hemos elegido una carta meteorológica y sobre ella dibujamos un fetch.

Sin embargo, si elegimos una serie de cartas sucesivas (por ejemplo cada 6 horas o cada 12 horas), los fetchs que vamos obteniendo van paulatinamente cambiando. Haremos dos hipótesis. La primera supone que la velocidad de viento en las dos cartas sucesivas que utilizamos es la misma, es decir: $U_2 = U_1$.

En este caso, el cálculo no encierra dificultad; tendremos que $t_2 = t_m + Z$ (siendo Z el tiempo de lectura entre cartas) y F_2 será el que nos salga en el estudio de la 2.ª carta.

La segunda hipótesis preve que $U_2 \neq U_1$. Para el cálculo vamos a suponer que este cambio de velocidad se realiza instantáneamente al cabo del tiempo $Z/2$. El oleaje debido a U_1 puede ser calculado suponiendo que la duración de la primera carta ha sido aumentada en $Z/2$ (o bien que su fetch ha sido incrementado en $\Delta F/2$ (siendo ΔF el cambio de fetch entre ambas cartas). Con esta hipótesis podemos comenzar el cálculo de la segunda carta suponiendo que la energía inicial es la debida a la carta primera. Por tanto, los datos de partida serán U_2 , F_2 y el valor de t correspondiente a la intersección de U_2 con la línea de energía constante procedente de la primera carta. A este valor de t le añadiremos $\Delta Z/2$. Si el valor que nos salga de F_m es mayor que el F_2 , la limitación directamente la dará U_2 y F_2 .

Ejemplo:

$$U_1 = 35 \text{ nudos}$$

$$U_2 = 40 \text{ nudos}$$

$$t_1 = 10 \text{ horas}$$

$$F_2 = 220 \text{ millas}$$

$$F_1 = 200 \text{ millas}$$

tiempo entre cartas $Z = 6$ horas.

Con $U_1 = 35$ nudos $t_1 = 10$ horas sacamos $F_{m1} = 92$ millas que es menor que las 200 millas luego la limitación es por fetch.

$$t_1 + \frac{Z}{2} = 10 + 3 = 13 \text{ horas}$$

Con los nuevos valores $U_1 = 35$ nudos $t_1 + \frac{Z}{2} = 13$ horas sacamos $F_{m1} = 135$ millas. Siguiendo la línea de energía constante hasta la intersección con $U_2 = 40$ nudos sacamos $t = 8,5$ horas.

$$t + \frac{\Delta Z}{2} = 8,5 + 3 = 11,5 \text{ horas}$$

De estos valores $U_2 = 40$ nudos $t_2 = 11,5$ horas sacamos $F_{m2} = 120$ millas $<$ 220 millas y por tanto $H_{F_2} = 17$ pies.

En las fórmulas utilizadas en la previsión de oleaje, la altura de ola, semejante a como sucedía con Iribarren, depende de dos variables: el fetch y la velocidad del viento. La primera de ellas, si realizamos el análisis dimensional, vemos que se refiere, igualmente a como hacía Iribarren, a una longitud y, sin embargo, hemos dicho anteriormente que el oleaje real se genera en un área del mar como consecuencia de la acción del viento. Para aclarar esta aparente contradicción vamos a estudiar estos dos valores fundamentales más detenidamente.

2.3.4. El viento, agente generador del oleaje

El viento es el principal agente en la producción del oleaje.

La velocidad media en la atmósfera libre es la denominada *velocidad del viento geostrópico* V_g . Su determinación viene dada por la fórmula:

$$V_g = \frac{1}{2 \Omega \operatorname{sen} \varnothing} \frac{1}{\rho} \frac{\delta P}{\delta n}$$

en la que:

$\Omega = 7,29 \cdot 10^{-5}$ rad./seg. (velocidad de giro de la tierra).

\varnothing = latitud del lugar.

$$\frac{1}{\rho} \frac{\delta P}{\delta n} = 0,00093 \frac{\Delta P}{\Delta n}$$

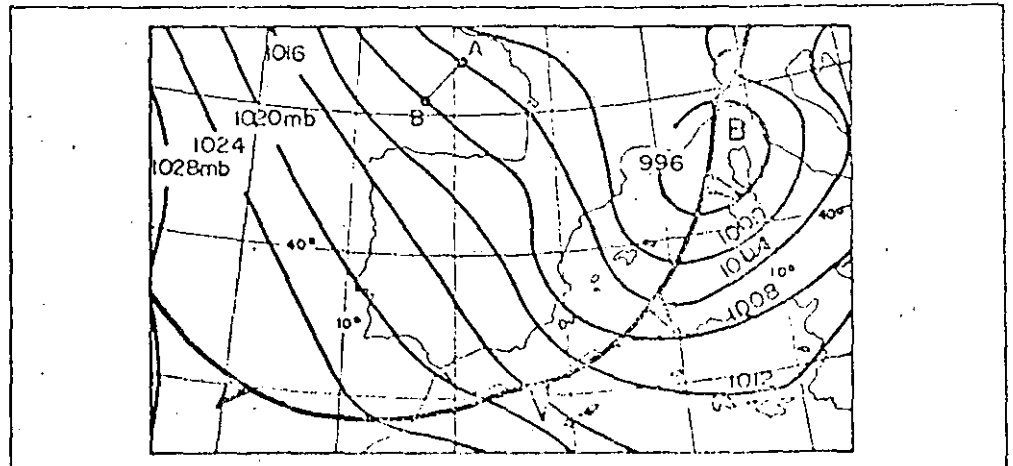
La *velocidad tipo* que nos interesa para el estudio de los temporales es la correspondiente a la cota $Z = 10$ m. (U_{10}).

La relación entre la velocidad tipo y la geostrópica viene dada por:

$$\frac{U_{10}}{V_g} \approx \frac{2}{3}$$

El gradiente barométrico en un punto, es la máxima pendiente barométrica en dicho punto, medida en mm. de mercurio por grado terrestre.

Fig. 214.—Gradiente de presión atmosférica



$$\text{gradiente} = \frac{P_x - P}{\Delta B}$$

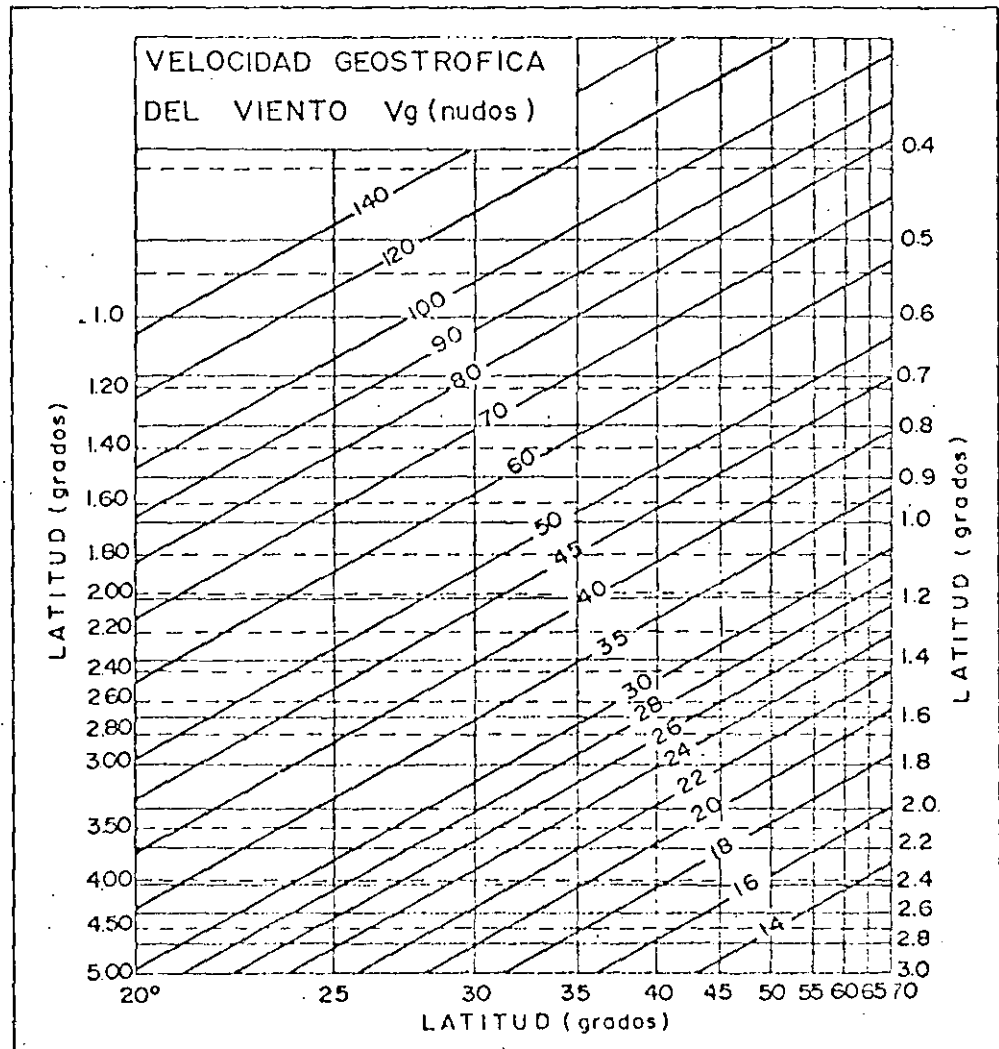
1 grado terrestre = 111,111 Km.

1 milibar = 1.000 bares = 10 dinas/cm.

1 milibar = 0,75 mm. de Hg.

La Universidad de California (1951) ha obtenido unos gráficos que nos dan directamente el valor de V_g . (En ordenadas debemos tomar la escala de la izquierda, si la separación de las isobaras en las cartas meteorológicas es de 5 en 5 mb. Tomaremos la de la derecha, si el espacio es de 3 mb.)

Fig. 215.—Curvas de relación entre el gradiente de presión y el viento geostrófico



2.3.5. El fetch, área donde se genera el oleaje

Llamamos *fetch meteorológico* a la superficie de agua en donde actúa el viento con intensidad casi constante y con una dirección tal que genere oleaje capaz de propagarse hasta el punto de previsión considerado. La velocidad se puede considerar constante si varía ± 5 nudos (2.5 m/secs) de la media. El ángulo que forma la dirección del viento con la línea que une el área de generación y el punto de presión debe ser menor de 30° , en zonas donde las isobaras sean casi rectas, y

de 45° en zonas de isobaras curvas. Por encima de estos valores los resultados se deterioran extraordinariamente. Por tanto si estamos en el 2.º caso, la línea del contorno de la superficie del fetch se halla prácticamente estudiando las isobaras de una carta meteorológica, y eligiendo aquellos puntos A tales que la línea que forma 45° con la tangente a la isobara pase por el punto de previsión.

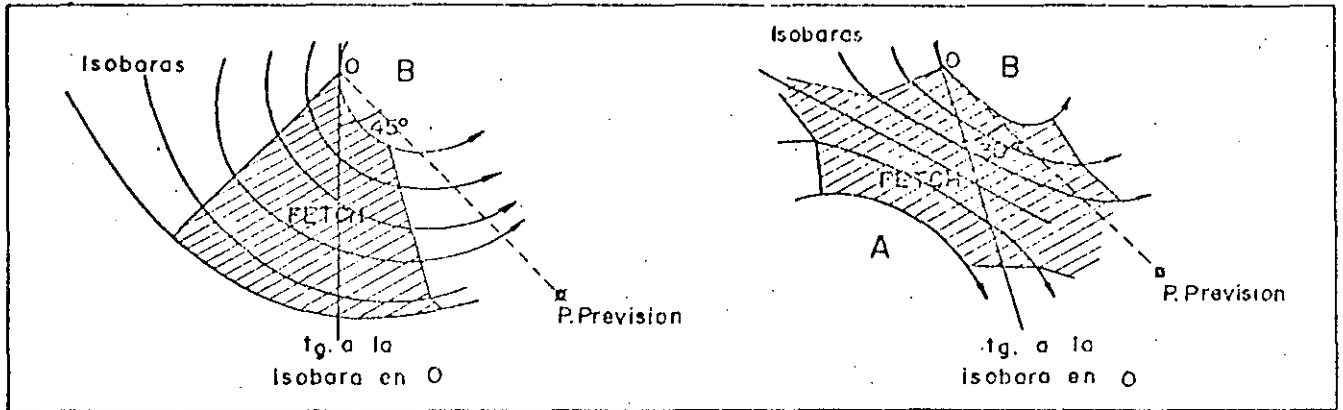
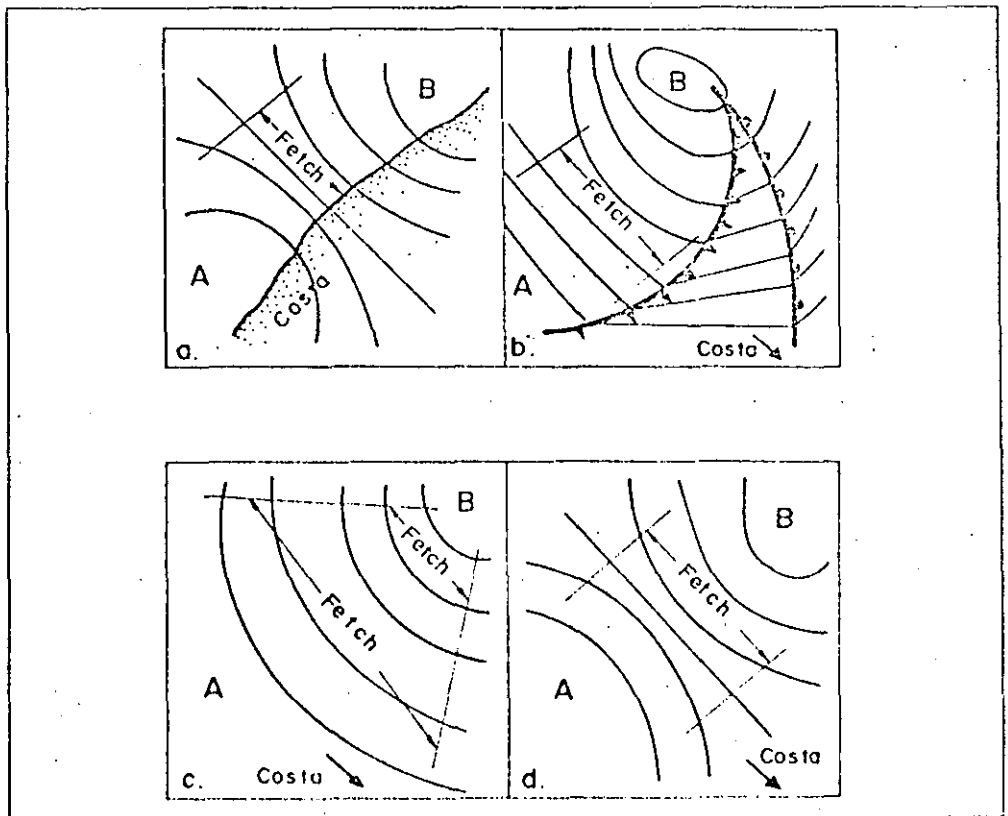


Fig. 216.—Obtención del fetch meteorológico

En cuanto a los límites del fetch, diremos que estos pueden estar definidos por:

- Una costa a barlovento del punto de previsión.
- El expansionamiento de las isobáras.
- Las líneas indicativas en los mapas de los distintos frentes.
- Con decay (distancia del frente del fetch al punto de previsión) mayor de 500 millas, la zona de área de generación con vientos de 20 nudos o menores puede ser despreciada.

Fig. 217.—Límites del fetch meteorológico



Se define *fetch esquemático* como la superficie de agua comprendida en el rectángulo que mejor se pueda encajar en la superficie irregular que constituye el fetch meteorológico. Así pues puede definirse mediante sólo dos parámetros: longitud y anchura.

Definimos como *fetch standard*, el que produce los mismos efectos que el meteorológico sobre el punto de previsión, pero tiene anchura infinita (es decir, se trata de una banda, y quedará definido sólo ya por una longitud que denominamos F .)

El proceso de determinación de los distintos parámetros que definen cada uno de estos tipos de fetchs, es el siguiente:

1. Determinación gráfica del fetch meteorológico sobre la(s) carta(s) meteorológicas.
2. Ajuste dentro de la superficie del fetch meteorológico de un rectángulo equivalente, que es el fetch esquemático.
3. Transformación del fetch esquemático en fetch standard tratando de mantener los efectos producidos por uno y otro.

La realización práctica de estos pasos es sencilla si bien en algunos casos se puede complicar notablemente por la existencia de una costa irregular o por la presencia de obstáculos como islas, arrecifes, etc. La mayor dificultad estriba en el paso de fetch esquemático a fetch standard, o lo que es lo mismo, el paso de un rectángulo a una banda ilimitada de efectos equivalentes.

Saville (1958) propuso un sencillo ábaco que relacionaba la longitud efectiva del fetch con los parámetros, longitud y anchura, que definen el fetch esquemático.

W = anchura del fetch rectangular.

F = longitud del fetch rectangular.

F_E = longitud del fetch efectivo (standard).

Será precisamente esta F_E la que habrá de introducirse en las fórmulas de casi todos los métodos analíticos de previsión, alguno de los cuales se resumirán en el apartado siguiente.

2.3.6. Abaco de Saville

Hasta ahora, en todas las fórmulas empleadas, estamos utilizando el fetch standard, es decir, el de anchura ilimitada (banda) y sin embargo el fetch real es limitado, como dijimos anteriormente. Vamos a ver cómo ligamos uno con otro.

Es generalmente reconocido que en el área de generación (fetch) las olas son generadas no sólo en la dirección principal del viento sino también con varios ángulos con éste $\rightarrow <45^\circ$, o bien $<30^\circ$, es decir que la efectividad del viento, para la formación del oleaje, por encima de estos valores es nula.

Suponemos que para un fetch de anchura ilimitada (ver figura), el punto A recibe igual cantidad de energía para cada igual sector angular, es decir que la energía procedente del sector OA1 es la misma por ejemplo que la SA9. Esta hipótesis se ha establecido para las fórmulas del SMB.

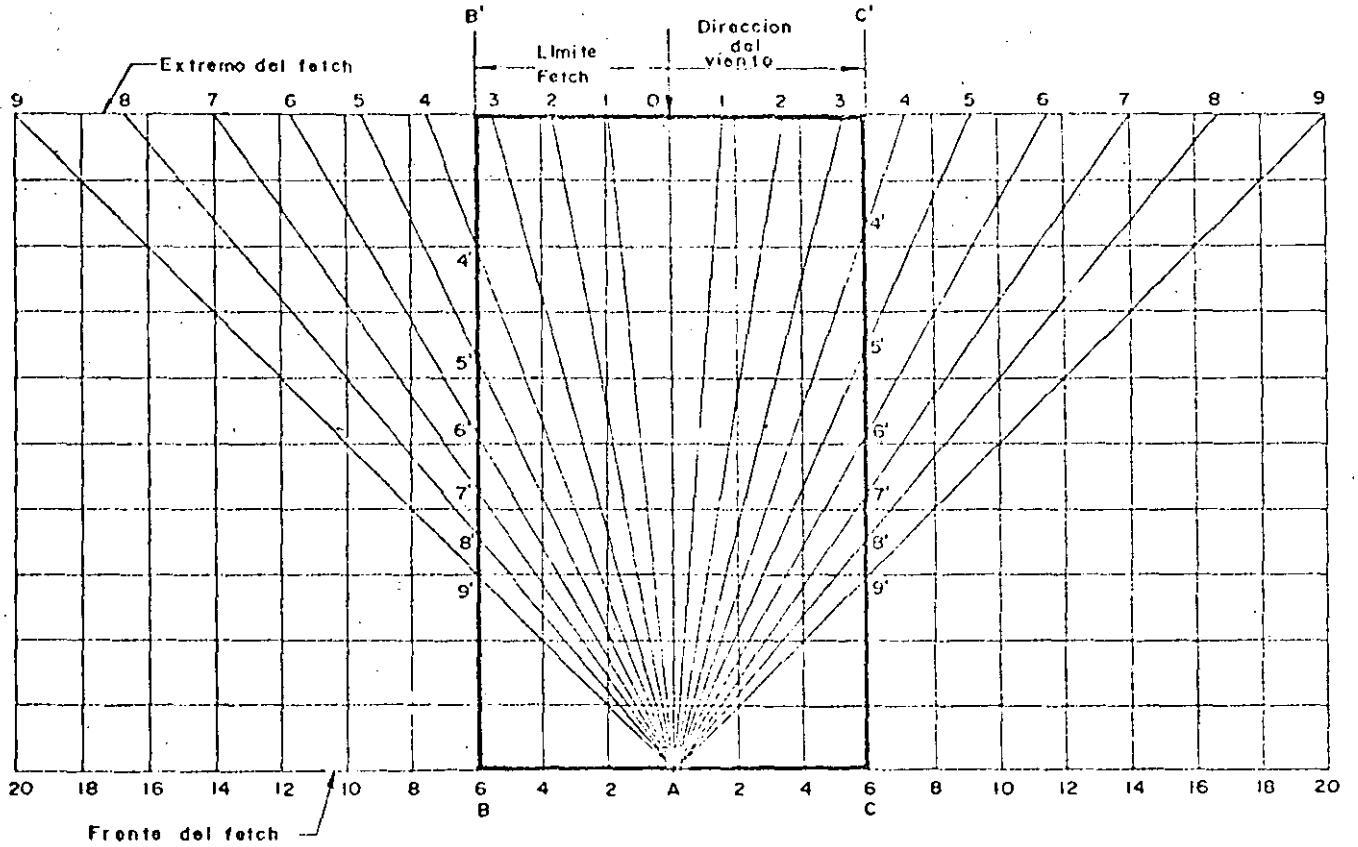


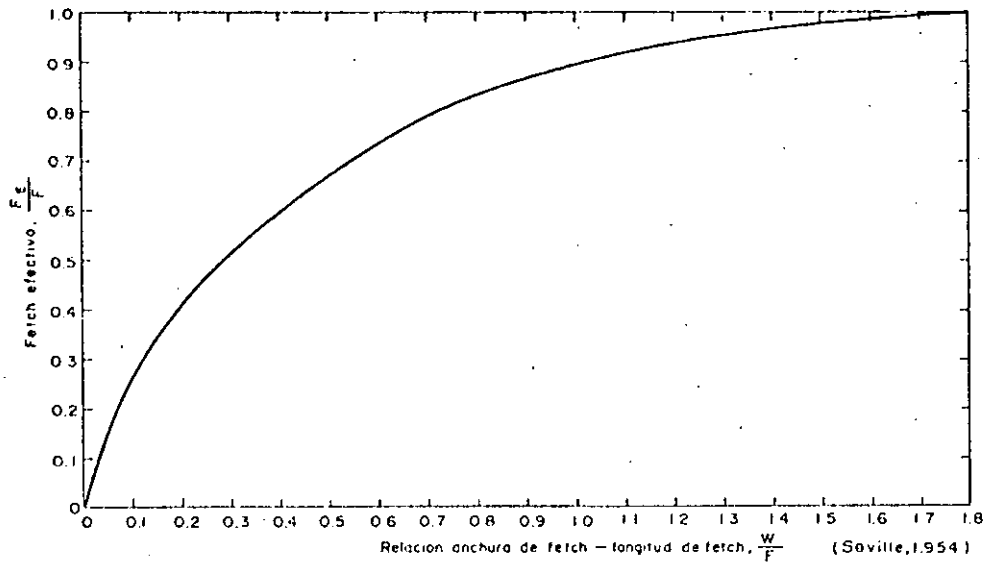
Fig. 218 a).—Limitación práctica del fetch

Otra hipótesis se puede hacer suponiendo que la efectividad de la fuerza aplicada por el viento sobre la superficie del agua varía con el coseno del ángulo.

Saville ha sacado un ábaco que da la reducción de la energía (efecto de la limitación del fetch por la anchura) en función del parámetro $\frac{W}{F}$ en las dos hipótesis anteriores para ángulos de 45° y de 30°.

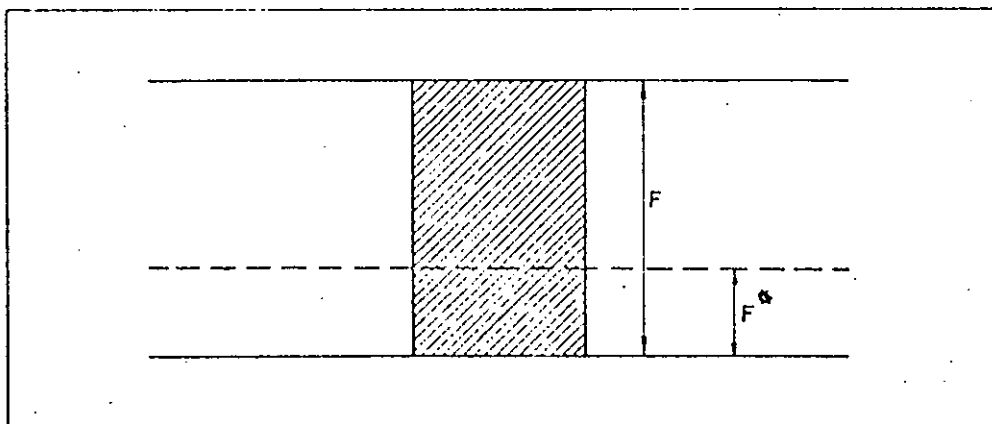
Para ello recordemos que la energía, y el Fetch son proporcionales (Bretschneider) y por tanto para el lector último la efectividad será únicamente la correspondiente a la longitud A9' y no a la del A9. Sumando los 18 sectores tendríamos la relación entre la banda de anchura infinita y el rectángulo considerado, lo que nos da el punto del ábaco buscado. Al variar las dimensiones del rectángulo iremos obteniendo diversos puntos que constituyen la curva de Saville.

Fig. 218 b).—Abaco de Saville para fetch rectangular



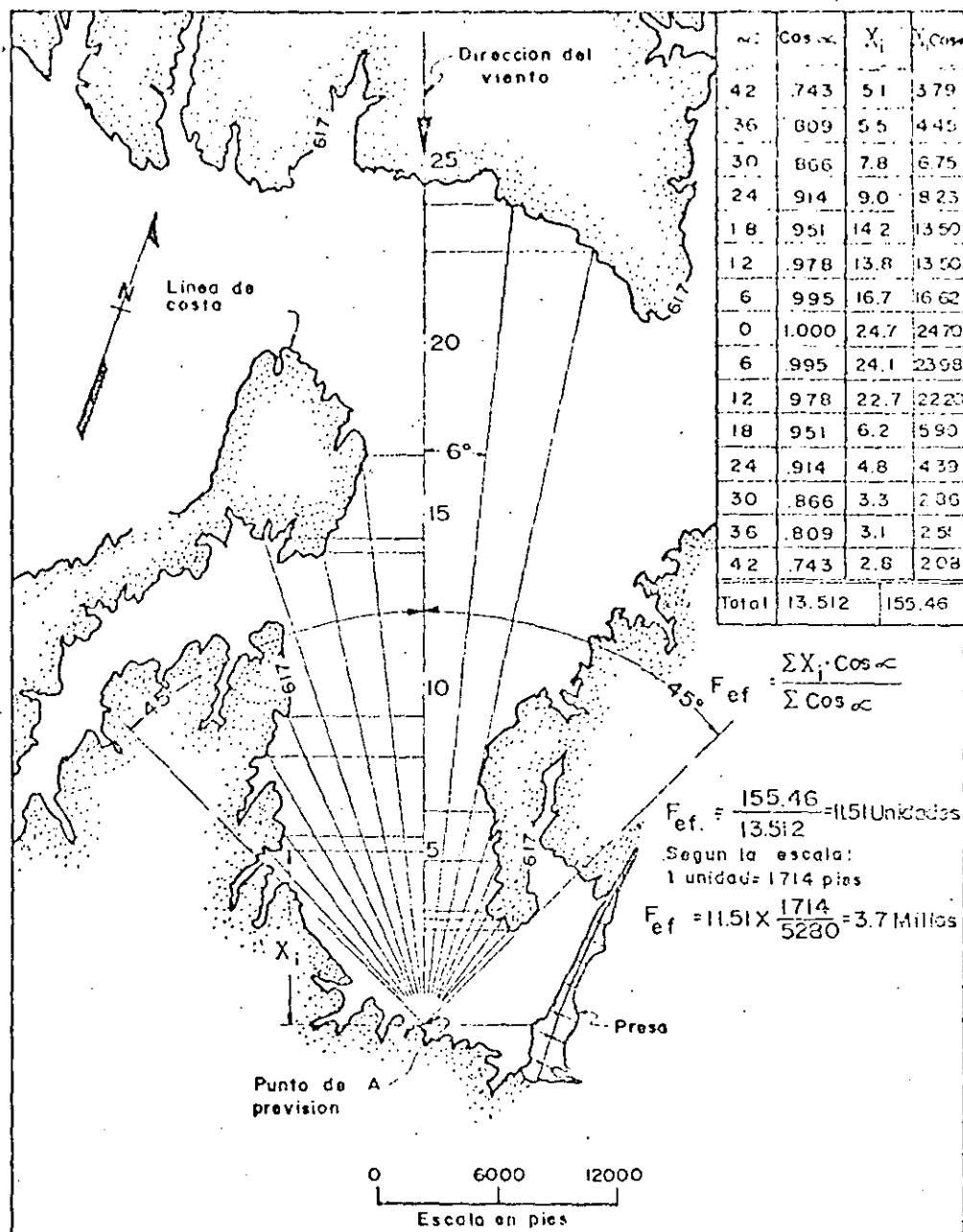
En definitiva, el ábaco de Saville nos permite resolver el problema de la previsión de cálculo mediante el siguiente artificio: definido el fetch esquemático (rectángulo) suponemos una banda que lo envuelva y por tanto que dará una altura superior a la real. Mediante las fórmulas del SMB obtenemos la $H_{1/3}$, correspondiente a este F ficticio. A su vez hallamos la E correspondiente mediante $H_{1/3} = 2,832 \sqrt{E}$. La energía real E^* , correspondiente al rectángulo, será menor y la deduciremos del ábaco de Saville.

Fig. 219.—Relación entre el fetch esquemático y standard



En el caso de que el fetch sea de forma irregular por la configuración de la costa, como el caso indicado en la figura, el procedimiento que aconseja el "Shore Protection Manual" U. S. Army, es semejante al empleado por Saville. Consiste en dividir el sector de 90° principal (45° a cada lado de la dirección principal) en 15 intervalos de 6° . La componente de la proyección de cada radio vector sobre la dirección principal del viento es multiplicada por el coseno del ángulo formado por el radio vector y la dirección principal. Se obtiene así, directamente, la longitud efectiva del fetch, F_{eff} en el gráfico, que ha de ser empleada posteriormente en las fórmulas de previsión de oleaje.

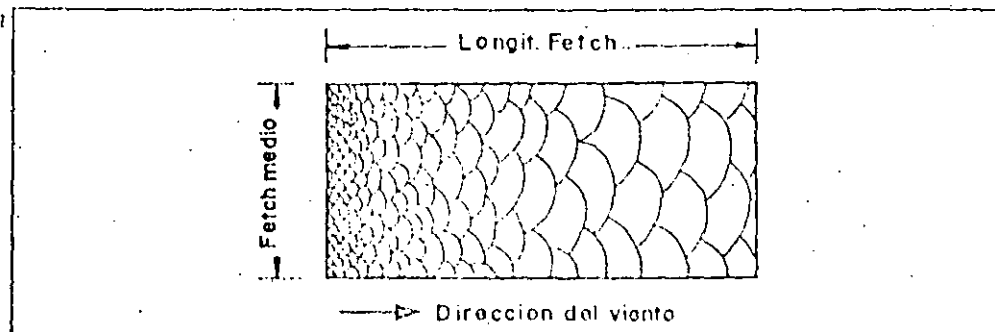
Fig. 220.—Obtención del fetch efectivo en el caso de costas irregulares y áreas de agua limitadas



2.3.7. Clases de oleaje

En la realidad, al estudiar una serie de cartas meteorológicas que nos definan un temporal, vemos que tanto los fetchs como la duración son limitados, y podrán ocurrir los siguientes casos:

Fig. 221.—Esquema del fetch



109 A) Fetch y duración superiores a los mínimos.

En este caso, diremos que el oleaje es “*totalmente desarrollado*”, de tal manera que, como consecuencia del viento, las características fundamentales del oleaje (altura y periodo) crecerán desde el punto de origen, como funciones monótonas crecientes del viento y de la distancia, a dicho punto 0. Esto ocurrirá así hasta la distancia que hemos denominado fetch mínimo (F_m o bien F_{m5} —notación americana: the *Fetch After a Steady wave state*, o bien *Full Arisen Sea*), a partir de la cual existirá equilibrio entre la energía captada al viento y la consumida en mantener la propagación del movimiento ondulatorio.

Fig. 222.—Variación del espectro del oleaje según la longitud del fetch (F) y la duración del viento (t)

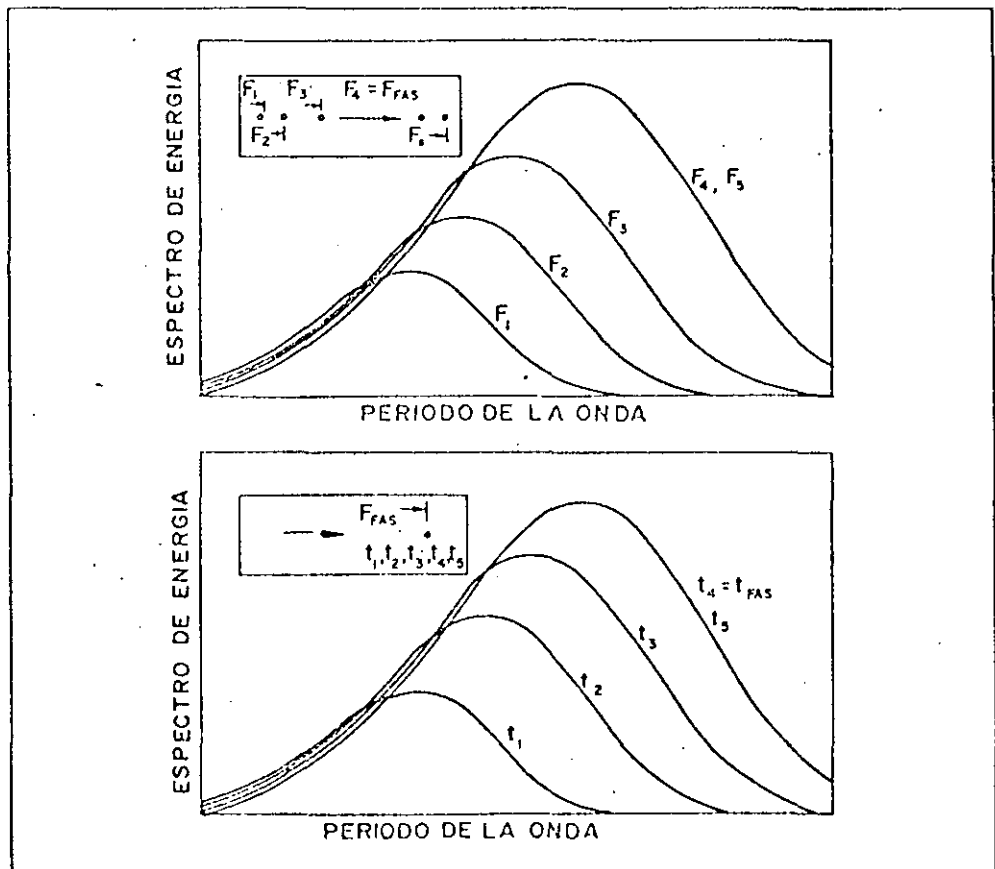
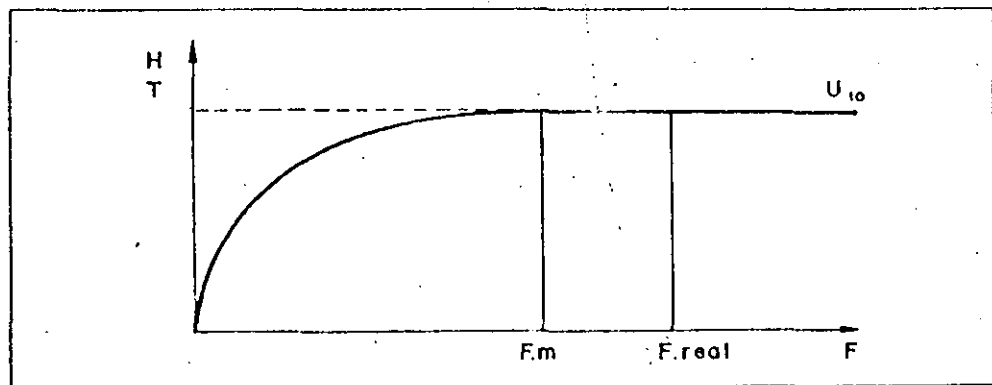
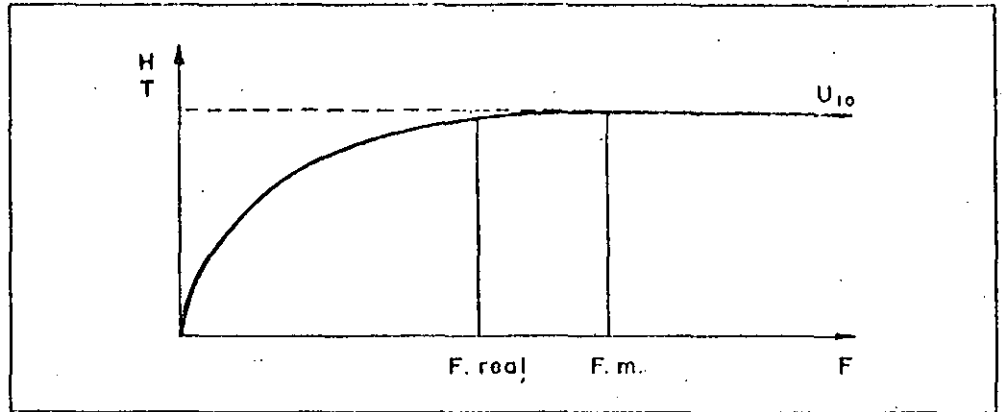


Fig. 223 a).—



B) Fetch real menor que el mínimo, duración real mayor que la mínima:

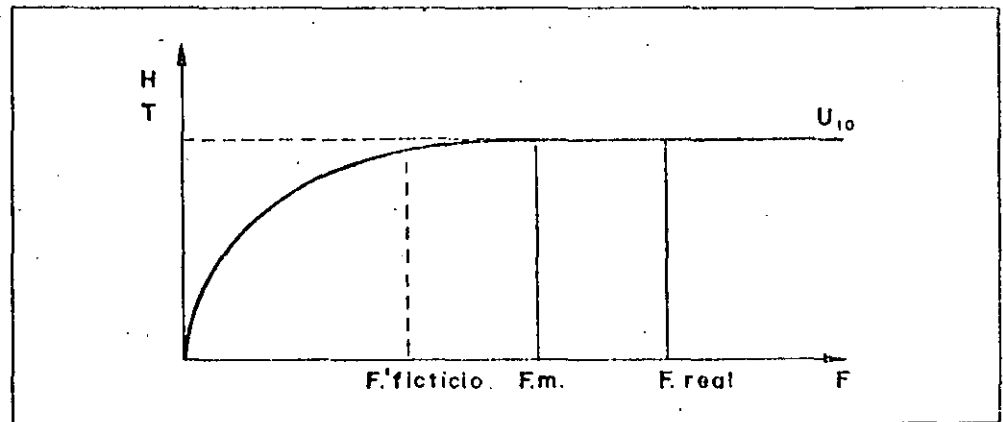
En este caso el oleaje es *parcialmente desarrollado* y crecerá hasta los valores correspondientes a F_{real} .



C) Fetch real mayor que el mínimo, duración real menor que la mínima:

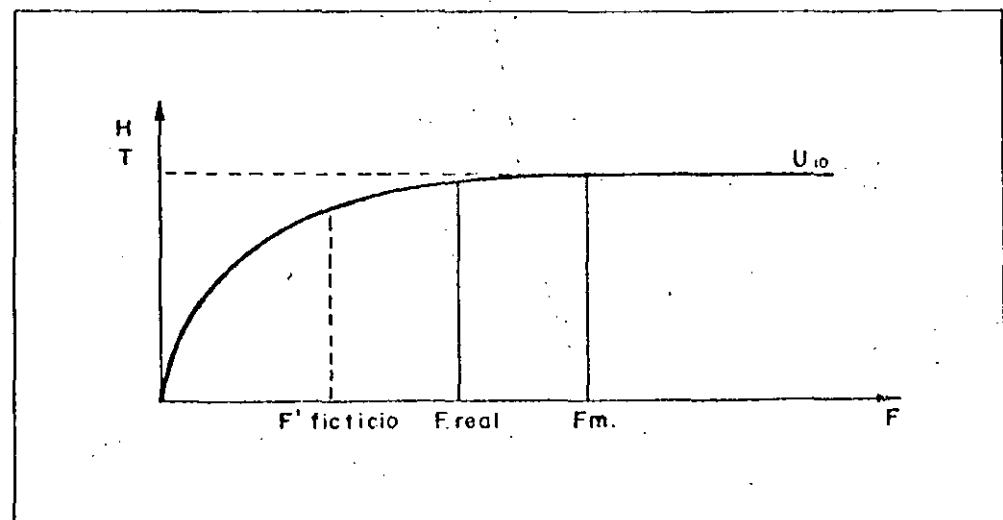
Por medio de la fórmula $\frac{gt}{U_{10}} = \frac{100}{3} \left(\frac{g \cdot F^{3/4}}{U_{10}^2} \right)$ se halla el F' que le corresponda a la duración real y el oleaje crecerá hasta F' (fetch ficticio).

Fig. 223 c).--



D) Fetch real menor que el mínimo, duración real menor que la mínima:

Fig. 223 d).--



2.4. Obtención de los espectros de energía para las distintas clases de oleaje

La energía total, es decir toda el área, la hallaremos particularizando el valor del espectro PMK para $f = 0$.

$$E_{\text{TOTAL}} = E(0) = \frac{5'486}{10^3 \cdot g^2} U^2$$

Debido a que el oleaje real no tiene todas las componentes correspondientes a los distintos periodos, y aunque, desde un punto de vista teórico, todos los periodos T (o frecuencias f), de cero a infinito, deben encontrarse en el oleaje totalmente desarrollado, Newmann recomienda acotar el espectro entre dos frecuencias: f_i (frecuencia inferior) y f_s (superior), que definen el *intervalo característico*, eliminando así la energía comprendida en el intervalo $[0, f_i]$, que será del orden de 5 % de la E total, y la energía comprendida entre $[f_s, \infty]$, 3 % de la E total.

Y por tanto:

$$E(f_i) = 0'95 E \text{ total}$$

$$E(f_s) = 0'03 E \text{ total}$$

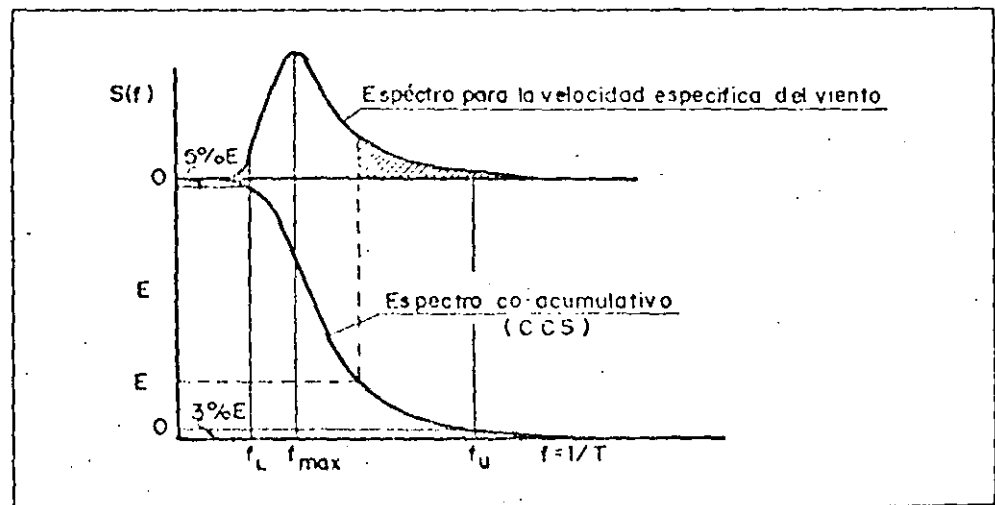
por lo que:

$$f_i = \frac{0'705g}{U} \quad \text{y} \quad f_s = \frac{2'22g}{U}$$

Hallando la derivada de $S(f)$ e igualando a cero para ver los máximos, obtenemos:

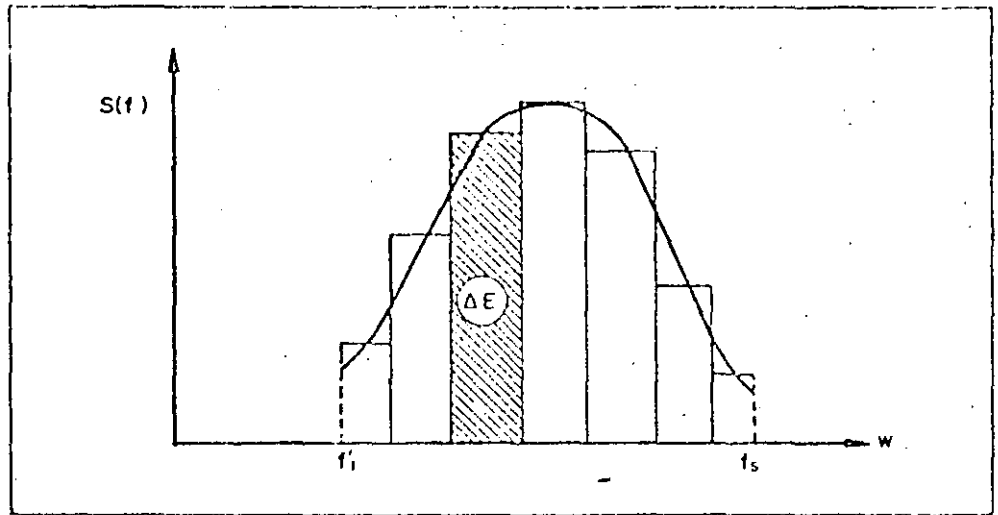
$$f_{\text{óptimo}} = \frac{0'877g}{U}$$

Fig. 224.—Espectro co-acumulativo



El espectro de energía lo construiremos por intervalos mediante los rectángulos correspondientes de incrementos de energía (ver figura 225), haciendo uso de los ábacos que nos den el valor de F en función f para cada valor de U .

Fig. 225.--Descomposición en bandas de frecuencia



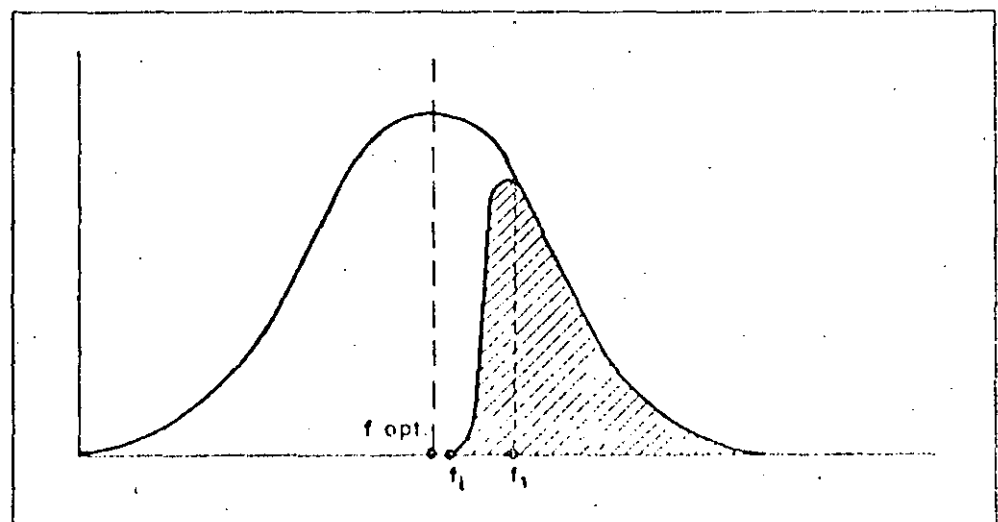
Para el caso de *oleaje parcialmente desarrollado*, es decir, cuando el fetch o el tiempo son menores que los mínimos, le corresponderá un espectro de frecuencias a partir de una f_1 determinada. Supondremos que las ondas componentes de este espectro están saturadas, es decir, que corresponderá a las bandas de frecuencia la misma energía que si el oleaje estuviera totalmente saturado. Para saber el valor de f_1 , a partir del cual se desarrolla el espectro, tendremos que, conocido el valor de $H_{1/3}$ mediante la fórmula de S. M. B., como $H_{1/3} = 2.832 \sqrt{\bar{E}}$, conoceremos el valor de \bar{E} . Entrando en los ábacos conoceremos qué frecuencia f_1 le corresponde.

Para el dibujo del espectro de energía, en el caso de oleaje parcialmente desarrollado, quitamos igualmente el 3 % de la energía para las frecuencias superiores y ajustamos la parte de frecuencias inferiores de la forma siguiente:

(A) Si $f_1 > f_{\text{óptimo}}$

$$f_1 = 0,85 f_1$$

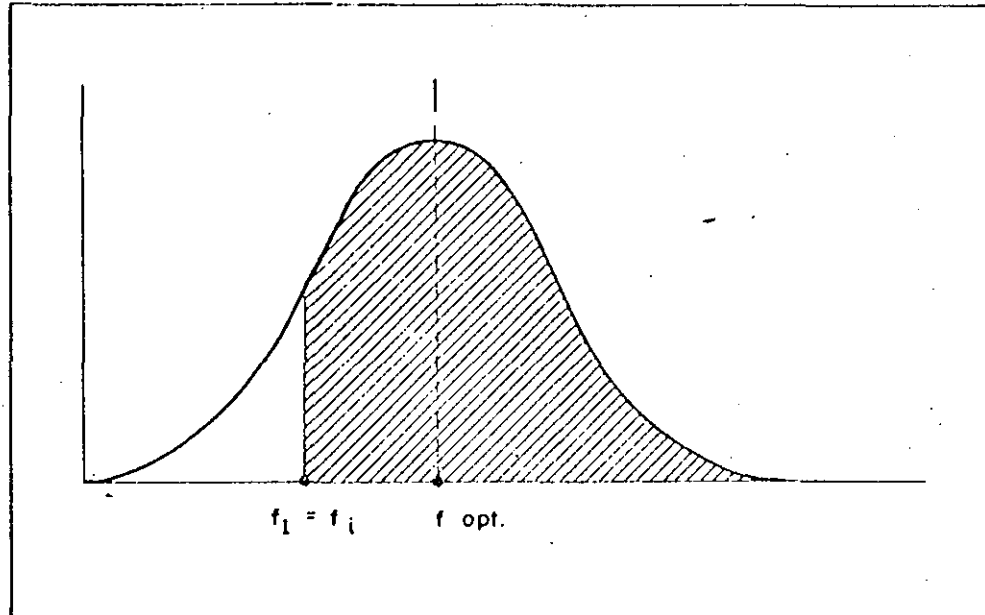
Fig. 226.--



(B) Si $f_1 < f_{\text{óptimo}}$

$$f_1 = f_i$$

Fig. 227.—



3. Estudios estadísticos del oleaje

El necesario conocimiento del oleaje para el diseño de las obras marítimas es distinto según la funcionalidad de las mismas.

Distinguiremos dos clases de estudios: el régimen de oleaje y el régimen de temporales.

Definiremos como *régimen de oleaje* a la ley que nos define el porcentaje de tiempo que la altura de ola excede un cierto valor (para el año medio). El conocimiento de este régimen de oleaje, nos va a ser imprescindible fundamentalmente para el estudio de la explotación de los puertos y de los procesos litorales. En efecto, si tuviésemos un puerto como el de Castellón, en el que la descarga de crudos de petróleo para la refinería se hace en mar abierto, simplemente amarrando el barco a un campo de boyas, evidentemente habrá situaciones del mar en las que el buque no podrá trabajar pues rompería los anclajes. Es fundamental conocer por tanto el porcentaje de tiempo durante el año medio que preveamos que esta situación se produce, ya que si ligamos esta paralización a un estudio económico, obligará en muchos casos a la construcción de un puerto convencional protegido por diques exteriores.

En las obras de ingeniería de costas, el movimiento de las arenas va ligado igualmente al porcentaje de tiempo que el oleaje incide sobre la costa en una u otra dirección para distintas intensidades, el conocimiento de la resultante anual de este movimiento es fundamental para el diseño de las obras de defensa.

114 Por el contrario, las obras de los diques exteriores o de las situadas en mar abierto, necesitan un conocimiento del oleaje distinto para su cálculo ya que éstas se destruyen o averían una vez superada una cierta altura y por tanto lo que necesitamos es conocer la probabilidad de presentación de estos temporales. Mediante la estadística aplicada a observaciones o estimaciones de altura de ola de temporales se puede obtener la ley de probabilidad de presentación de estas alturas de temporal que constituyen el *régimen de temporales*.

3.1. Régimen de oleaje

La elaboración del régimen de oleaje para un punto o zona de previsión se puede realizar a partir de observaciones visuales puntuales recogidas en campaña directa o recopiladas en publicaciones especiales o bien a partir de registros directos del oleaje mediante boyas o sensores.

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.

— *Método de las cartas de "Sea and Swell"*. Para mejor comprensión del concepto de régimen de oleaje se expone a continuación uno de los muchos métodos de obtención práctica:

Este método está basado en las observaciones del estado del mar realizadas por barcos de líneas regulares y pertenecientes a la marina de guerra.

En la gran mayoría de las cartas el registro del oleaje se halla diferenciado en dos tipos, SEA y SWELL, presentándose el resumen de observaciones por meses y zonas, y dentro de cada zona por una rosa de oleaje. Cada rosa consta de ocho direcciones representándose para cada una de ellas la distribución de alturas observadas reducidas al mes medio. La distribución de alturas se hace partiendo de intervalos (por ejemplo: 1 pie, 1-3 pies, 3-5 pies, 8-12 pies y 12 pies) asimilando a 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 está incluida en el intervalo y cuya dirección es la representada por la flecha correspondiente.

Para facilitar la comprensión del método, se ha incluido un caso práctico: el régimen de oleaje para Bilbao.

Los datos han sido obtenidos de las cartas de "Sea and Swell" contenidas en la publicación n.º 700 de U. S. Naval Oceanographic Office.

El ejemplo que aquí se acompaña se limita a la obtención de un régimen escalar del oleaje. Siguiendo el mismo método se pueden obtener regímenes direccionales y estacionales del oleaje considerando exclusivamente los datos para las direcciones y meses apropiados. La fiabilidad de tales regímenes depende de la amplitud de la muestra es decir del número de observaciones realizadas.

Una vez determinada la rosa de oleaje en cuya zona está nuestro punto, el primer paso es determinar cuales son las direcciones a través de las cuales puede llegar el oleaje. Para el ejemplo de Bilbao tomamos el N. O., N. y N. E.

115 Se elaboran los cuadros n.º 1 (SEA) y n.º 2 (SWELL). En ambos, para cada dirección y mes figuran los porcentajes referidos al tiempo total en que se presentan alturas de ola significantes comprendidas en unos intervalos. Como puede comprobarse, los intervalos para el SEA difieren de los correspondientes al SWELL. Los porcentajes se obtienen mediante lectura directa en las cartas (figs. 228 y 229).

Fig. 228.—Datos de la publicación "Sea and Swell" relativos al oleaje de tipo SEA.

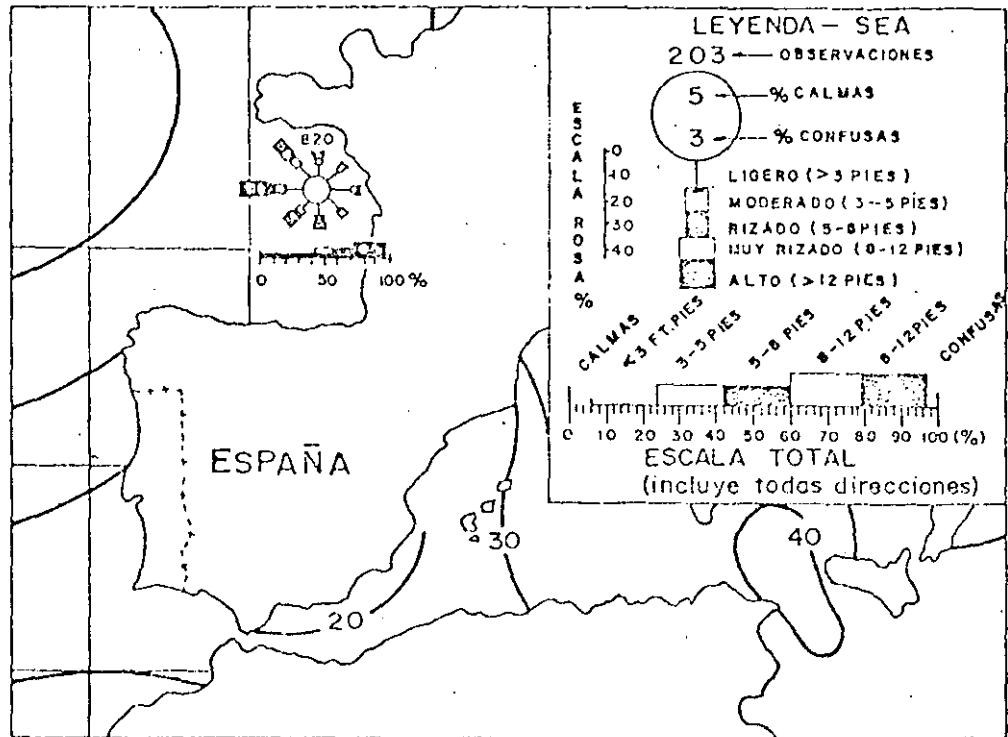
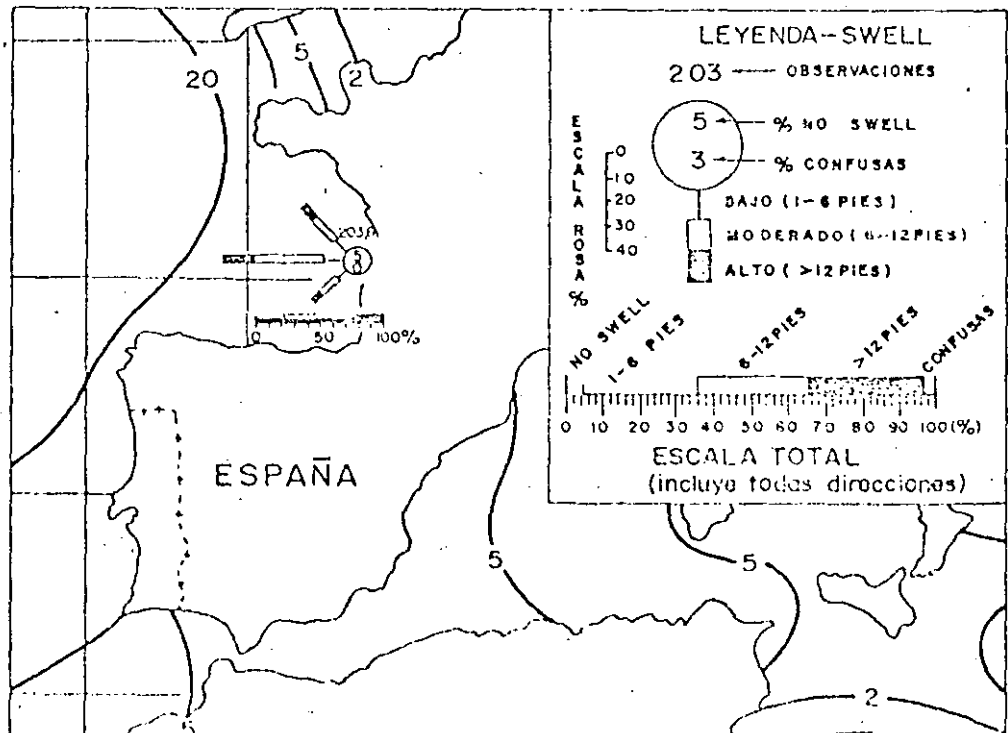


Fig. 229.—Datos de la publicación "Sea and Swell" relativos al oleaje de tipo SWELL.



Realizadas todas las lecturas y sumando los porcentajes de cada mes para cada intervalo y dirección y dividiendo por el número de meses obtenemos los porcentajes referidos al tiempo total anual, para cada dirección o intervalo. Para llegar al régimen escalar se suman los porcentajes de cada dirección (cuadros 1.1. y 2.1.A) obteniéndose así la distribución del oleaje por intervalos. De estos cuadros se pasan a los 1.2 y 2.2.A donde se presentan las distribuciones acumuladas referidas al porcentaje de tiempo durante el cual se supera una cierta altura de ola.

Cuadro nº 1

SEA. BILBAO

	N. O.					N.					N. E.				
	<3	3-5	5-8	8-12	≥12	<3	3-5	5-8	8-12	≥12	<3	3-5	5-8	8-12	≥12
ENERO	6	2	2	3	2	3	2	1	1	1	5	2	1	0.5	0.5
FEBRERO	1,5	3	2,5	2	1	6	3	2	1	0,5	4	2,5	1,5	0,5	--
MARZO	5	3	1,5	1	0,5	3	2	1	1	--	6	4	2	1	0,5
ABRIL	9	4	2	2	1	10	3	1,5	0,5	--	9	4	1	--	--
MAYO	12	4	3	1	0,5	8	3	1	0,5	--	6	2	0,5	--	--
JUNIO	10	4	2	--	--	11	3	1	--	--	8	2	1	--	--
JULIO	12	3	2	1,5	0,5	8	3	1	--	--	7	2	1	--	--
AGOSTO	10	4	1	0,5	--	7	2	--	--	--	9	3	1	--	--
SETIEMBRE	5	3	2	0,5	--	4	2	2	1,5	--	9	3	1	--	--
OCTUBRE	4	3	2	1	0,5	3	1,5	1	--	--	6	2	0,5	0,5	--
NOVIEMBRE	5	3,5	2	2	1,5	3	1	0,5	0,5	--	4	1	0,5	0,5	--
DICIEMBRE	5	3	2	2	2	2	2	1	1	1	2	2	1	1	--
ANUAL	7,04	3,29	2,00	1,38	0,79	5,67	2,29	1,08	0,58	0,13	6,25	2,46	1,0	0,33	0,08

Cuadro 1.1.

ANUAL	≥3	3-5	5-8	8-12	≥12
NO ACUMULADO	18,96	8,04	4,08	2,29	1,00

Cuadro 1.2.

ANUAL	≥3	≥5	≥8	≥12
ACUMULADO	15,41	7,37	3,29	1,00

Cuadro nº 2

SWELL. BILBAO

	N. O.			N.			N. E.			Coeffic.
	1-6	6-12	≥ 12	1-6	6-12	≥ 12	1-6	6-12	≥ 12	
ENERO	3	12	4	1	1	—	1	1	0,5	60
FEBRERO	3	11	4	1	1	—	1	1	0,5	60
MARZO	6	9	3	1	1	0,5	1	1	—	60
ABRIL	6	10	3	2	1	—	1	1	—	60
MAYO	8	10	2	1	1	—	1	1	—	60
JUNIO	11	10	1	2	1	—	1	1	—	60
JULIO	12	10	2	3	2	—	1	0,5	—	60
AGOSTO	8	11	2	1	1	—	1	1	—	60
SETEMBRE	9	9	1,5	2	1	—	1	1	—	60
OCTUBRE	5	10	3	1	1	—	1	1	—	60
NOVIEMBRE	4	12	4	1	2	1	0,5	1	1	60
DICIEMBRE	4	12	4	0,5	0,5	—	0,5	0,5	0,5	60
ANUAL	6,58	10,5	2,79	1,37	1,12	0,12	0,88	0,88	0,17	60

Cuadro 2.1.A Sin corregir

	1-6	6-12	≥ 12
ANUAL			
NO ACUMUL.	8,83	12,50	3,08

Cuadro 2.1.B Corregido

	1-6	6-12	≥ 12
ANUAL			
NO ACUMUL.	15,68	7,50	1,23

Cuadro 2.2.A

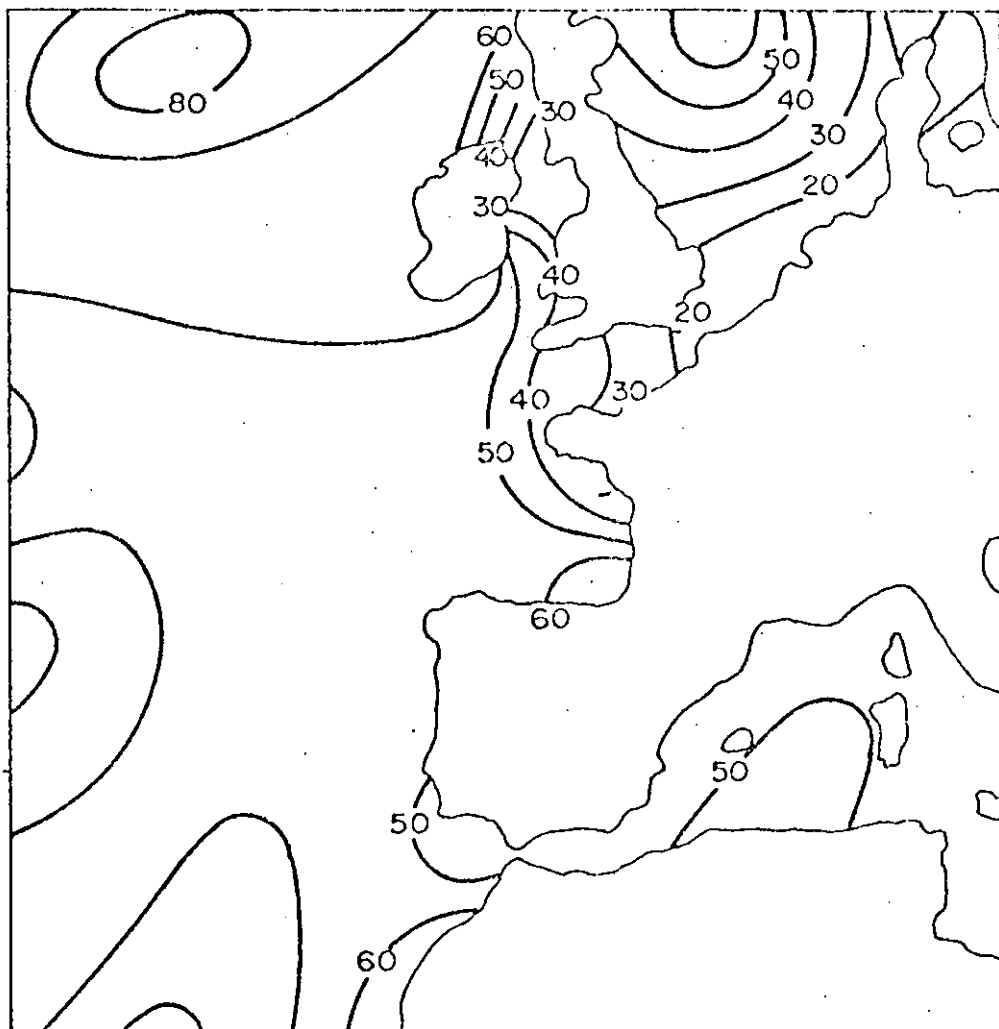
	≤ 1	≤ 6	≥ 12
ANUAL			
ACUMULADO	24,41	15,58	3,08

Cuadro 2.2.B

	≤ 1	≤ 6	≥ 12
ANUAL			
ACUMULADO	24,41	8,73	1,23

Los cuadros 2.1.B y 2.2.B se obtienen aplicando a los cuadros 2.1.A y 2.2.A un factor de corrección. Este factor nace del enmascaramiento que sufre un SWELL, bajo o medio, ante un estado del mar tipo SEA. Se ha comprobado que un observador, cuando está ante un SEA es incapaz de identificar un SWELL simultáneo y de pequeña altura, y en menor medida los de media altura, mientras que cuando éste es alto lo identifica claramente. Entonces, los registros efectuados de SWELL hay que corregirlos mediante un factor que depende del sector donde nos encontremos (fig. 230). Este factor se aplica directamente sobre el SWELL alto, en menor medida sobre el medio y en cierta manera inversamente sobre el bajo. En el ejemplo se ha aplicado una reducción del 60% sobre el SWELL alto, del 40% sobre el medio y el SWELL bajo se ha incrementado de forma que el porcentaje acumulado para la altura inferior se mantenga invariable.

Fig. 230.—Carta de corrección de los valores de SWELL (media anual)



Los estados del mar SEA y SWELL, que hasta el momento se han tratado por separado, se pueden presentar conjuntamente. El estado real del mar es una combinación de los dos.

El primer problema que surge es la diferencia ya mencionada en cuanto a intervalos. Para el SEA tenemos los porcentajes de presentación de altura de ola significantes superiores a 3, 5, 8 y 12 pies, mientras que para el SWELL tenemos los porcentajes referidos a 1, 6 y 12 pies. Para solucionar este problema suponemos que la distribución del oleaje en el SWELL se ajusta a una distribución normal. Gráficamente representada en papel probabilístico normal la distribución es una recta. Mediante los tres puntos que disponemos (1, 6 y 12 pies) representados en dicho papel, podemos dibujar la recta correspondiente a la distribución de alturas de SWELL, y de ella obtener los porcentajes correspondientes a los mismos intervalos del SEA (fig. 231).

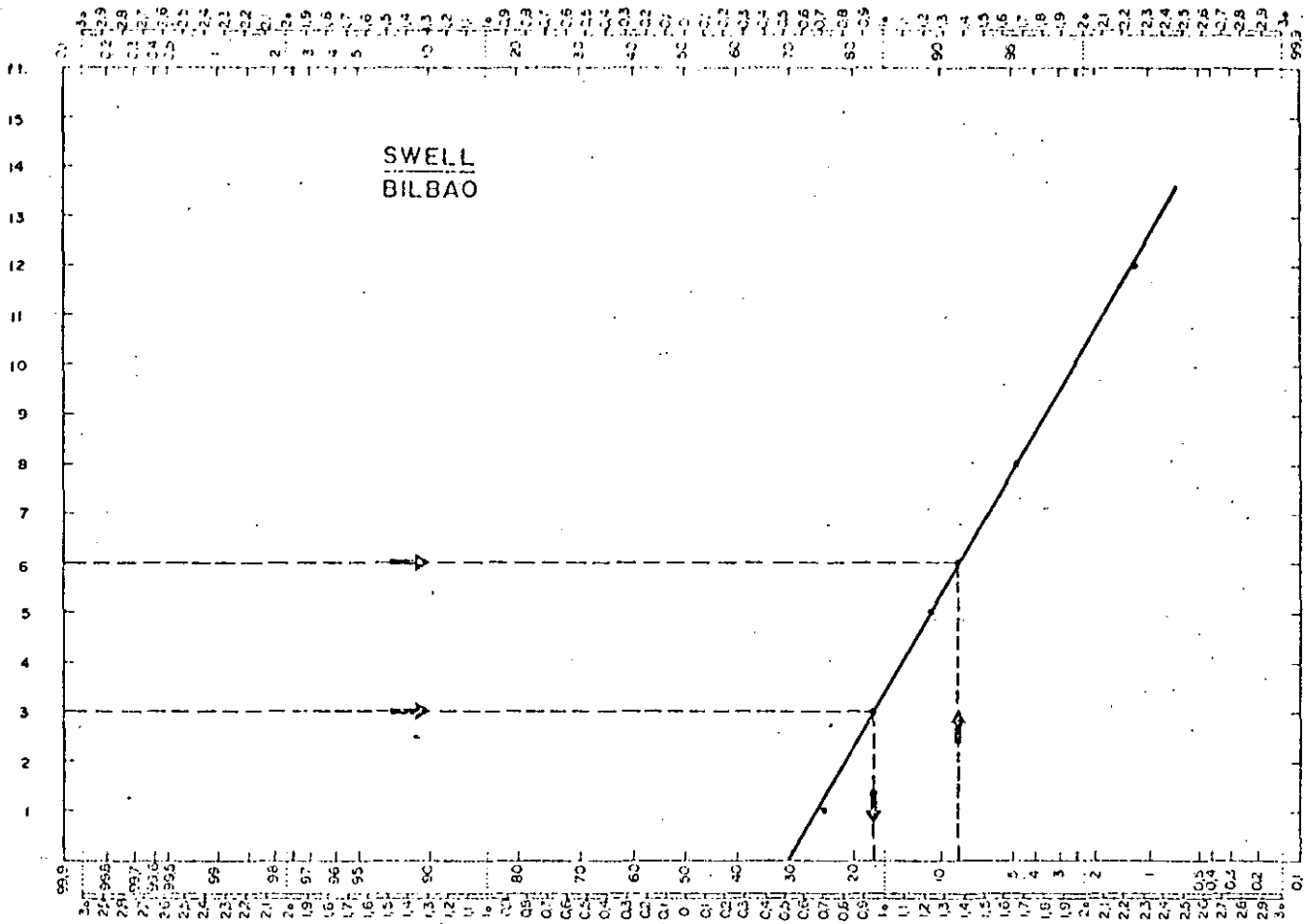


Fig. 231.—Régimen escalar de oleaje tipo SWELL

La combinación de ambos tipos de oleaje se basa en consideraciones elementales de estadística.

Sea $P_1 = P_r (H \geq H_0)$ la probabilidad de que en un estado de SEA se supere la altura de ola H_0 , y $P_2 = P_r (H \geq H_0)$ la probabilidad de que se supere la misma altura de ola en un estado de SWELL.

La probabilidad, q , de que la altura de ola no excede H_0 será en cualquiera de los dos casos.

$$q_1 = P_r (H < H_0) = 1 - P_1$$

$$q_2 = P_r (H < H_0) = 1 - P_2$$

La probabilidad de que H no supere H_0 en el fenómeno conjunto será:

$$q = P_r (H < H_0) = q_1 \cdot q_2 = (1 - P_1) (1 - P_2)$$

y la probabilidad de que H_0 sea excedida:

$$P = P_r (H \geq H_0) = 1 - q = 1 - (1 - P_1) (1 - P_2)$$

Cuadro n.º 3

	≥ 3	≥ 5	≥ 8	≥ 12	
SEA	15,41	7,37	3,29	1,00	$\dots P_1 = P_r(H \geq H_0)$
SWELL	17,30	10,90	4,70	1,23	$\dots P_2 = P_r(H \leq H_0)$
SEA	84,59	92,63	96,71	99,00	$\dots q_1 = P_r(H < H_0) = 1 - p_1$
SWELL	82,70	89,10	95,30	98,77	$\dots q_2 = P_r(H < H_0) = 1 - p_2$
SEA+SWELL	69,95	82,53	92,16	97,78	$\dots q = P_r(H < H_0) = q_1 \cdot q_2$
SEA+SWELL	30,05	17,47	7,84	2,22	$\dots p = P_r(H \geq H_0) = 1 - q$

En el cuadro n.º 3 se ha efectuado el desarrollo numérico para el ejemplo que aquí se presenta. Con ello se obtienen cuatro puntos de las distribución de oleaje. Llevando estos puntos a un papel probabilístico normal y dibujando la recta que mejor se ajuste a ellos, obtenemos el régimen de oleaje escalar para Bilbao (fig. 232).

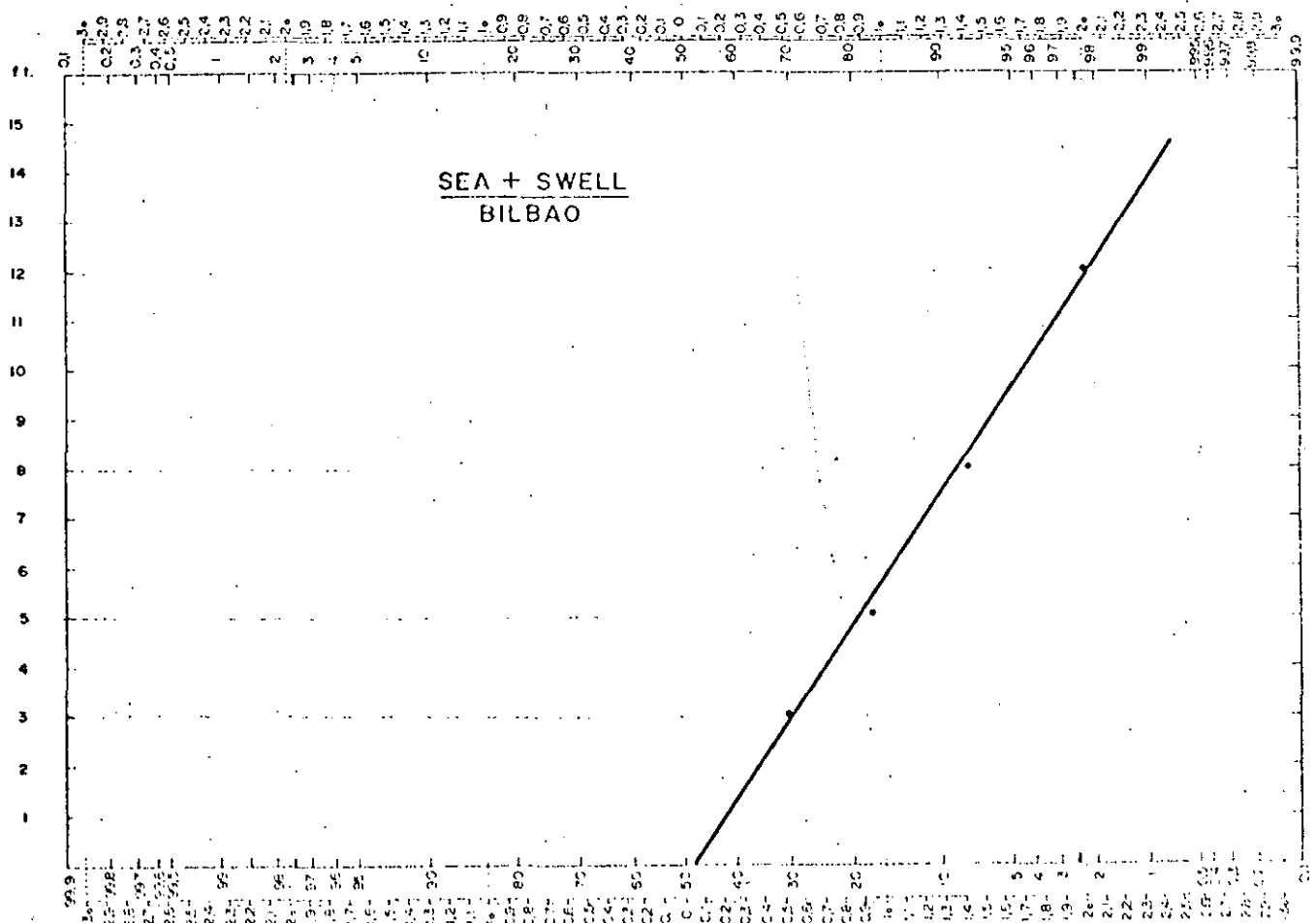


Fig. 232.—Régimen de oleaje escalar

3.2. Régimen de temporales

Como se dijo anteriormente, un régimen de temporales es una función de distribución de los valores extremos de alturas de ola. Esta función extremal indica la probabilidad de que un valor considerado de altura de ola ligada a un temporal no sea superado en un periodo de tiempo determinado.

El interés que tiene el conocimiento de esta función para el técnico portuario es fundamental en el caso del diseño de obras ya que con ella puede valorar un parámetro fundamental de cálculo cual es la altura de ola. La elección de un valor determinado del mismo irá ligado así a una probabilidad de presentación y consecuentemente a un riesgo conocido.

No se quiere dejar de recordar que el conocido método de Iribarren, en el que se obtenía la altura de ola de cálculo directamente mediante la expresión $2 \cdot h = 1,2 \sqrt[4]{F}$, era un método determinista. El régimen de temporales, por el contrario, ofrece, ajustándose a la realidad del problema, una ley de probabilidades de los temporales, se trata de un método probabilístico y por tanto la altura de ola de cálculo se tendrá que fijar, a la vista de este régimen, aceptando un riesgo por el proyectista.

El cálculo práctico del régimen de temporales para un punto o zona de previsión se puede abordar de distintas formas, que dependen fundamentalmente del tipo y calidad de los datos de oleaje de que se disponen en cada caso. (Cartas meteorológicas, observaciones visuales aisladas, registros continuos con boyas o sensores, etc.). En definitiva los métodos de uso actual pueden clasificarse en dos grupos:

- a) Utilización de una distribución probabilística conocida para el tratamiento de valores extremos anuales.
- b) Aplicación de la ecuación extremal a partir del régimen de oleaje y del número de extremos.

3.2.1. Cálculo mediante ajuste a una ley probabilística

Este procedimiento puede alimentarse con los datos obtenidos a partir de las cartas meteorológicas (método S. M. B.) o a partir de los registros reales obtenidos con una boya o sensor de oleaje. Para su descripción práctica se va a usar el primero de los supuestos, es decir, la obtención de alturas de ola de los diversos temporales a partir de las cartas meteorológicas usando el método de previsión S. M. B., explicado en capítulo anterior. El proceso a seguir es el siguiente:

Habremos de determinar en cada año meteorológicamente el temporal máximo, para lo que habrá de tantearse entre los 3 ó 4 temporales del año que aparentemente han de dar mayor energía.

Este proceso lo repetiremos durante n años (como mínimo 20).

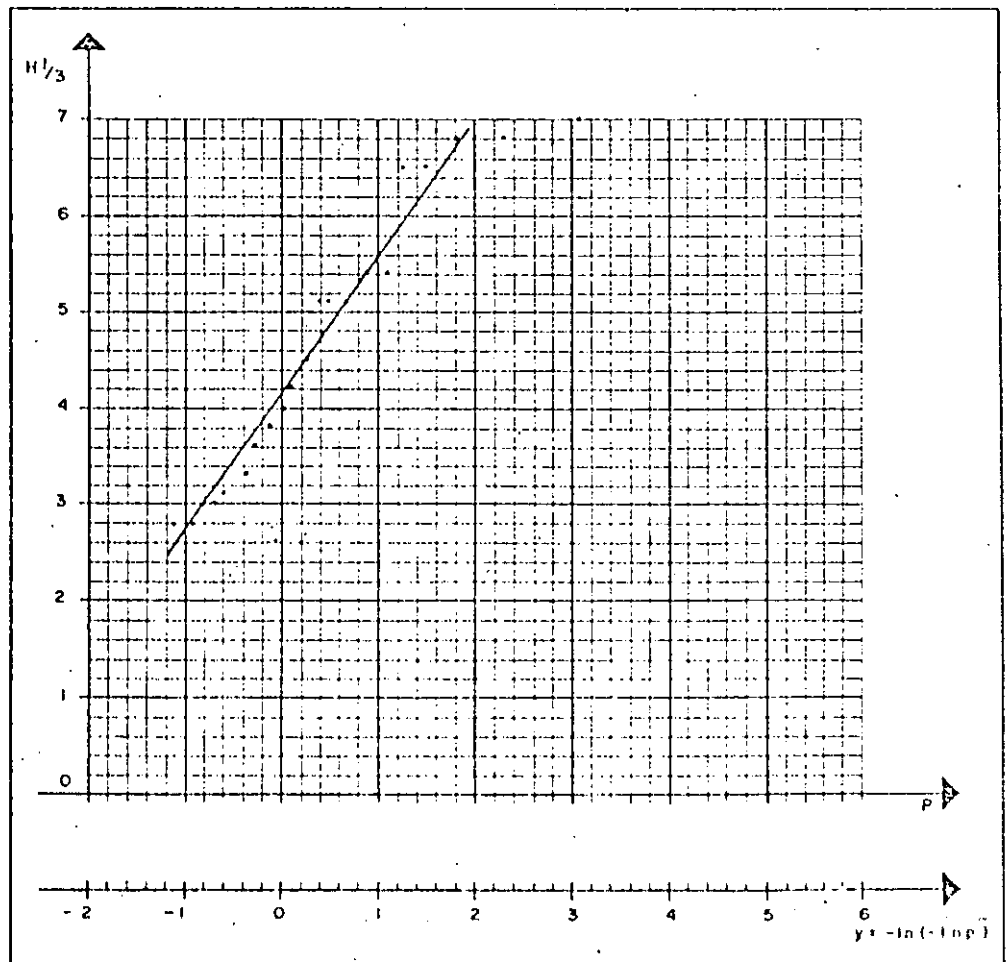
En definitiva, si hemos operado con 20 años meteorológicos, habremos obtenido 20 valores de $H_{1/3}$ máximos. Los ordenamos de menor a mayor y a cada uno

de ellos le daremos un número de orden, tal como se indica en el cuadro siguiente, concebido para un caso hipotético.

m (n.º orden)	H 1/3	$P = \frac{m}{n+1}$	$-\ln P$	$-\ln(-\ln P)$
1	2,8	0,0476	3,04	-1,110
2	2,8	0,0952	2,34	-0,850
3	3	0,143	1,94	-0,664
4	3,1	0,190	1,66	-0,6070
5	3,3	0,238	1,43	-0,358
6	3,6	0,286	1,25	-0,224
7	3,8	0,333	1,10	-0,0954
8	4,0	0,381	0,963	0,376
9	4,2	0,429	0,845	0,168
10	4,5	0,476	0,740	0,300
11	5,1	0,525	0,644	0,440
12	5,1	0,571	0,560	0,579
13	5,1	0,619	0,479	0,735
14	5,4	0,667	0,405	0,902
15	5,4	0,715	0,334	1,09
16	6,5	0,761	0,272	1,30
17	6,5	0,810	0,210	1,56
18	6,8	0,857	0,154	1,87
19	6,8	0,905	0,0995	2,30
20	7,0	0,952	0,0490	3,01

Dibujados los resultados, en el gráfico de la figura 233 se ha obtenido esa nube de puntos, de la que se intenta conseguir una ley estadística.

Fig. 233.—Régimen de temporales



123 Sabemos que a este tipo de fenómenos se le puede aplicar la ley de Gumbel, que viene dada por:

$$p = e^{-e^{-\alpha(H_{1/3} - \mu)}}, \text{ donde}$$

α es la intensidad extremal y
 μ el máximo característico.

Si se opera con la variable reducida, tendremos la recta $y = \alpha (H_{1/3} - \mu)$, que es la que se ha dibujado en la figura.

Si la muestra fuese infinita, entonces:

$$\alpha = \frac{1,28255}{\sigma_{H_{1/3}}}, \text{ y } \mu = \mu_{H_{1/3}} - 0,45 \sigma_{H_{1/3}}$$

Para muestras finitas, Gumbel da una tabla de σ_n y μ_n en función del tamaño de la muestra:

N	μ_n	σ_n
20	0,52	1,06
30	0,54	1,11
40	0,54	1,14
	0,67	1,28

Y, en este caso, los valores de α y μ vienen dados por:

$$\alpha = \frac{\sigma_N}{\sigma_{H_{1/3}}}$$

$$\mu = \bar{\mu}_{H_{1/3}} - \sigma_{H_{1/3}} \frac{\mu_N}{\sigma_N}$$

donde: $\mu_{H_{1/3}}$ es la media de las n (20) alturas de ola y

$$\sigma_{H_{1/3}} \text{ es igual a } \sqrt{\frac{\sum (H_{1/3} - \bar{\mu})^2}{n}} \text{ (desviación típica)}$$

En nuestro caso tendremos, aplicando las fórmulas,

$$\mu_{H_{1/3}} = \frac{\sum H_{1/3}}{n}$$

$$\sigma_{H_{1/3}} = \sqrt{\frac{\sum (H_{1/3} - \mu)^2}{n}}$$

$$\mu_{H_{1/3}} = 4,74$$

$$\sigma_{H_{1/3}}^2 = \frac{39,45}{20} = 1,97$$

$$\sigma_{H_{1/3}} = 1.40$$

Por tanto

$$\alpha = \frac{\sigma_{20}}{\sigma_{H_{1/3}}} = \frac{1.06}{1.40} = 0.76$$

$$\mu = \mu_{H_{1/3}} - \sigma_{H_{1/3}} \frac{\mu_{20}}{\sigma_{20}}$$

$$\mu = 4.74 - 1.40 \frac{0.52}{1.06} = 4.05$$

Por tanto, la recta que nos define el régimen de temporales será, para el ejemplo usado:

$$y = 0,76 (H_{1/3} - 4,05)$$

y la probabilidad de presentación de los distintos temporales vendrá dada por:

$$p = e^{-0.76 (H_{1/3} - 4.05)}$$

Con este ejemplo hemos calculado a partir de las cartas meteorológicas y mediante, por ejemplo, el método SMB de previsión de oleaje, una nube de puntos o muestra de estados del mar extremos o temporales, a partir de la cual hemos hallado su ley probabilista (función de distribución Φ (Hs) suponiendo que sigue una distribución de Gumbel. Análogamente se podría hallar esta ley probabilística suponiendo que el conjunto de temporales se ajuste a otra ley distinta de la de Gumbel (ley normal, logaritmo-normal, Weibull, asintota I, asintota II, etcétera).

Otro modo de obtener el conjunto de temporales es decir de extremos, en vez de partir de las cartas meteorológicas, es utilizar una curva de evolución en el tiempo de la altura de ola Hs. La forma usual de obtener esta curva es a partir de los valores de Hs obtenidos procesando los registros reales medidos mediante boya o sensor de la elevación de la superficie del mar.

Seleccionamos de la curva un conjunto de extremos o máximos y procedemos igual que en el caso anterior. El problema estriba en que para ello es necesario disponer de un gran espacio de tiempo en el que esta curva sea conocida.

3.2.2. Cálculo mediante la función extremal

Existen otros modos de obtener el régimen de temporales Φ (Hs). Por ejemplo si conocemos el régimen de oleaje F(Hs) procederíamos del siguiente modo:

Si se dispone de la función probabilística de distribución de la variable F(Hs), que no es más que el régimen de oleaje y del número de máximos o extremos

125 posibles $n(H_s)$, que posteriormente explicamos cómo se calcula, la función de distribución de los extremos $\Phi(H_s)$, o régimen de temporales, se puede calcular mediante la ecuación extremal:

$$\Phi(H_s) = [F(H_s)]^{n(H_s)}$$

Donde se ha supuesto implícitamente la independencia entre sí de cada experimento estadístico o temporal. Desde un punto de vista práctico es necesario pues conocer $F(H_s)$ y $n(H_s)$.

$F(H_s)$ la hemos aprendido a obtener en el apartado 3.1 "Régimen de Oleaje", a partir de unas observaciones puntuales que aparecían en las cartas de "Sea and Swell". Existen otros métodos de obtener el régimen de oleaje. Un resumen podría ser el siguiente.

$F(H_s)$ se puede calcular:

A partir de un conjunto de observaciones puntuales de H_s . Este conjunto suele obtenerse de una serie de observaciones visuales puntuales de la altura de ola, relacionando luego altura visual y altura significativa de forma empírica.

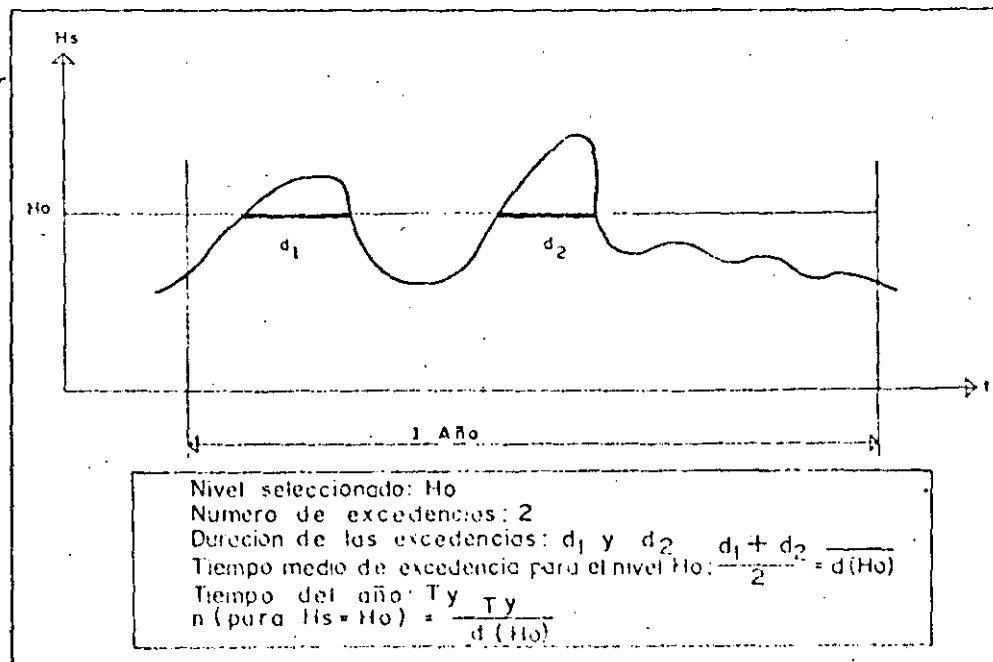
También puede obtenerse este conjunto de la curva de evolución de H_s en el tiempo —la llamada curva de estados del mar— obtenida a partir de los registros reales procedentes de una boya.

En el primer caso las probabilidades se evalúan como cociente de casos registrados u observados por el n.º total de casos, y en el segundo la probabilidad se asocia al cociente tiempo de excedencia o tiempo en el que se supera el valor de H_s considerado partido por tiempo total considerado.

Pasemos ahora al cálculo de $n(H_s)$.

$n(H_s)$ se obtiene de la curva de estados del mar $H_s(t)$ como el número de posibles excedencias por año (fig. 234). Es pues el cociente entre el tiempo total del

Fig. 234.—Examen de las excedencias a partir de la curva de estados del mar

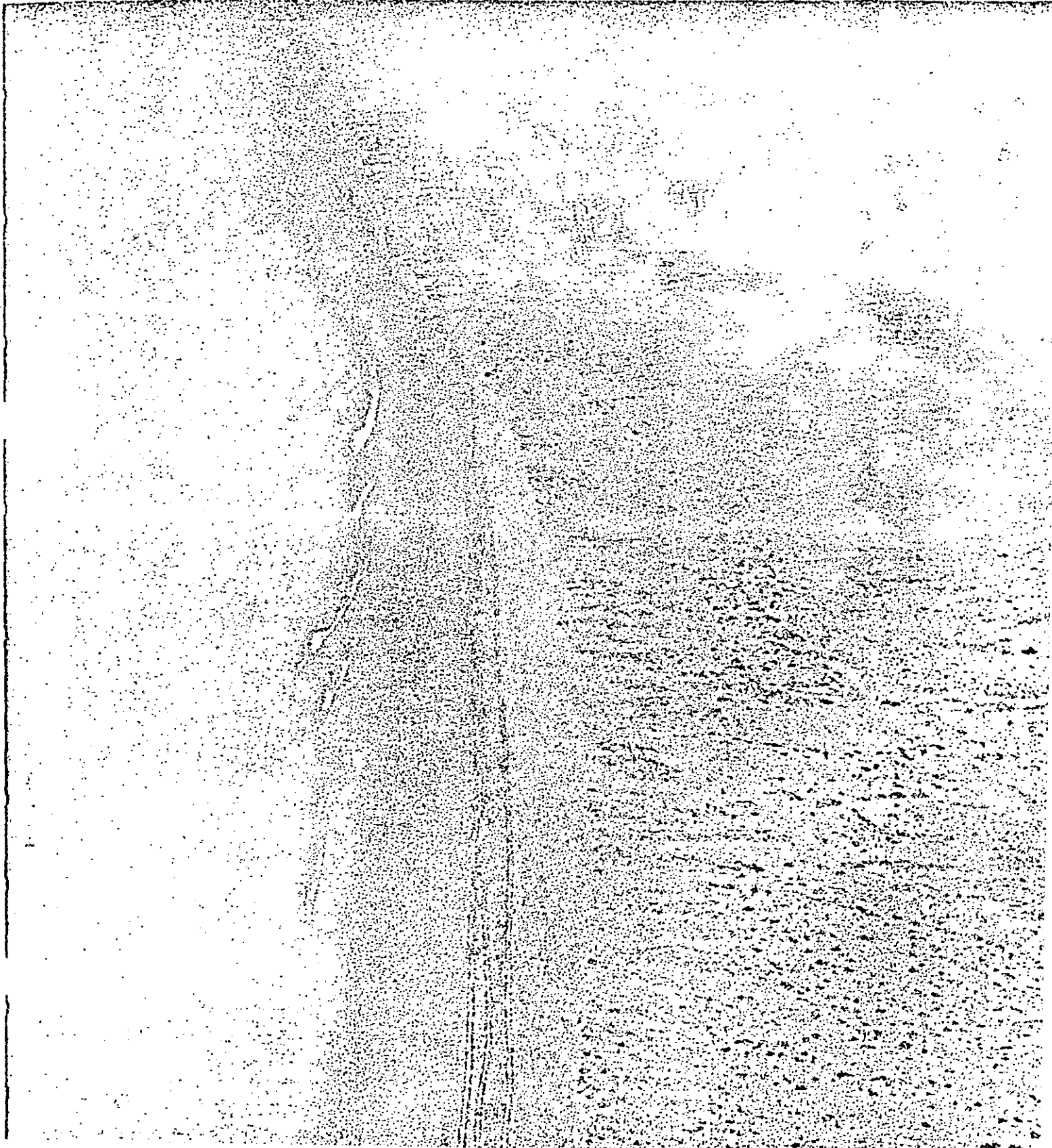


año y el tiempo medio de la excedencia a ese nivel. Este último valor se obtiene simplemente sumando el tiempo de las excedencias a un nivel y dividiendo por el número de excedencias a ese nivel.

La ventaja potencial de este método radica en que, si obtenemos $F(H_s)$ o régimen de oleaje de un conjunto de observaciones puntuales de los muchos que hay hoy disponibles —datos recogidos por los centros mundiales de datos climáticos o meteorológicos—, y evaluamos $n(H_s)$ de la curva de evolución de estados del mar H_s , para lo cual y según criterio expuesto por E. Copeiro en su publicación n.º 15, del Laboratorio de Puertos "Análisis extremal de variables geofísicas" podría bastar con un año de curva de estados del mar, podemos calcular el régimen extremal con un solo año de evolución de H_s .

El método pues, combinando con un conjunto de observaciones puntuales, tiene mayor poder resolutivo que el método anteriormente expuesto.

Nociones de dinámica
litoral.



El borde costero, ya esté constituido por playas de arenas finas como por acantilados o zonas rocosas, mantiene un contacto permanente con un elemento de continua movilidad cual es el mar. La energía que contiene dicho movimiento se transmite al medio terrestre produciendo una deformación del mismo, más o menos reducida, que es perceptible para el observador sólo al cabo de un cierto tiempo.

En esquema, el litoral puede asimilarse a un mecanismo de distribución de los sedimentos o partículas sólidas. En él existen zonas de producción de sedimento, llamados *fuentes* así como zonas de consumo, llamados *drenes o sumideros*, mientras que todo él es, asimismo, una red de transporte de las partículas sólidas.

Las fuentes de sedimento usuales son:

- cauces fluviales de régimen continuo o intermitente como ríos, torrentes, golas, etcétera;
- acantilados en fase de retroceso;
- conchas marinas y otros elementos calcáreos;
- arrastres en suspensión por el viento;
- vertidos artificiales producidos por obras de regeneración, minas, canteras, etcétera.

De otra parte, los drenes o sumideros son aquellos puntos en los que el sedimento sale del mecanismo de distribución o bien queda inmovilizado en él. Los elementos más representativos que ejercen esta acción son:

- cañones submarinos;
- ensenadas o estuarios naturales;
- obras de defensa o regeneración;
- puertos comerciales o deportivos;
- transporte por viento;
- extracciones artificiales de áridos;
- pérdidas por abrasión.

Los agentes motores del movimiento de los sedimentos son fundamentalmente: el oleaje y el viento. El primero ejerce su acción en la playa sumergida y en el estrán o zona de playa mojada, pudiendo ésta internarse muchos metros en la playa usualmente seca en caso de sobreelevaciones del nivel del mar motivadas por fuertes temporales. De una forma simplista se puede suponer que la mayor parte del transporte de las arenas del litoral lo motiva el oleaje y dentro de éste a través de tres acciones diferentes:

- por el movimiento ondulatorio de las partículas líquidas;
- por la incidencia oblicua de los frentes de ola;
- por la acción diferencial del oleaje debido a la existencia de fenómenos de difracción o refracción.

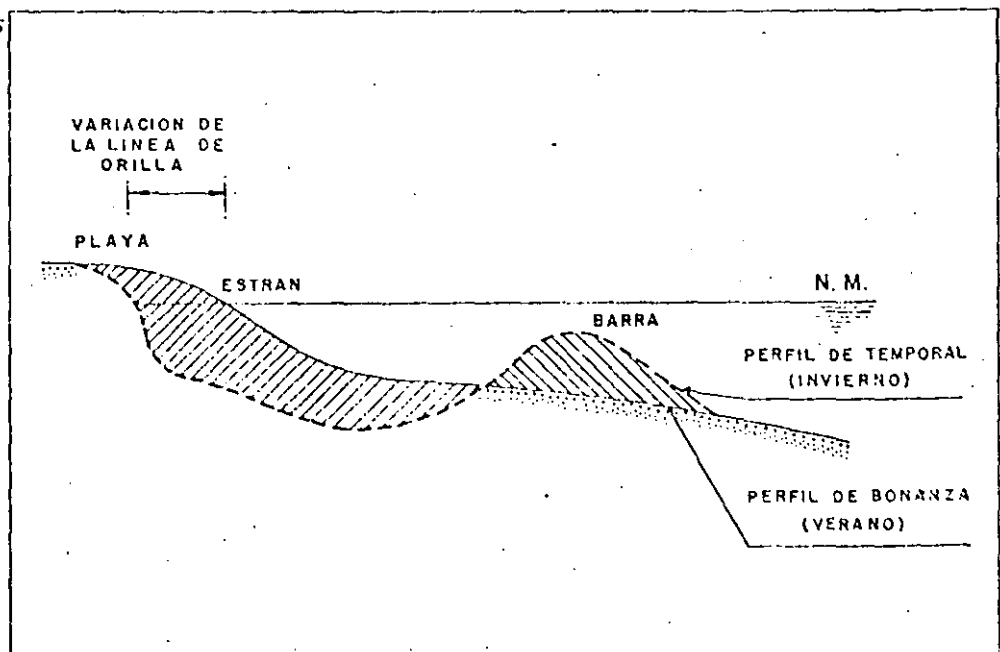
El viento, en cambio, actúa de manera directa, únicamente sobre la superficie de la playa seca, donde las partículas sólidas son fácilmente desplazables.

Existen dos modalidades fundamentales del transporte de sedimento según su dirección:

- Transporte en dirección normal a la costa.
- Transporte paralelo a la costa.

El transporte normal a la costa está generado principalmente por la primera de las acciones anteriormente dichas, es decir, por el movimiento ondulatorio de las partículas líquidas que produce el arrastre en uno y otro sentido de los granos de sedimento del fondo. Dependiendo de las características de la ola, altura y longitud, de la profundidad y del tamaño de las partículas sólidas, el sentido neto resultante del transporte será en dirección de la costa o en dirección al interior del océano. De una manera general, se puede afirmar que, para valores inferiores de la relación altura de ola/longitud de onda, H/L , y para áridos de graduación más gruesa, el sentido resultante es hacia la costa. Un fenómeno común es el que caracteriza los cambios estacionales de las playas (fig. 235). Debido a la sobre-elevación del nivel del mar y al aumento del peralte, la relación H/L , del oleaje

Fig. 235.—Perfiles de playas características

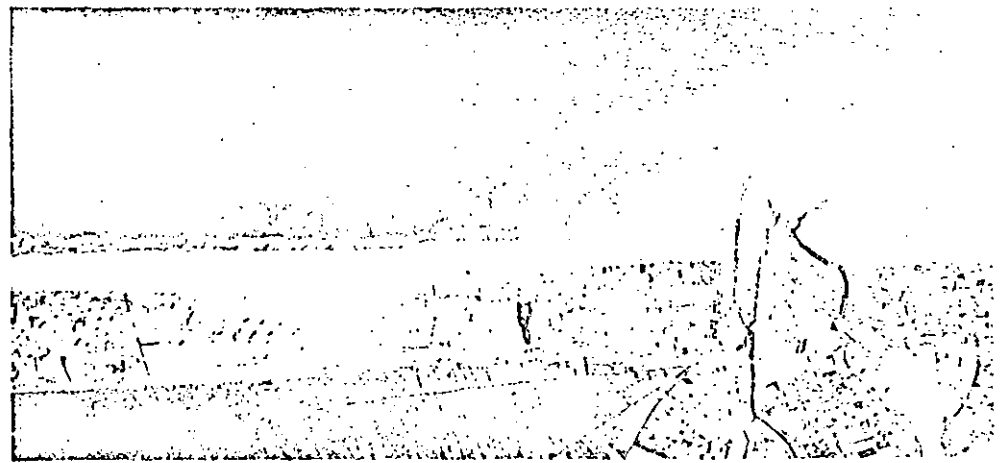


durante los temporales típicos de la estación invernal se produce un retraimiento de la línea de playa y la formación de una barra sumergida a una cierta distancia de ella como resultado de la deposición de los sedimentos en agitación a causa del equilibrio de las fuerzas que los impulsan hacia atrás y hacia adelante. Posteriormente, durante los periodos de bonanza y oleaje poco peraltado, la situación inicial se restablece desapareciendo la barra y avanzando la playa, al existir una dirección resultante del movimiento hacia la costa.

A mayores profundidades el transporte de sedimento por movimiento ondulatorio de las partículas líquidas se manifiesta por la formación de los típicos surcos—ripples— en los fondos arenosos. A pesar de que a profundidades superiores al doble de la altura de ola el movimiento efectivo de las partículas de arena es de pequeño orden, se han constatado formaciones de ripples a más de 100 m. de profundidad.

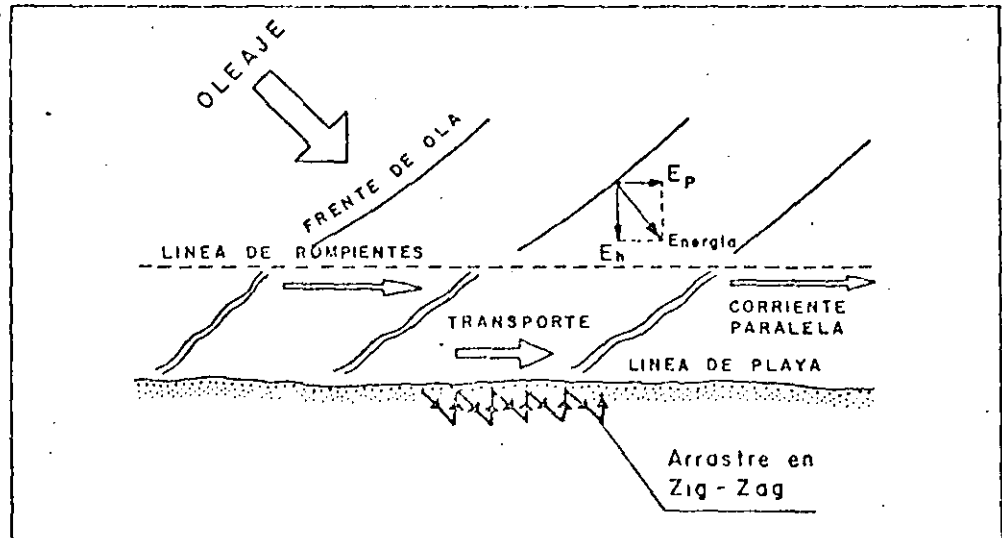
Otros fenómenos causantes del transporte de sedimento en sentido normal a la costa son las corrientes originadas por sobre elevación del nivel del mar en las zonas costeras y por irregularidades en los fondos entre las que destacan las llamadas corrientes de retorno, rip-currents, que evacúan los sobrevolumenes de agua acumulada en la zona litoral por los oleajes de swell hacia mar adentro arrastrando en su camino el sedimento del fondo y dando lugar a una turbia corriente fácilmente visible en fotografías aéreas.

Fig. 236.—La arena en suspensión delata la existencia de corrientes de retorno (rip-currents)



La otra modalidad de transporte es el de dirección paralela a la línea de costa. Tiene lugar en su mayoría a lo largo de la franja limitada por la zona de rompientes y la línea de orilla. Al incidir el oleaje de forma oblicua a la costa se puede descomponer el vector energético del mismo en dos componentes: uno de dirección normal y otro de dirección paralela a la orilla. Es este último, precisamente, el causante del transporte de arena paralelo o longitudinal. La rotura de la ola, bien en las rompientes de barra sumergida o bien en el mismo estrán pone en agitación las partículas sólidas del fondo que son inmediatamente arrastradas por la energía que en forma de corriente discurre paralela a la playa (fig. 237).

Fig. 237.—Movimiento de la arena en dirección paralela a la línea de playa



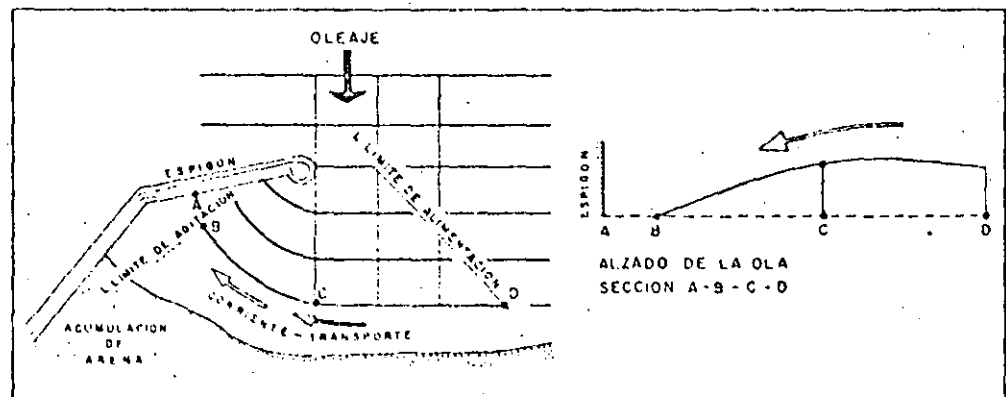
La ola residual que llega oblicuamente a la orilla provoca el arrastre de la arena en zig-zag como consecuencia de la subida de la masa de agua por la pendiente de la zona activa de la playa y su posterior bajada según la línea de máxima pendiente.

Este tipo de transporte es el responsable de una parte significativa del volumen total del sedimento transportado y principal causante de los cambios notables, aterramientos, erosiones y basculamientos, que sufren algunas playas.

Tanto en el transporte normal a la playa como en el paralelo, el movimiento de las partículas sólidas se efectúa por arrastre por el fondo y por suspensión en la masa líquida, si bien en el caso del transporte paralelo en la zona de rompiente predomina la última de las dos modalidades.

La acción diferencial del oleaje produce, asimismo, un movimiento del sedimento en dirección paralela a la costa. Este efecto se debe, en esencia, a las corrientes originadas por las diferentes alturas de un mismo frente de ola a lo largo de su cresta originadas a causa de su difracción al incidir con un obstáculo (fig. 238). El alzado de la ola según la cresta A-C muestra la cesión lateral de energía desde la zona expuesta hacia la abrigada. Como resultado de la corriente generada por esta transferencia de energía y la incurvación de los frentes de ola, se produce una acumulación de arena de típica forma espiral.

Fig. 238.—Movimiento de arena por acción diferencial del oleaje

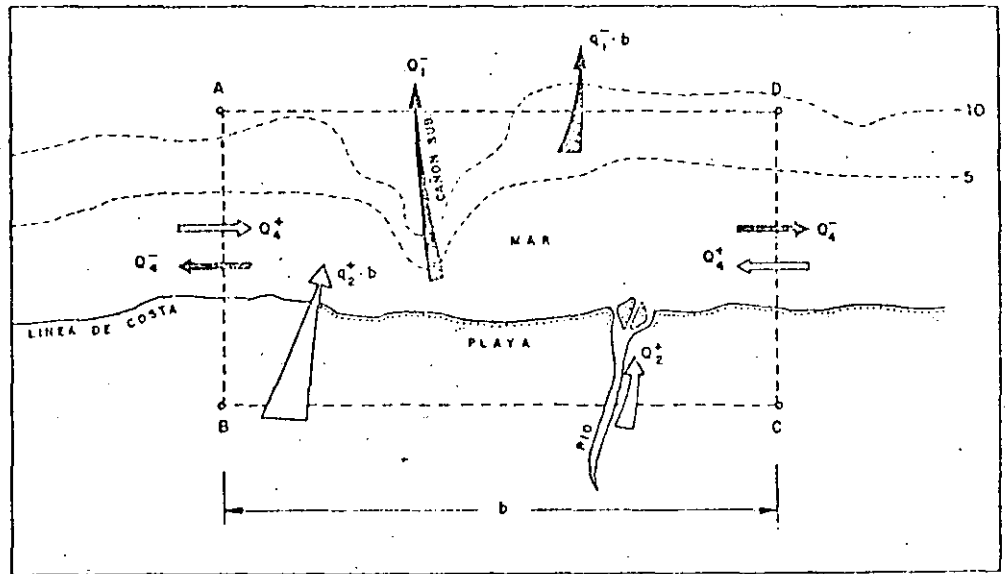


2. Balance de sedimento necesario 132

Cuando se trata de analizar la tendencia de un sector hacia situaciones de equilibrio, erosión o acrecimiento es necesario efectuar una estimación, lo más aproximada posible, de los volúmenes de arena que entran, circulan y salen por dicho sector al cabo de un periodo de tiempo determinado. Este *balance de sedimentos*, requiere el conocimiento cualitativo y cuantitativo de los elementos que en él intervienen, teniendo en cuenta los conceptos de fuente y dren como procesos de incremento y disminución de arena, respectivamente.

Se supone una zona de costa en la cual se trata de efectuar el balance de sedimentos (fig. 239) que se enmarca en un rectángulo ABCD. Por los cuatro lados existirá un tránsito de arenas bien hacia el interior como hacia el exterior cuyo desglose se puede hacer mediante el siguiente cuadro:

Fig. 239.—Balance de sedimentos



En la zona estudiada existirá equilibrio en la dinámica sedimentaria siempre que

$$\Sigma \text{ aportes} = \Sigma \text{ pérdidas}$$

es decir:

$$\sum_{i=1}^n Q_i^+ + \sum_{i=j}^n q_i^+ = \sum_{i=1}^n Q_i^- + \sum_{i=1}^n q_i^-$$

Si, por el contrario, las pérdidas son superiores o inferiores a los aportes, se puede decir que la zona costera se halla en proceso de erosión o acrecimiento, respectivamente.

En la práctica, la determinación cuantitativa de los distintos elementos que intervienen en el balance presenta grandes dificultades por ser su medición, en muchos casos, bastante compleja. Es necesario entonces recurrir a procedimientos analíticos, más o menos complicados, y a estimaciones aproximadas que determinen los valores de los distintos parámetros que entran en la ecuación del balance de sedimento.

Localización de Fuente o Dren	lado offshore de la zona litoral Lado AD	lado de tierra de la zona litoral Lado BC	zona litoral Area ABCD	límites longitudinales de la zona litoral Lados AB-CD
Fuente puntual	Q_1 bajo o isla (offshore)	Q_2 ríos	Q_3 rellenos	Q_4 transporte litoral que entra
Dren puntual	Q_1 cañones submarinos	Q_2 entradas	Q_3 dragados extracciones	Q_4 transporte litoral que sale
Fuente lineal	q_1 transporte de arena procedente de offshore	q_2 erosión de la costa, incluyendo la erosión de dunas y acantilados	q_3 erosión de la playa	—
Dren lineal	q_1 transporte de arena hacia el offshore	q_2 deposición de material en la zona alta después del run-up y formación de dunas	q_3 acumulación de la playa	—

3. Formas costeras

Las irregularidades existentes tanto por el sector emergido como por los fondos sumergidos provocan en la costa la aparición de formas costeras características. Laval considera cuatro clases de obstáculos frente al transporte litoral.

- a) Las barreras naturales (cabos) o artificiales (diques, espigones) de dirección sensiblemente perpendicular a la línea de costa.
- b) Los cauces naturales, emergidos (desembocaduras de ríos, torrentes) o sumergidos (cañones submarinos), y los artificiales (canales, emisarios submarinos).
- c) Los entrantes bruscos en la alineación de la costa (bahías, estuarios).
- d) Las zonas abrigadas por los obstáculos naturales (islotas) o artificiales (diques), sensiblemente paralelos a la costa.

Si se examinan los efectos que pueden causar cada una de estas irregularidades sobre la circulación del sedimento arenoso, se pueden comprobar la aparición de ciertas formas costeras muy comunes.

Los cabos o los espigones se comportan de manera análoga ante el transporte de arena. Su acción de barrera que detiene el paso de la arena, ya sea totalmente o solo parcialmente, motiva la formación de una *playa apoyada a barlovento* que por lo general es de planta rectilínea y de pendiente algo pronunciada (fig. 240).

Fig. 240 a).—Playa apoyada junto al dique-mautillo del Puerto de Adra

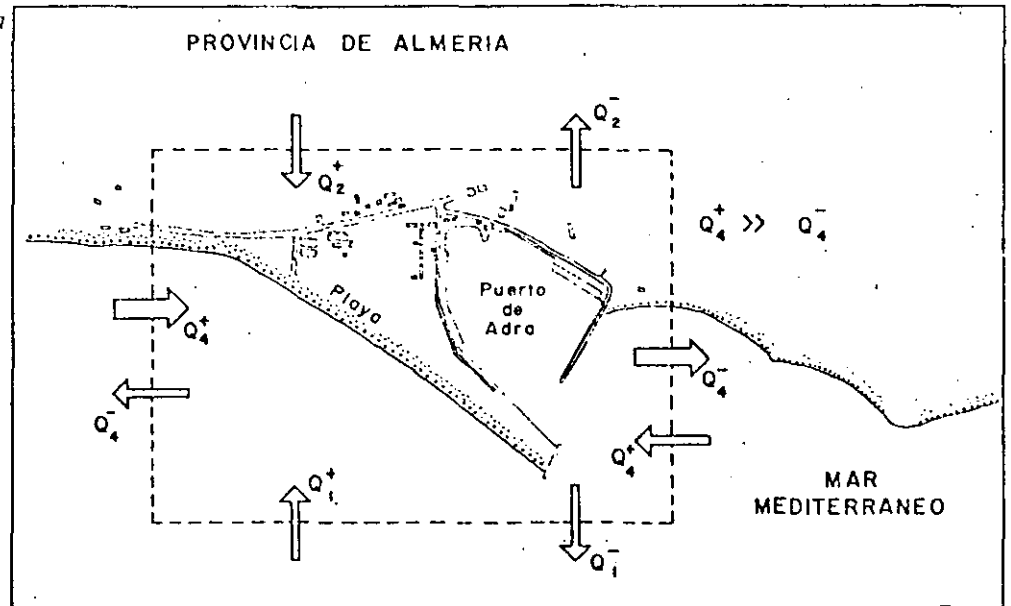
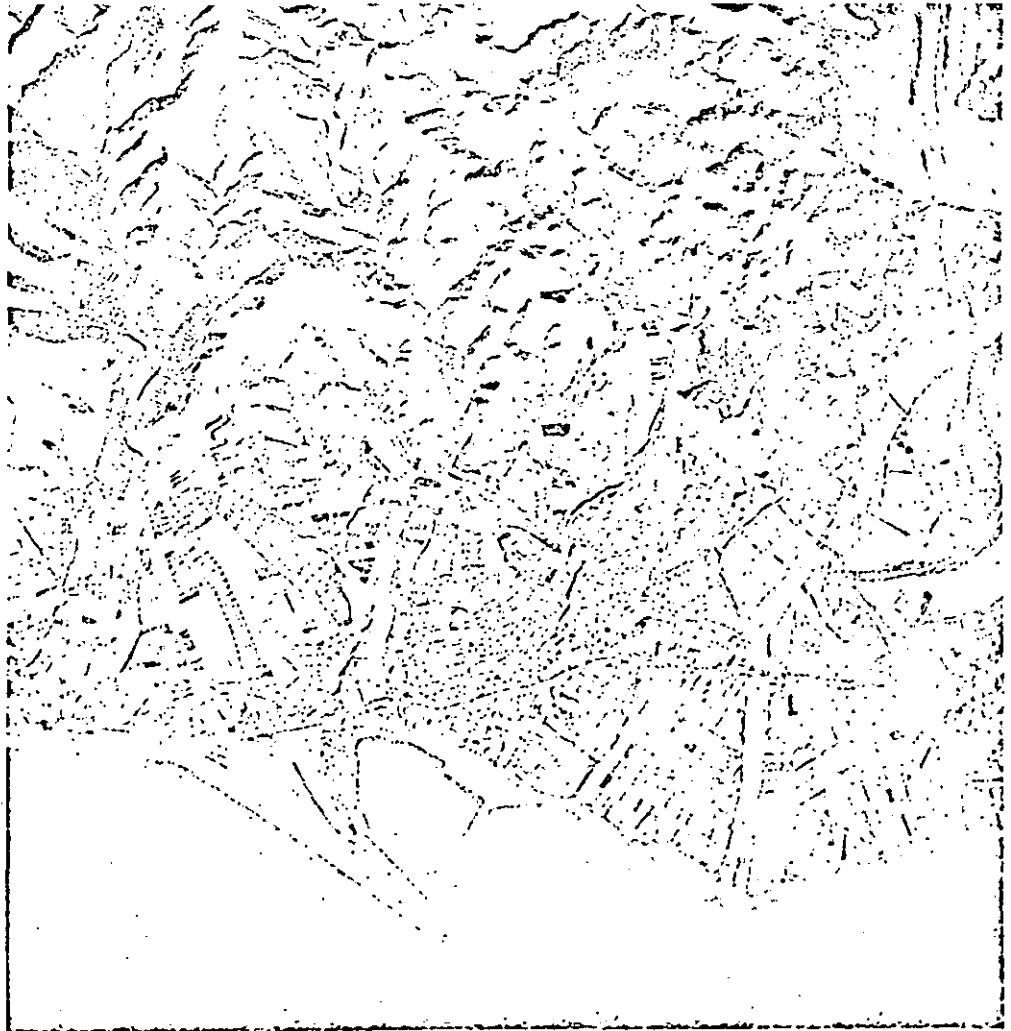


Fig. 240 b).—



En las zonas protegidas del oleaje a sotavento de diques, espigones quebrados o promontorios aparece la playa apoyada a sotavento con su típica planta en espiral y de suave pendiente (fig. 241).

Fig. 241 a).—Playa a sotavento del puerto de Gandia (Valencia). En la fotografía se distinguen nítidamente la disposición de las barras sumergidas

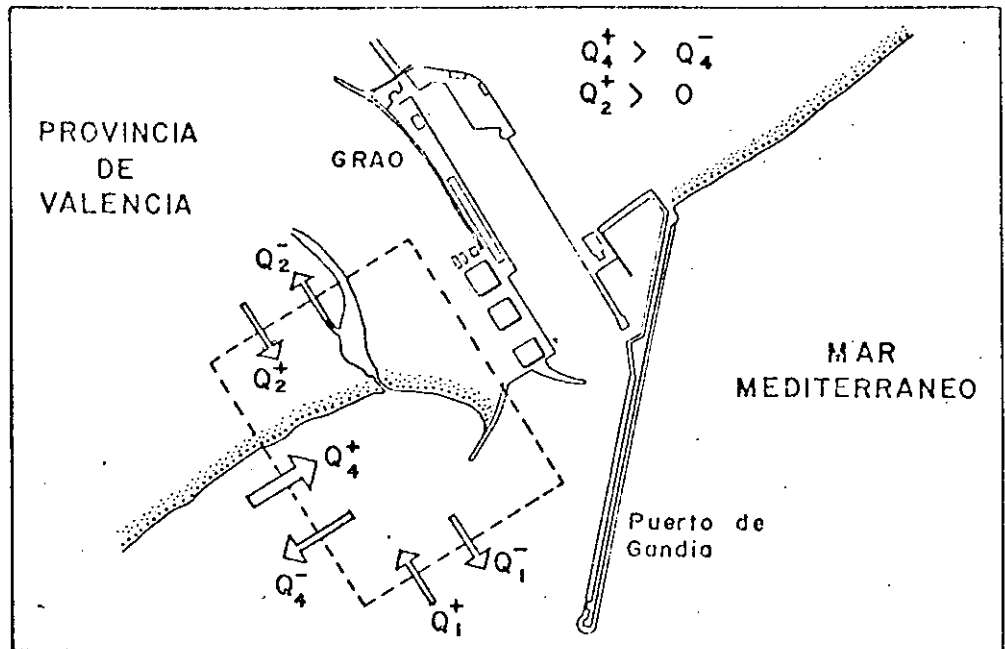
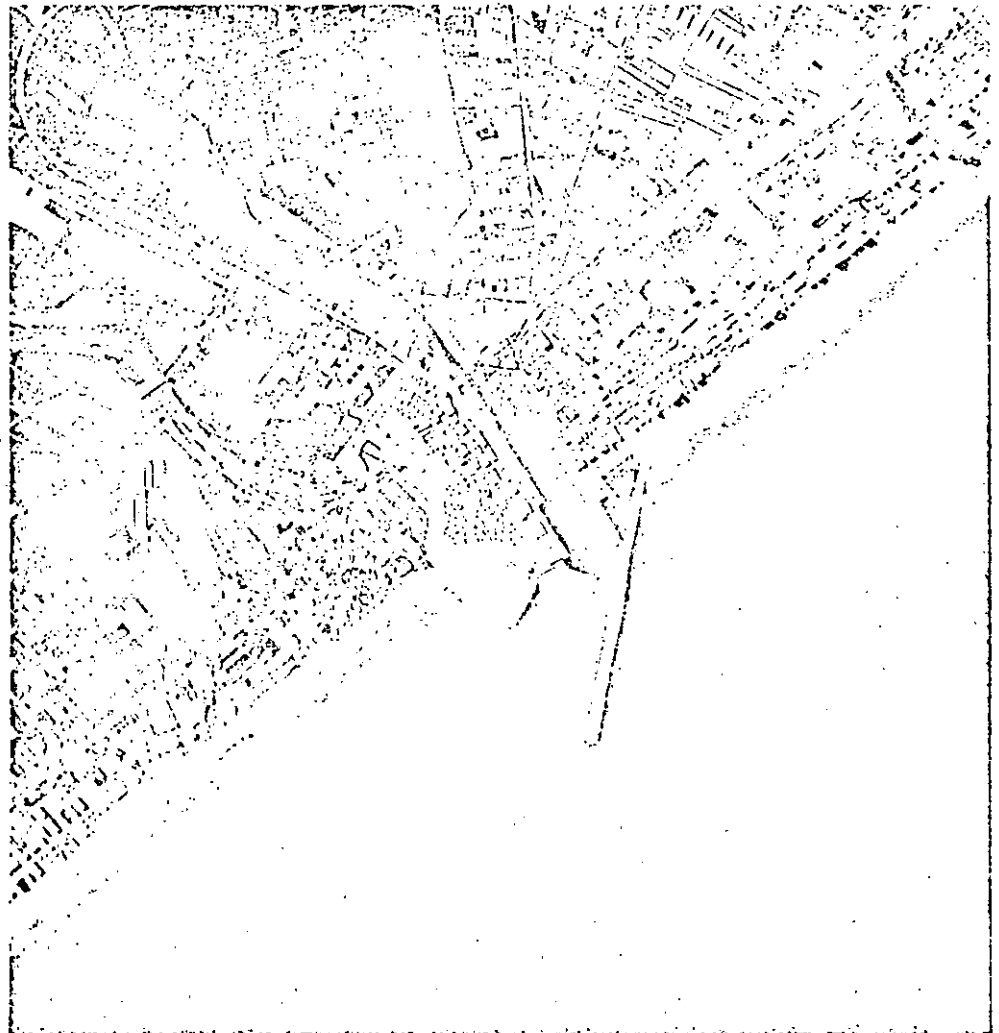


Fig. 241 b).—



Las *playas con doble apoyo*, bien natural en el caso de las bahías, ensenadas, etc. o bien artificial en el caso de campos de espigones, mantienen un equilibrio basado en la existencia de pérdidas laterales de sedimento (fig. 242). Sus únicas manifestaciones dinámicas en planta con los basculamientos hacia un extremo u otro y los avances o retrocesos de la orilla como consecuencia de los cambios estacionales del perfil de playa sumergida.

Fig. 242 a).--Playa encajada de Bastiagueiro en la Ría de la Coruña

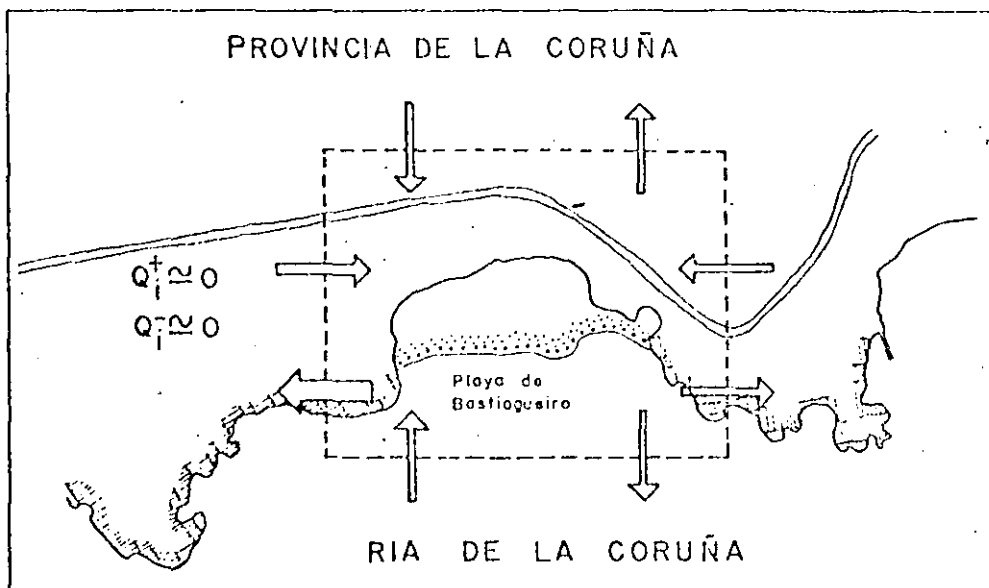
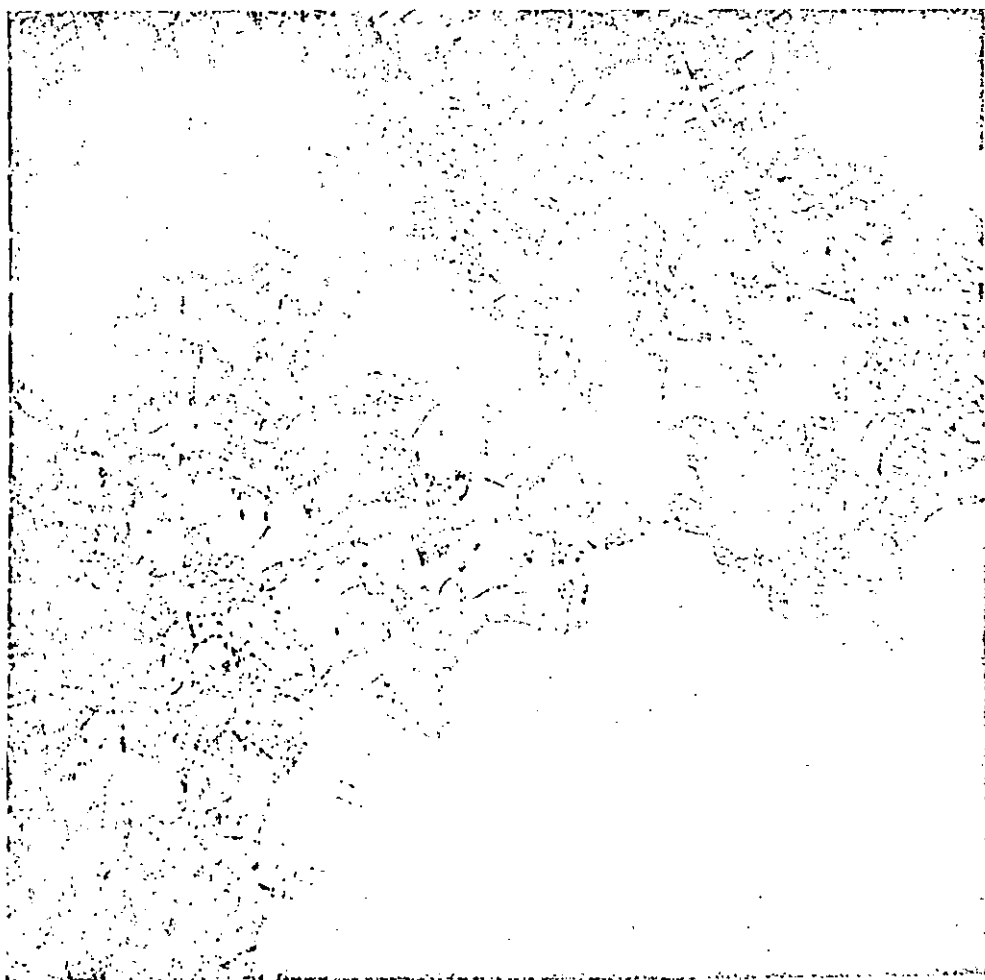


Fig. 242 b).--



La fuerte deposición de arena en la desembocadura de algunos ríos provoca la formación de *frentes deltaicos* de forma variable según el modelado por el oleaje (fig. 243).

Fig. 243 a).—Ramblas de Albuñol y Huarea (Granada)

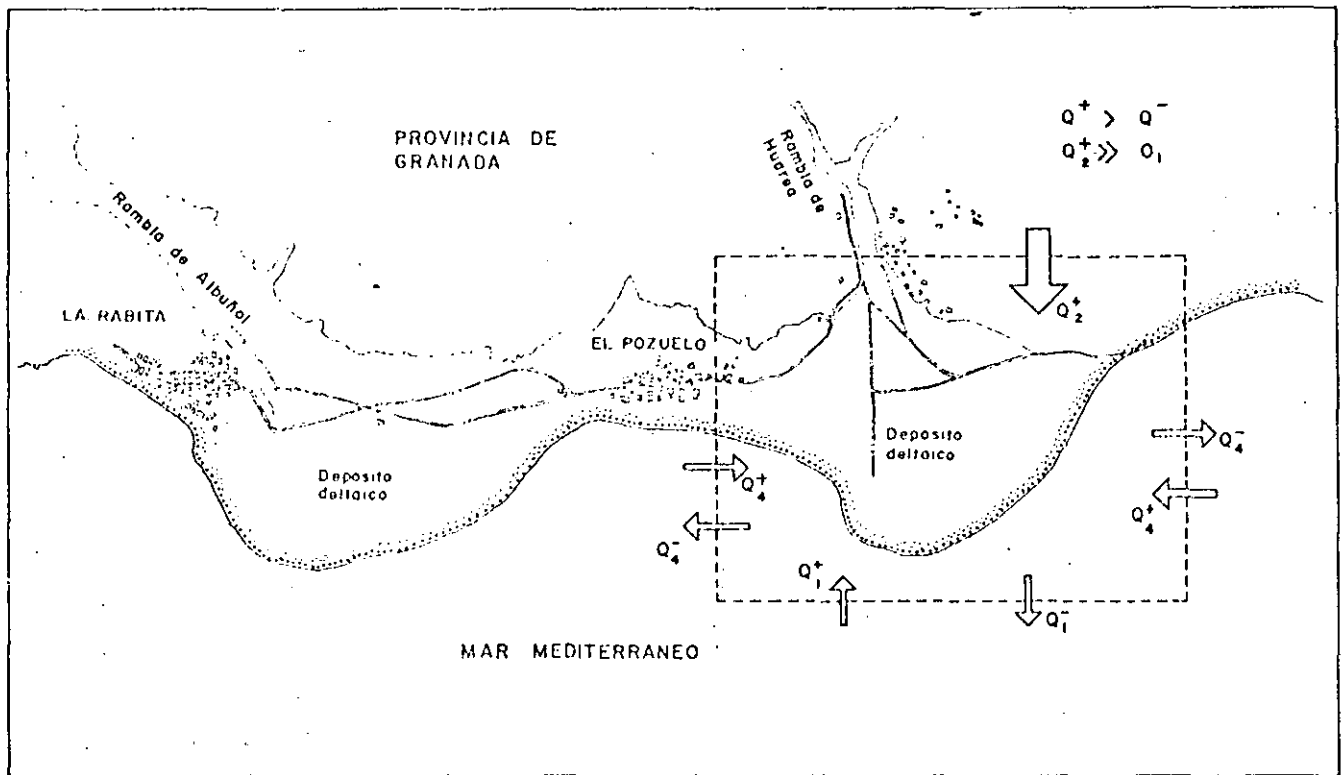
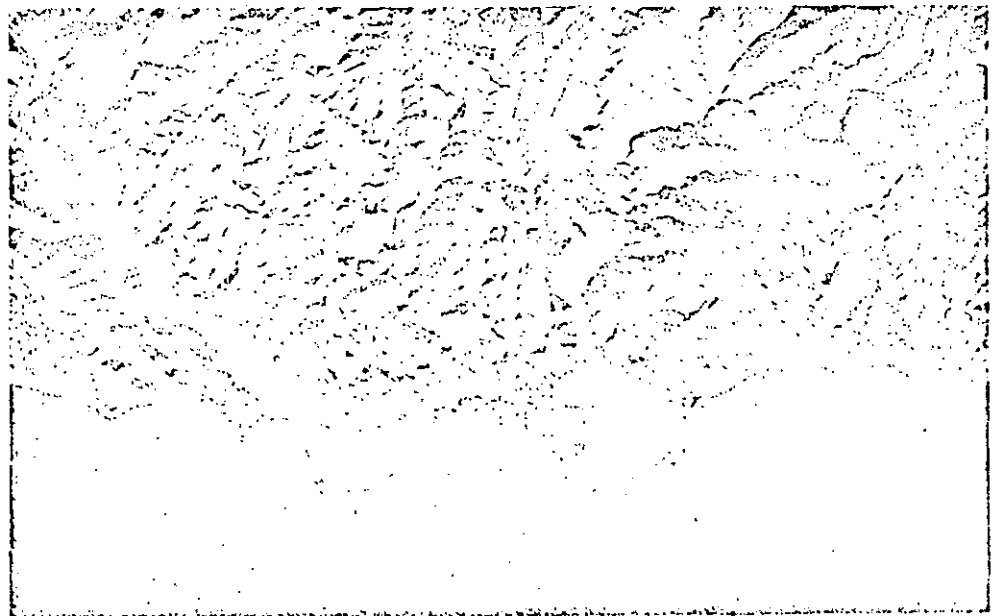


Fig. 243 b).—



Los estuarios y los cambios bruscos de orientación de la costa en zonas con gran transporte de arena son lugares propicios para la formación de flechas y barras sumergidas. El crecimiento de las mismas se debe a la confluencia en una dirección resultante de dos corrientes de origen distinto como pueden ser la fluvial y la marina (fig. 244).

Fig. 244 a).—Flecha de Punta Umbria (Huelva)

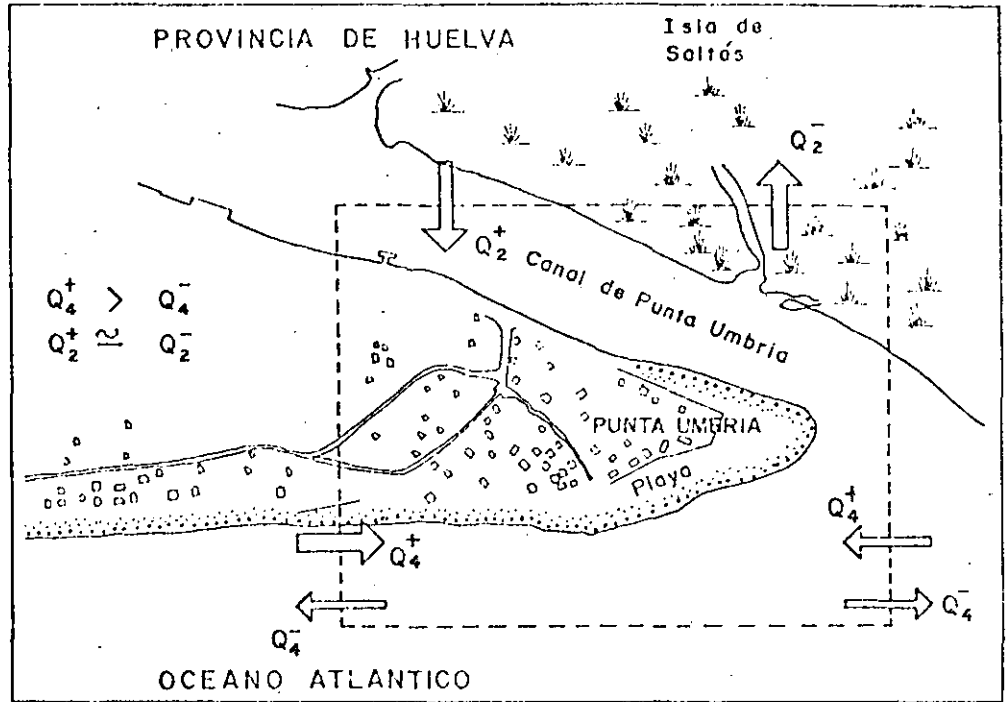


Fig. 244 b).—



139 Los obstáculos emergidos separados de la costa, el desarrollo del oleaje por el fenómeno de difracción creando tras de sí una zona abrigada en cuyas proximidades los sentidos e intensidades de las corrientes paralelas a la orilla pueden experimentar fuertes variaciones. El *tómbolo*, cuando la unión de la orilla y el obstáculo es completa y el *hemitómbolo*, cuando es incompleta, son las formas típicas creadas por este tipo de irregularidades (figs. 245, 246 y 247).

Fig. 245 a).—Hemitómbolo creado por el islote de Insua (Portugal)

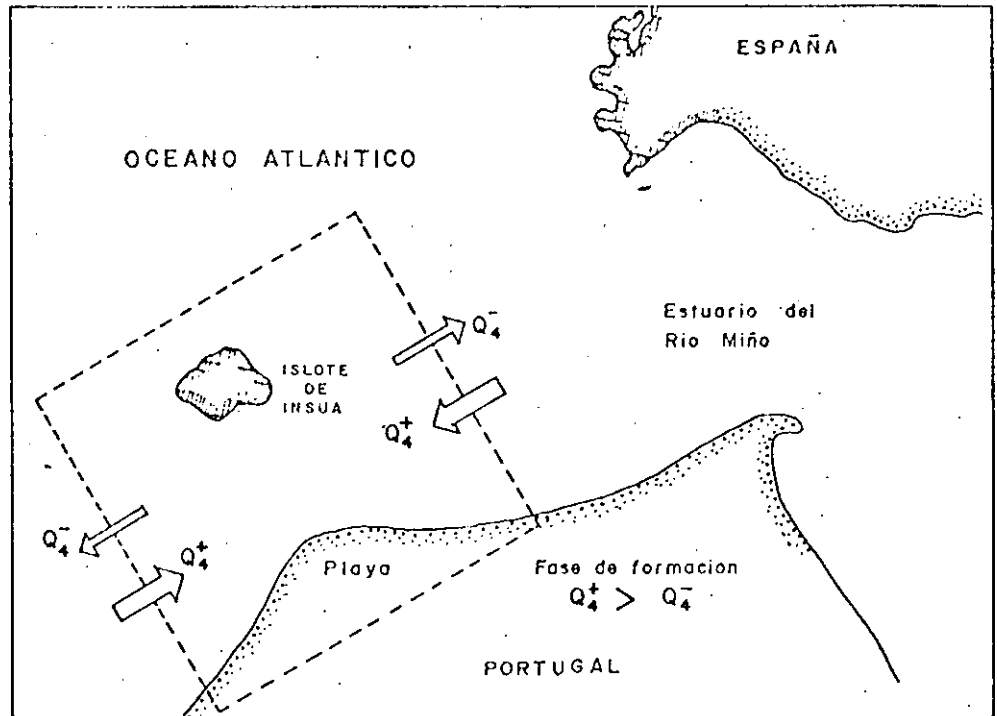


Fig. 245 b).—

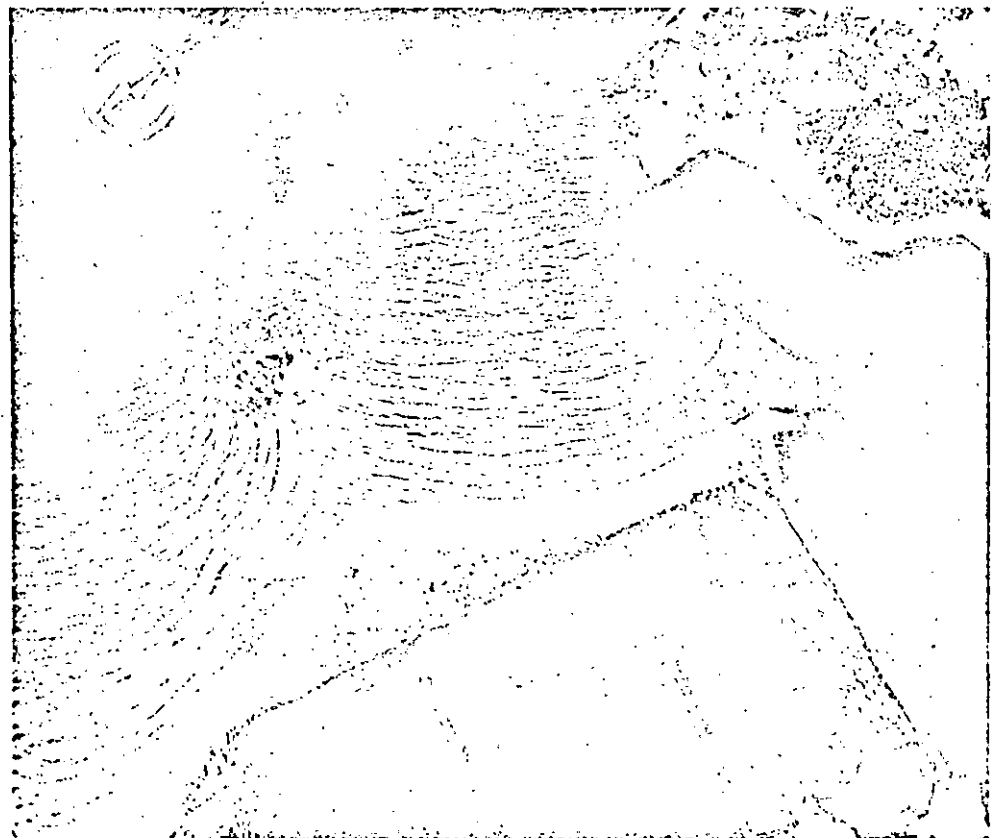


Fig. 246 a).—Hemitómbolo creado por el puerto-isla de Segur de Calafell

140

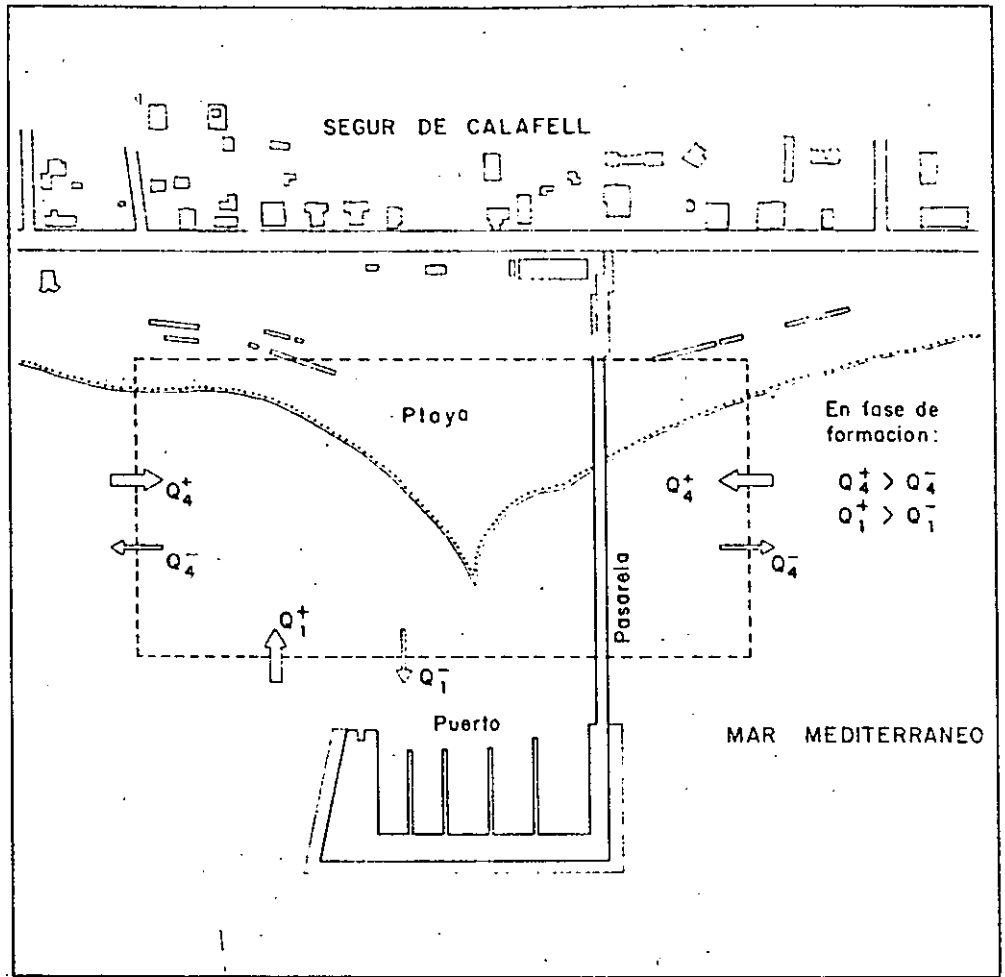


Fig. 246 b).—

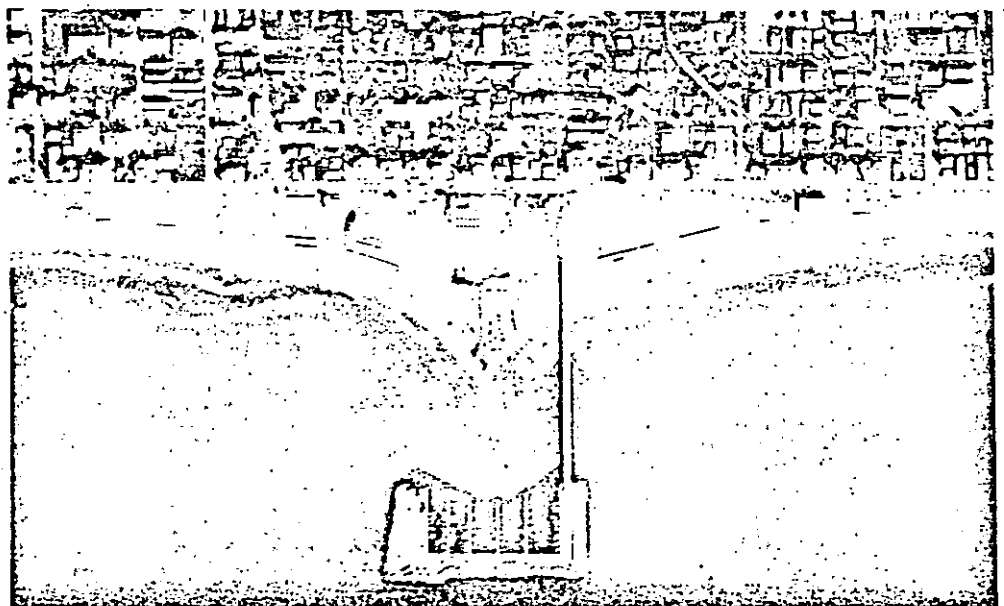


Fig. 247 a).—Tómbolo de Peñíscola (Castellón)

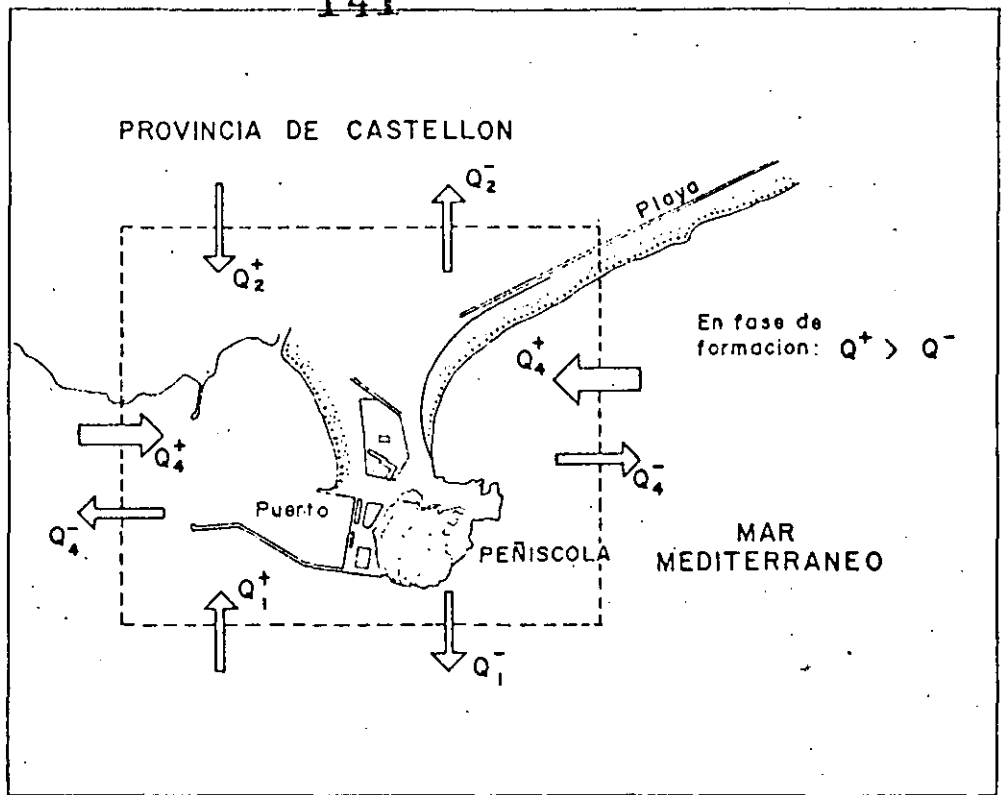


Fig. 247 b).—



4. Cuantificación de la capacidad de transporte sólido litoral

La correlación de las características del oleaje, de los sedimentos y de la capacidad del transporte longitudinal del mismo, ha sido y es objeto de investigación en numerosos laboratorios de todo el mundo. En principio se puede suponer que Q_s , capacidad de transporte sólido, es función de las siguientes variables:

$$Q_s = [H, T, \alpha, \beta, \mu]$$

siendo:

H = altura de la ola.

T = periodo de la ola.

α = ángulo de incidencia del oleaje.

β = coeficiente geométrico de la playa.

μ = coeficiente morfológico del sedimento.

Evidentemente estas características variarán con el tiempo y con el lugar en cuestión, por lo que para el estudio de la capacidad de transporte sólido en una zona en particular será necesario acudir a procedimientos estadísticos.

Existen varias fórmulas mediante las cuales es posible la cuantificación de la capacidad de transporte. La mayoría de ellas, obtenidas por procedimientos teóricos o mediante ensayos en modelo reducido en laboratorio, están muy poco contrastadas en la realidad y los resultados obtenidos mediante su aplicación merecen muy poca confianza. Se van a exponer aquí, únicamente, dos de ellas, la propugnada por el portugués Castanho y la recomendada por el Coastal Engineering Research Center (C. E. R. C.). Ambas parten de la consideración energética del oleaje en su rotura.

4.1. Fórmula de Castanho

La energía, por unidad de tiempo y por unidad de longitud de playa, que se transmite paralelamente a la playa es:

$$P_t = \frac{E_b \cdot \sin \alpha_b}{T} \cos \alpha_b \quad (1) \text{ donde } E_b \text{ es la energía en las rompientes y } \alpha_b \text{ el ángulo de la línea de costa con las rompientes.}$$

Considerando que la fuerza necesaria para arrastrar el material es:

$$F = \gamma_s \cdot m_s \cdot \text{tg} \theta;$$

θ = ángulo del talud natural del sedimento.

m_s = masa del sedimento.

$\gamma_s = \frac{\rho_s - \rho}{\rho_s} \cdot g$, siendo ρ_s y ρ las masas específicas del sedimento y del agua, respectivamente.

Siendo U_s la velocidad media de transporte, la potencia consumida será:

$$P = \gamma_s \cdot m_s \cdot \text{tg} \theta \cdot U_s$$

Ahora bien, como el producto $m_s \cdot U_s$ representa el caudal sólido:

$$q_s = \frac{P_c}{\gamma_s \cdot \text{tg} \theta} \quad (2)$$

Por tanto de (1) y (2) se obtiene:

$q_s = \frac{E_b \cdot \text{sen} \alpha_b \cdot \text{cos} \alpha_b}{T} \cdot \frac{S}{\gamma_s \cdot \text{tg} \theta}$ siendo S la fracción de energía que se disipa en rozamiento. Según la teoría de la onda solitaria $E_b = 2.2 \rho g H_b^3$ y por lo tanto:

$$q_s = \frac{2.2 \rho g H_b^3}{T} \text{sen} \alpha_b \cdot \text{cos} \alpha_b \cdot \frac{S}{\gamma_s \cdot \text{tg} \theta}$$

Esta es la expresión de Castanho para el cálculo del caudal sólido a partir de valores en rotura (subíndice b). Reis de Carvalho, de acuerdo con la teoría de la onda solitaria y la ley de Snell, transformó la anterior expresión en otra en la que los valores de las distintas variables están referidos a profundidades indefinidas (subíndice 0):

$$q_s = 1.15 \frac{H_0^3}{T} \text{sen}^{5/2} \alpha_0 \cdot \text{sen} \alpha_0$$

Para utilizar estas expresiones es necesario asignar un periodo determinado, T , a cada altura de ola, H_0 . Para ello, se puede hacer la hipótesis simplificada de suponer que dentro de un cierto intervalo de alturas de ola se produce un periodo más frecuente. Conociendo, además, la distribución de porcentajes de las distintas alturas para cada rumbo, podremos aplicar la fórmula para cada H y T , hallando así el caudal de transporte sólido integrado en esa dirección.

144 Otra manera más simplista de utilizar estas expresiones consiste en hacer equivalente el estado total del mar, en un período determinado, a una altura de ola y a un período medio, e introducir en la fórmula del caudal sólido estos valores.

Ejemplo: aplicación al caso de la flecha de Lobito (Angola):

Hipótesis:

$$H_b = 0,65 \text{ m.}$$

$$\text{Ola equivalente } T = 10 \text{ seg.}$$

$$\alpha_b = 25^\circ.$$

$$\rho_s = 2.600 \text{ kg/m}^3.$$

Por tanto:

$$p = \frac{2,2 \cdot g H_b^3}{T} \text{ sen} \alpha_b \cdot \text{cos} \alpha_b = 228 \text{ joules} - \text{m}^{-1} \cdot \text{seg}^{-1}$$

$$Y_s = \frac{\rho_s - \rho}{\rho_s} \cdot g = 5,9 \text{ m. seg}^2$$

$$\text{Para } \alpha_b = 25 \rightarrow S \simeq 16 \%$$

Sustituyendo:

$q_s = 8,8 \text{ kg. seg}^{-1}$ y suponiendo un peso específico de la arena con huecos de 1.600 Kg/m^3 :

$$q_s = 180.000 \text{ m}^3/\text{año.}$$

4.2. Fórmula del C. E. R. C.

Está basada en la hipótesis de que el transporte sólido es directamente proporcional a la componente paralela a la costa del flujo de energía en la zona de rompientes. Su expresión, para las variables referidas a las rompientes es:

$$Q = 35,89 \cdot 10^5 \cdot H_b^{3/2} \cdot \text{sen } 2\alpha_b$$

siendo:

$Q =$ capacidad de transporte sólido ($\text{m}^3/\text{año}$).

$H_b =$ altura de ola en rotura (metros).

$\alpha_b =$ ángulo de las rompientes y la costa.

Para aplicar esta expresión con variables referidas a mar profundo se establece la siguiente hipótesis:

$-H_b = K_R \cdot K_s \cdot H_0$ en donde K_R es el coeficiente de refracción y K_s es el coeficiente de shoaling. ($K_s \approx 1,14^2$). El coeficiente de refracción viene dado por la teoría lineal de oleaje.

Se puede poner entonces:

$$Q = 20,46 \times 10^5 \cdot H_0^{5/2} (\cos \alpha_0)^{1/4} \cdot \text{sen } 2\alpha_0$$

Para la aplicación práctica de la fórmula es aconsejable obtener los valores medios de la función de ángulo para cada sector considerado en lugar de emplear el correspondiente a su bisectriz.

Una consideración fundamental a la hora de aplicar cualquiera de las expresiones analíticas mediante las que se obtiene el transporte sólido es que todas ellas están restringidas a los casos en que existe batimetría paralela y rectilínea y la línea de costa es, asimismo, sensiblemente recta. En los casos en que esta condición no se cumpla, es necesario el empleo de procedimientos auxiliares (planos de oleaje, hipótesis de rotura, etc.) que permitan la correcta utilización de las fórmulas relativas a rompientes, que son las que han sido contrastadas con ensayos en laboratorio y en la naturaleza.

Ejemplo: Playa rectilínea de batimetría paralela y rectilínea, orientada en dirección E-O.

Datos: Las observaciones efectuadas periódicamente a lo largo de un año y según las distintas direcciones en mar profundo han sido:

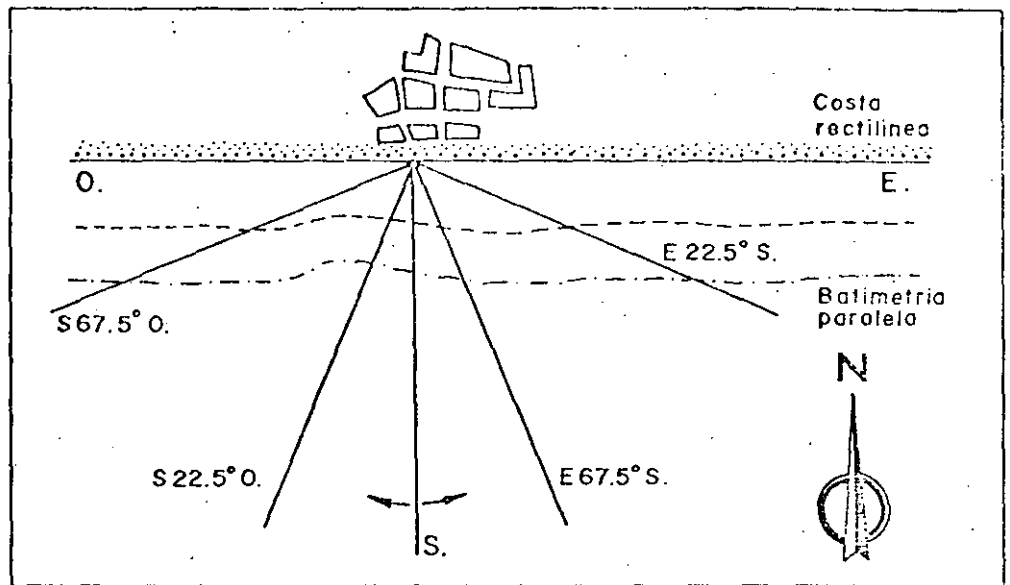
H_{m}	N	NE	E	SE	S	SO	O	NO	
0.50	15	7	5	14	8	7	13	23	
1.00	10	3	3	12	5	4	10	12	
1.50	4	2	1	7	3	3	5	6	
2.00	1	1	—	4	1	1	1	3	
3.00	1	—	—	2	—	—	1	2	
3.50	—	—	—	1	—	—	—	2	
4.00	—	—	—	—	—	—	—	—	
TOTAL	31	13	9	40	17	15	30	48	203

Calmas: 83. TOTAL OBSERVACIONES: 203 + 83 = 286

Solución: La costa está abierta a los sectores que van desde el E. hasta el O. en sentido horario. Por lo tanto se verá afectada por los siguientes sectores:

E - E 22,5° S (1/2 E)
 E 22,5° - E 67,5° S (NE)
 E 67,5° S - S 22,5° O (S)
 S 22,5° O - S 67,5° O (SO)
 S 67,5° O - O (1/2 O)

Fig. 248.—Sectores direccionales de oleaje seleccionados



De la tabla de observaciones se obtiene las frecuencias respecto del total de las mismas en los sectores implicados.

Frecuencias en %					
H_0	E	SE	S	SO	O
0.50	1.75	4.89	2.79	2.45	4.54
1.00	1.05	4.19	1.75	1.40	3.50
1.50	0.35	2.45	1.05	1.05	1.75
2.00	—	1.40	0.35	0.35	0.35
2.50	—	0.70	—	—	0.35
3.00	—	0.35	—	—	—
3.50	—	—	—	—	—
TOTAL	3.15	13.98	5.94	5.25	10.49

Al estar los datos referidos a las características del oleaje en mar profundo se utiliza la expresión:

$$Q = 20,46 \times 10^5 \times H_0^{5/2} (\cos \alpha_0)^{1/4} \cdot \text{sen } 2\alpha_0$$

Para obtener el valor medio de la función del ángulo $F(\alpha_0) = (\cos \alpha_0)^{1/4} \cdot \text{sen } 2\alpha_0$, en cada sector integramos la misma dentro de los límites de dichos sectores.

$$147 \quad V_m F(\alpha_0) = \frac{1}{(\alpha_1 - \alpha_2) \cdot \frac{\pi}{180}} \int_{\alpha_1}^{\alpha_2} F(\alpha_0) d\alpha_0 \text{ teniendo en cuenta que } \alpha_0 \text{ es el}$$

ángulo entre el frente de ola den la dirección considerada y la línea de costa.

En el caso del ejemplo:

Valores de $V_m F(\alpha_0)$						
	E	SE	S		SO	O
	90-65.5	67.5-22.5	22.5-0	0-22.5	22.5-67.5	67.5-90
$V_m F(\alpha_0)$	0.261	0.816	0.370	+0.370	+0.816	+0.261

Para el sector direccional S se ha tenido que considerar dos subsectores ya que se encuentra dividido por la normal a la playa en cuestión y por tanto el transporte sólido impulsado por el oleaje de cada uno de estos subsectores tendrá sentido contrario.

Entrando en la fórmula con los valores de H_0 , $V_m F(\alpha_0)$ y multiplicando por la frecuencia de cada una de las alturas en cada dirección se tienen los siguientes resultados parciales:

Capacidad de transporte sólido ($m^3/año$)						
H_0	E	SE	S_1	S_2	SO	O
0.50	826	14.432	1.867	+1.867	+7.231	+2.143
1.00	2.804	69.954	6.624	+6.624	+23.374	+9.345
1.50	2.575	112.717	10.952	+10.952	+48.307	+12.876
2.00	—	132.221	7.494	+7.494	+33.055	+5.287
2.50	—	115.490	—	—	—	+9.235
3.00	—	91.089	—	—	—	—
3.50	—	—	—	—	—	—
TOTAL	+6.205	+535.903	+26.937	+26.937	+111.967	+38.886

El sentido de transporte del sedimento impulsado por oleaje de los sectores E, SE, y S_1 será hacia el Oeste mientras que el correspondiente a S_2 , SO y O será hacia el Este.

Por tanto:

Transporte hacia el Oeste: 569.045 $m^3/año$.

Transporte hacia el Este: 177.790 $m^3/año$.

El transporte bruto o capacidad total de transporte por oleaje en la zona será la suma de los resultados anteriores, es decir:

Transporte bruto = $569.045 + 177.790 = 746.835 \text{ m}^3/\text{año}$, mientras que el transporte neto, que ofrece el sentido resultante del movimiento de la arena, será la diferencia entre ambas cantidades.

Transporte neto: $569.045 - 177.790 = 391.255 \text{ m}^3/\text{año}$ hacia el Oeste.

En el anterior ejercicio se han introducido dos conceptos nuevos: transporte bruto y transporte neto. El primero de ellos representa la suma de las cantidades de transporte litoral motivada por la incidencia de oleaje de todos los sectores direccionales a los que está expuesta la zona en estudio, hacia la izquierda y hacia la derecha de dicha zona en un periodo de tiempo determinado.

$$Q_b = Q_d + Q_i$$

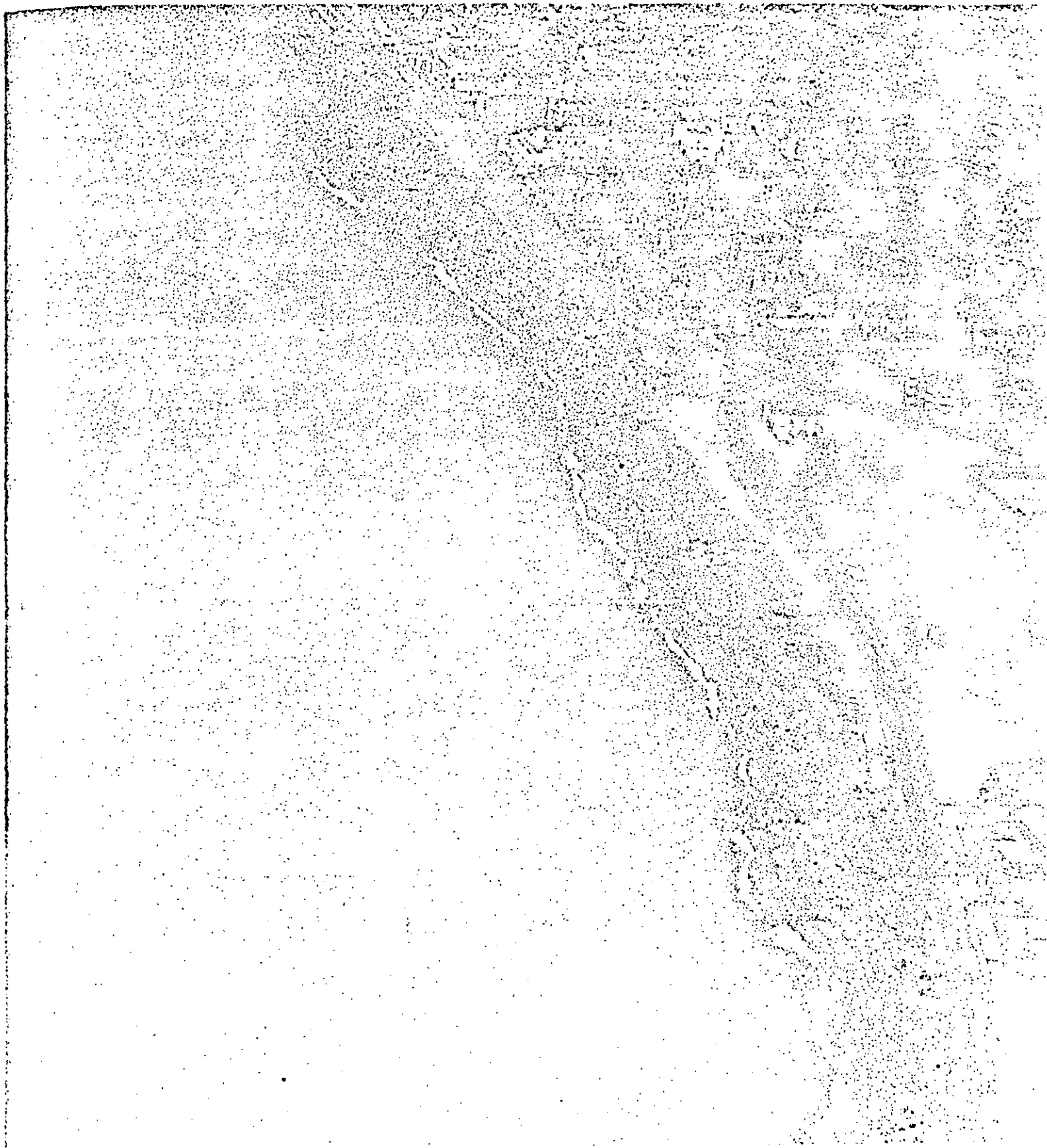
El transporte neto, en cambio, es la diferencia entre el transporte con resultante hacia la derecha y el que tiene resultante hacia la izquierda.

Es fundamental tener presente que las fórmulas de Castanho y del C. E. R. C. dan la capacidad de transporte de oleaje y no el transporte sólido que realmente existe ya que éste estará condicionado al volumen y distribución de la arena existente en la playa sumergida, así como a la existencia de singularidades en la zona de transporte.

En definitiva, la cuantificación del transporte sólido litoral, necesaria para el correcto análisis de la mayoría de los problemas costeros, requiere, para cada caso particular, un estudio orientado en las siguientes premisas:

1. El mejor método de cuantificación es el derivado del estudio de un modelo natural próximo y de similares características, en el caso de que exista.
2. Si las cantidades deducibles de sitios cercanos no son conocidas, conviene computarlas con datos fiables que muestren los cambios históricos en la topografía de la zona litoral (cartas náuticas, sondeos batimétricos, registros de dragado, etc.).
3. En el caso de no ser aplicables los anteriores procedimientos, conviene recurrir a la estimación del transporte litoral mediante fórmulas analíticas. Este procedimiento, si bien más rápido que los anteriores, adolece de menor exactitud.
4. La aplicación conjunta de los tres procedimientos ofrece una visión más completa del problema y una mayor fiabilidad en los resultados.

Defensa de
costas



I. Defensa de costas. 150 Generalidades

En el capítulo anterior se ha visto el proceso dinámico que experimenta el borde litoral. El movimiento de los sedimentos da lugar a estados de déficit, equilibrio o superávit respecto al volumen de los mismos existentes en las distintas zonas. En los lugares donde se produzca una prolongada situación deficitaria aparecerán erosiones en la línea de costa de efectos indeseables.

Desde el punto de vista del técnico los problemas costeros se pueden agrupar en cuatro categorías:

- estabilización o regeneración de la línea de costa;
- protección de las zonas costeras interiores;
- estabilización de desembocaduras;
- protección de puertos o dársenas.

Las técnicas empleadas en la resolución de estos problemas han evolucionado con el transcurso del tiempo. En los últimos años el campo de la ingeniería costera se ha enriquecido notablemente con el intercambio de conocimientos y prácticas utilizadas en los distintos países. Las condiciones particulares de cada lugar han ido guiando la técnica desarrollada en el mismo hacia aspectos concretos cuya validez está circunscrita a los tipos de problemas presentados.

Ante el análisis de cualquiera de estos problemas costeros, el técnico ha de tener presente siempre los siguientes principios:

- a) La protección de la costa no implica necesariamente la defensa de la misma, ya que a veces es conveniente tomar la iniciativa a la acción del oleaje mediante regeneraciones o mejoras del estado actual.
- b) Es preferible acometer la resolución de problemas generales que hacerlo con los locales. Conviene tener una visión amplia que contemple zonas extensas de litoral.
- c) Antes de tomar medida alguna es necesario analizar los efectos que su puesta en práctica puede causar en las zonas de mar adentro, tierra adentro y a un lado y otro de la orilla. Hay que evitar por todos los medios que la corrección de un problema en una zona genere con el tiempo situaciones negativas en zonas próximas.
- d) Las costas y las playas representan un bien público de alto valor social y estético. Cualquier obra o actuación que se efectúe sobre ellas ha de tener una calidad en consonancia con el ámbito que la rodea.

2. Medidas de defensa y generación de costas y playas. Función y características

De una manera general se pueden clasificar las medidas de protección costera en las cuatro clases siguientes:

- defensas longitudinales;
- espigones y diques;
- defensas exentas;
- alimentación artificial.

Las actuaciones de defensa de costa estarán compuestas casi siempre por la adopción de uno o varios tipos combinados de estas cuatro clases de obras.

Las defensas longitudinales son aquellas que se disponen sobre la misma costa o a una distancia muy pequeña y a lo largo de la misma.

Los espigones y diques son obras, en las que predomina normalmente su dimensión perpendicular a la costa, que se introducen en el mar.

Las defensas exentas pueden ser, bien normalmente longitudinales o bien perpendiculares a la costa, pero no están unidas a tierra, quedando separadas por un brazo más o menos ancho de agua.

Por último, la alimentación artificial, por sí sola, carece de obras permanentes limitándose a ser una aportación de árido nuevo a la playa.

Tal como indica el profesor Bruun, todos estos tipos, en casi todas sus variadas formas, son las acciones artificiales practicadas por el hombre como correspondencia a formas existentes en la naturaleza.

Naturaleza	Hombre
Acantilado	Muro
Arrecife	Pies sumergidos
Islas	Islas-plataforma
	Diques emergidos
Cabos o puntas	Espigones
Algas	Rompeolas flotantes
Aportes naturales..... (ríos, vientos, etc.)	Alimentación artificial
Conos deltaicos	Rellenos artificiales

El técnico costero ha de fijarse con especial atención en los procesos naturales que se han producido en las zonas litorales. La naturaleza es un escenario en donde se producen tanto éxitos como fracasos en el aspecto de protección de las costas. De su observación se desprenden, a menudo, interesantes conclusiones a la hora de concebir y diseñar medidas artificiales de defensa.

2.1. Defensas longitudinales

Estos sistemas de defensa tienen como finalidad principal la de proteger la parte superior de las playas y los terrenos posteriores. Se pueden clasificar en tres tipos: muros, revestimientos y dunas.

2.1.1. Muros

Son estructuras colocadas de forma paralela o casi paralela, a la línea de costa que protegen y contienen los terrenos posteriores frente a la acción erosiva del oleaje o las corrientes. Se utiliza frecuentemente para la protección de vías de comunicación, edificios, etc.

Existen numerosos tipos de muros dependiendo de la función que desempeña, la forma o los materiales de construcción.

Los muros, propiamente dichos (seawalls) (fig. 249) se utilizan en áreas expuestas a la acción del oleaje mientras que las pantallas (bunkheads) (fig. 250) se emplean únicamente en caso de zonas interiores o abrigadas realizando una función, casi exclusiva, de contención de los terrenos posteriores.

Fig. 249.—Muro rígido con escalones y botaolas

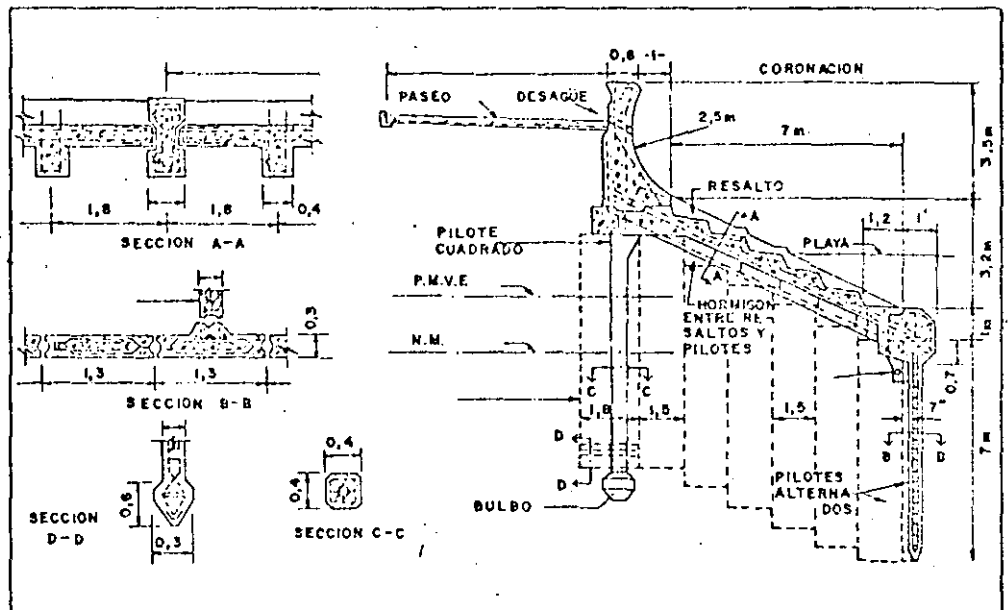
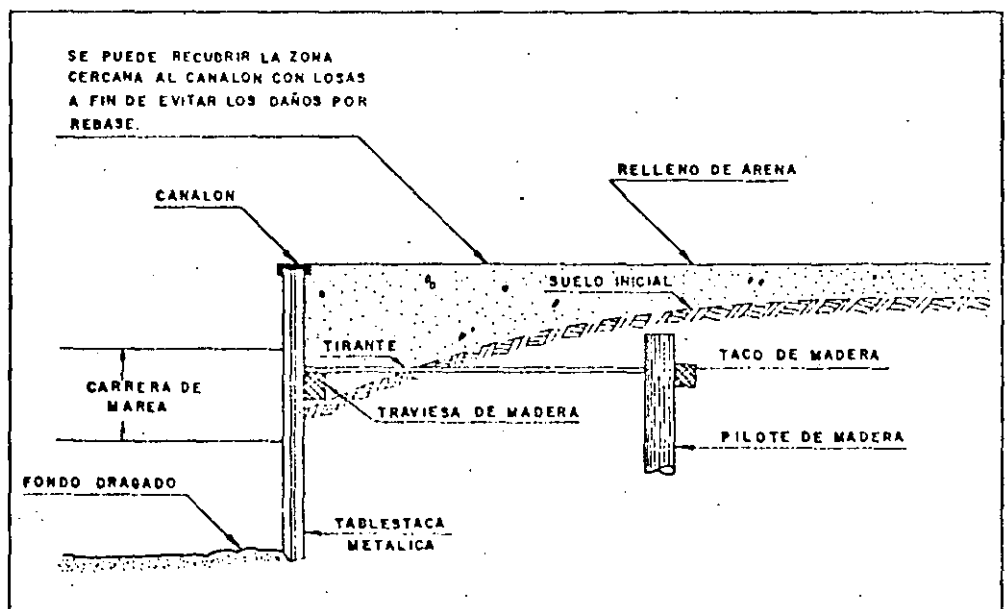


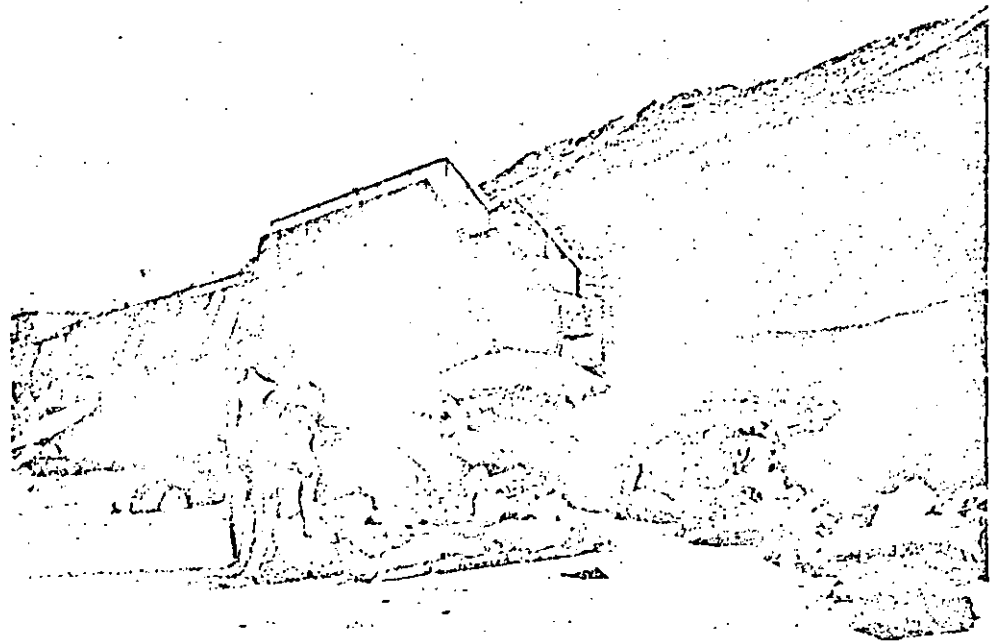
Fig. 250.—Pantalla para la contención y protección de terrenos



El paramento exterior de los muros, en general, suele ser vertical o inclinado con otras formas accesorias como escalones, botaolas, oquedades, etc.

Tanto su forma como el grado de rugosidad de su superficie influyen notablemente en una de las principales características funcionales del muro como es su poder reflejante. El coeficiente de reflexión del muro, que es la relación entre la altura de ola incidente y la reflejada, aumenta con la pendiente del paramento exterior del muro y con su lisura. Un alto coeficiente de reflexión no es deseable ya que la superposición de olas incidentes y reflejadas puede dar lugar a fuertes socavaciones o erosiones en las zonas próximas a la obra, que pongan en peligro la estabilidad de la misma.

Fig. 251.—Erosión y destrucción del pie del muro por causa de un temporal



Por ello, es frecuente ver al pie de los muros verticales unos refuerzos o pies de escollera a fin de aminorar la reflexión y evitar el descalce de los muros.

Los materiales de construcción más comunes empleados en muros son el hormigón, la escollera y los gaviones, mientras que en las pantallas los generalmente usados son las tablestacas metálicas o de madera y las planchas de hormigón. Según sea el material empleado se pueden clasificar los muros en permeables e impermeables. En los primeros hay que tener en cuenta el drenaje de los terrenos que contiene el muro y en los segundos conviene disponer un filtro que evite el paso de los materiales más finos a través del muro.

2.1.2. Revestimientos

El revestimiento consiste en un paramento inclinado de material resistente construido para proteger un terraplén, la zona superior de una playa, la margen de un río o un escarpe dunar contra la erosión del oleaje, y para evitar la recesión de la costa.

Tanto en el caso de los revestimientos como en el de los muros hay que tener en cuenta dos matices:

— La protección del terreno posterior a la obra solamente es efectiva en la longitud de costa que ocupa la propia obra de defensa. Por tanto no es posible esperar una estabilización de la costa en las zonas exteriores a la estructura, sino que más bien, en los tramos contiguos, es probable la aparición de erosiones como consecuencia del oleaje reflejado en la obra.

— La contención de los materiales ejercida por los muros y los revestimientos reduce el movimiento transversal de los sedimentos y por tanto dificulta la formación de las barras sumergidas. Este hecho, unido a la socavación por efecto de la reflexión, provoca, a menudo, y si no se toman medidas de prevención, el paulatino escarpamiento del área costera situada en frente de la estructura con efectos perniciosos a medio o largo plazo.

Examinando el desarrollo de este tipo de defensas hasta el momento presente se pueden dividir éstas en dos grupos principales: revestimientos rígidos, como el construido en hormigón in situ en Inglaterra (fig. 252), y los revestimientos flexibles de escollera o piezas de hormigón ensambladas (fig. 253). Los primeros pro-

Fig. 252.—Revestimiento de tipo rígido

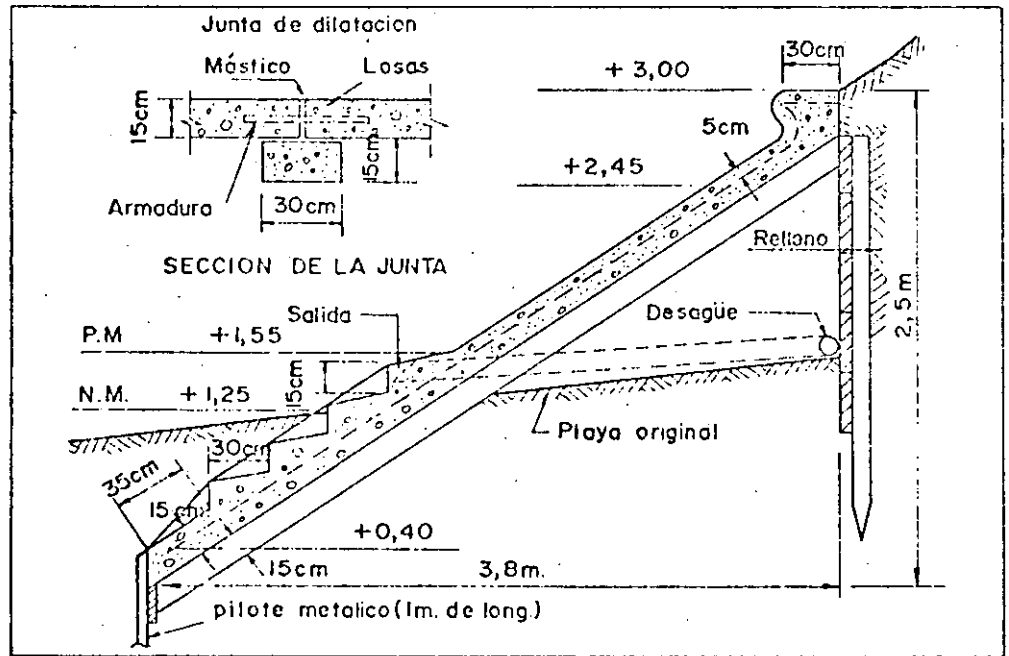
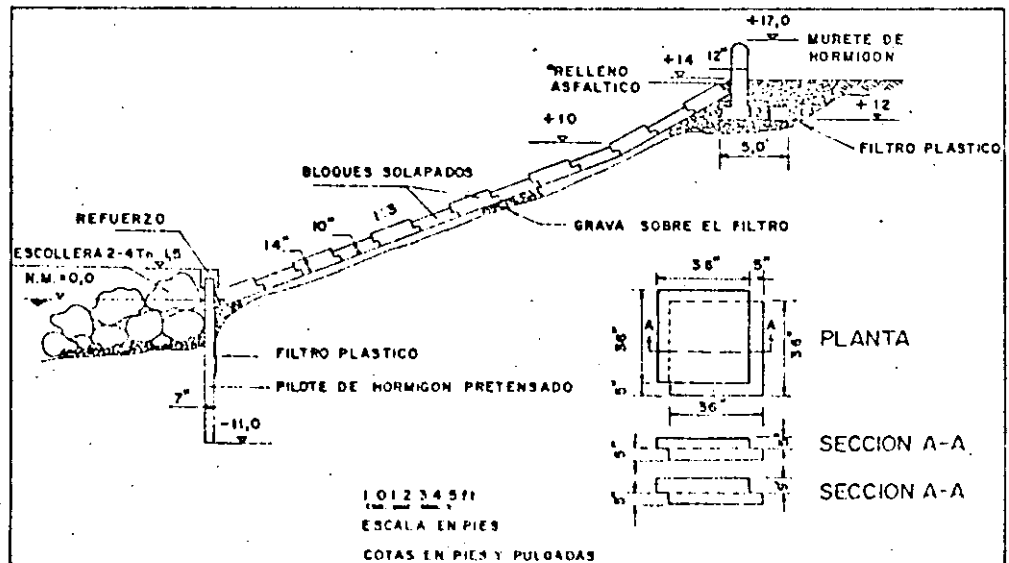


Fig. 253.—Revestimiento de las losas de hormigón solapadas

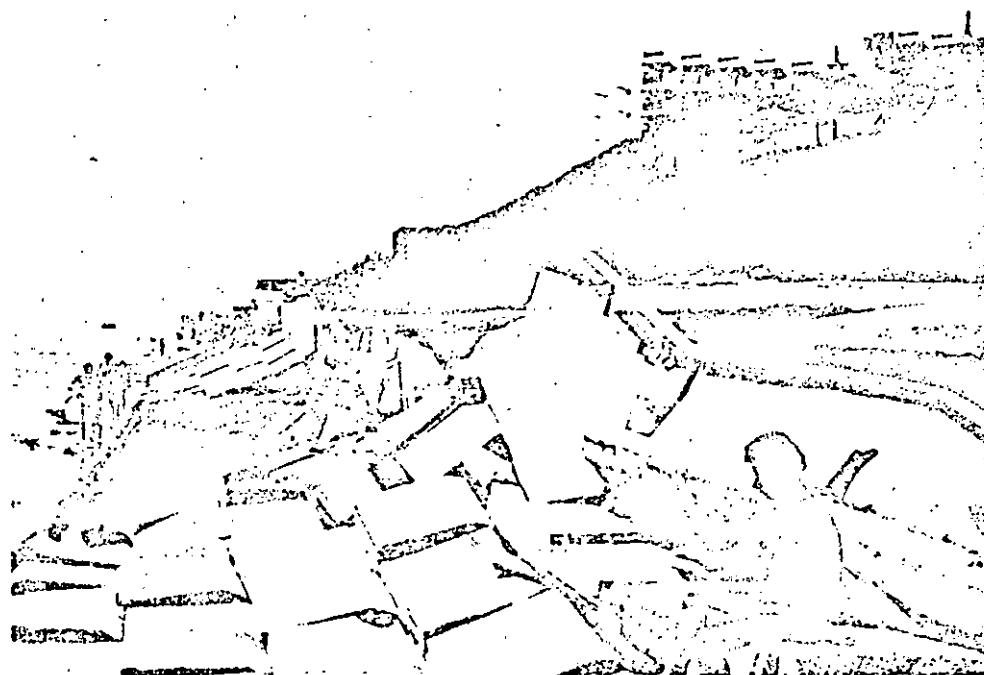


porcionan una buena protección pero exigen ser construidos en seco. El tipo flexible, además, reúne las ventajas de que puede tolerar consolidaciones o movimientos diferenciales sin pérdida de su solidez y de absorber las subpresiones hidrostáticas generadas por la acción del oleaje.

El empleo de los revestimientos flexibles ha adquirido gran auge en los últimos años, sobre todo en EE. UU., donde se han desarrollado una gran variedad de tipos construidos con diferentes materiales: escollera, asfalto, losas o bloques de hormigón, gaviones, anillos, neumáticos, sacos y tubos de arena, tejidos sintéticos, etc.

En su diseño, no obstante, es necesario disponer de un sistema de filtro que evite la pérdida del material suelto sobre el que se asienta y la probable ruina de la obra (fig. 254).

Fig. 254.--Rotura completa de un revestimiento flexible



2.1.3. Dunas

La protección ejercida por las dunas naturales sobre los terrenos posteriores hace que la reproducción artificial de dunas se pueda considerar como un sistema de defensa más. Las ventajas de este tipo de protección son las de su economía, durabilidad y estética.

La formación de una duna se genera cuando un obstáculo provoca la detención de los granos de arena. Por efecto del viento se produce el paso de los granos a través de la cresta de la duna hacia su cara protegida, motivando un paulatino desplazamiento de la misma. Por otro lado, las dunas costeras están expuestas a la acción destructiva del mar en los casos de grandes temporales. Todo ello hace que para construir una barrera de dunas como sistema de defensa costero sea necesario atender tanto a su formación como a su estabilización.

Fig. 255.—Espectacular campo de dunas costeras en Doñana (Huelva)



Existen dos métodos principales de formación de dunas:

- mediante empalizadas;
- mediante repoblación vegetal.

El primer sistema se basa en la disposición de empalizadas de diversos tipos, telas metálicas, vallas de madera, filtros de plástico, etc., que provoquen la deposición de los granos de arena transportados por el viento.

Las recomendaciones generales de este tipo de defensa se inclinan por la disposición de empalizadas rectilíneas, paralelas a la costa, suficientemente alejadas del ataque directo de las olas mayores y con un índice de huecos próximo al 50 %.

La repoblación de plantas en la zona de dunas está destinada principalmente a la fijación de la arena, y se puede efectuar bien por trasplante o bien por siembra de algunas especies, como la *ammophila arenaria*, resistentes a los ambientes salinos y secos.

2.2. Espigones

Un espigón es una estructura diseñada para regenerar las playas en vías de extinción o bien proteger de posibles erosiones las ya existentes. En él predomina la dimensión normal a la costa sobre la paralela y puede construirse aisladamente o incluido en un conjunto formando un campo de espigones.

Su objetivo es el de captar la arena transportada por el oleaje e impedir la pérdida de arena existente en la playa.

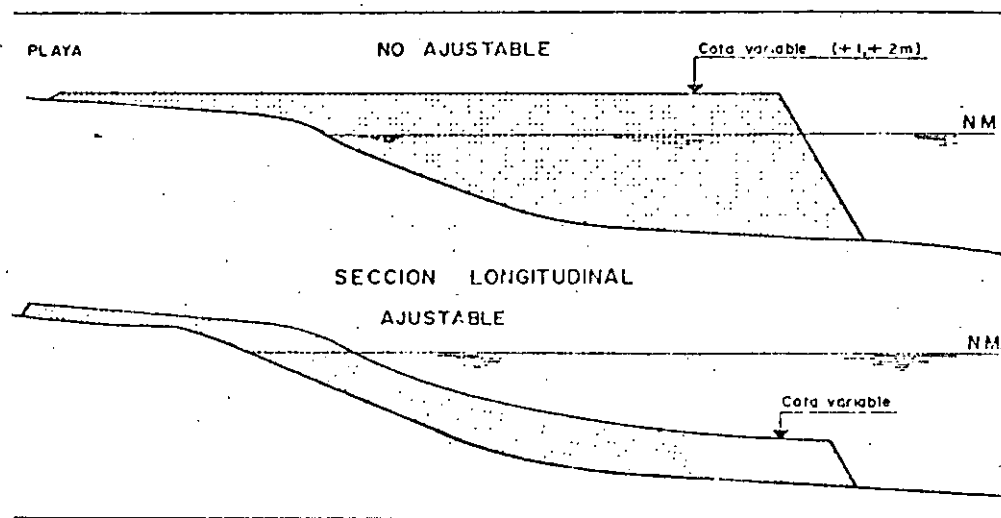
2.2.1. Tipos de espigones Existen numerosos tipos de espigones que se pueden clasificar atendiendo a dos aspectos principales: su forma —en perfil y planta— y la clase de materiales o elementos de que están contruidos.

Por su forma en perfil (fig. 256), se dividen en:

Ajustables: cuando se adaptan a la pendiente de la playa.

No ajustables: cuando mantienen su coronación a cota constante o casi constante.

Fig. 256.—Ajustabilidad de espigones

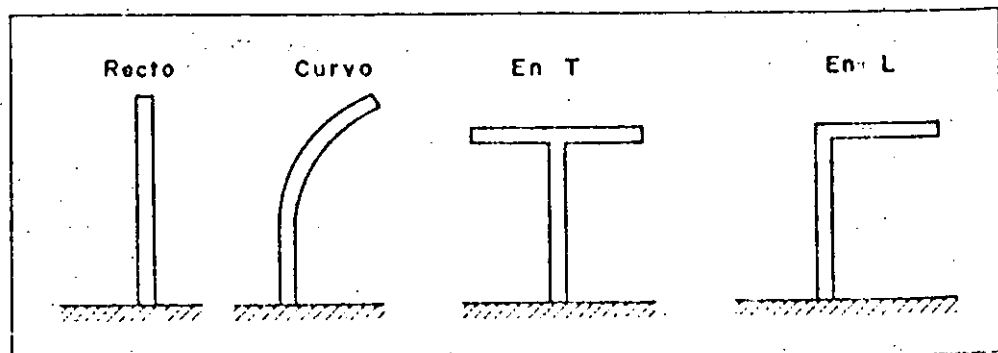


Por su forma en planta (fig. 257), se dividen en:

— simples: cuando mantienen una alineación sin ramificaciones o cambios bruscos. Dentro de este tipo están los espigones normales, oblicuos, quebrados y curvos;

— compuestos: cuando tienen ramificaciones o presentan cambios bruscos de alineación. Entre éstos se encuentran los espigones en T, en Y, y en L.

Fig. 257.—Formas en planta usuales de espigones

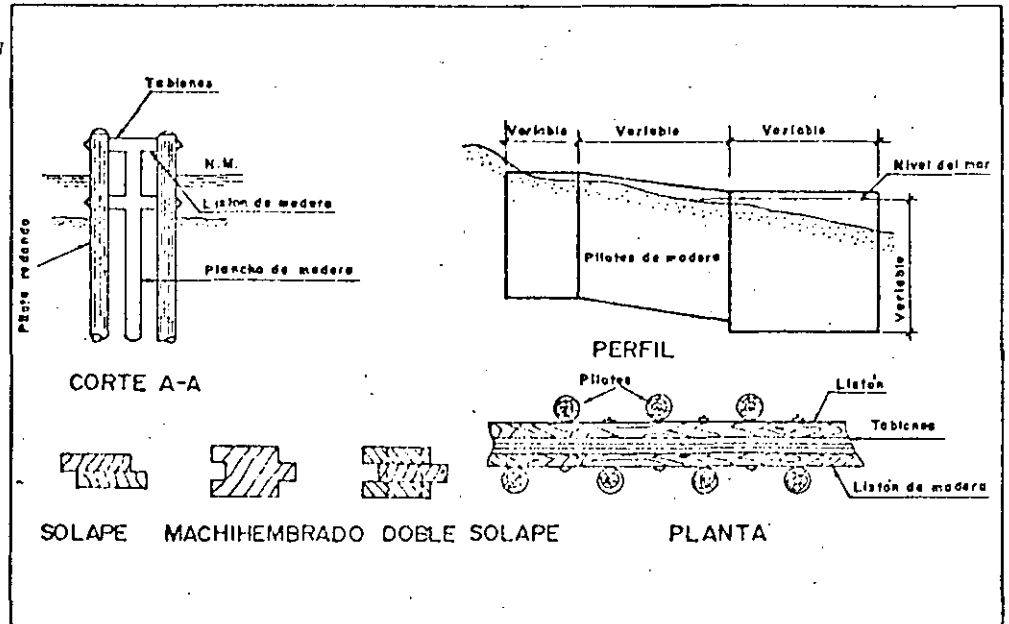


Los materiales de constitución de los espigones sirven, asimismo, para agrupar la amplia gama de espigones en unos cuantos grupos. Los regularmente empleados son los siguientes:

— *Madera:*

Su uso es casi exclusivo para el caso de espigones cortos en playas. Son económicos y fácilmente desmontables pero de corta vida.

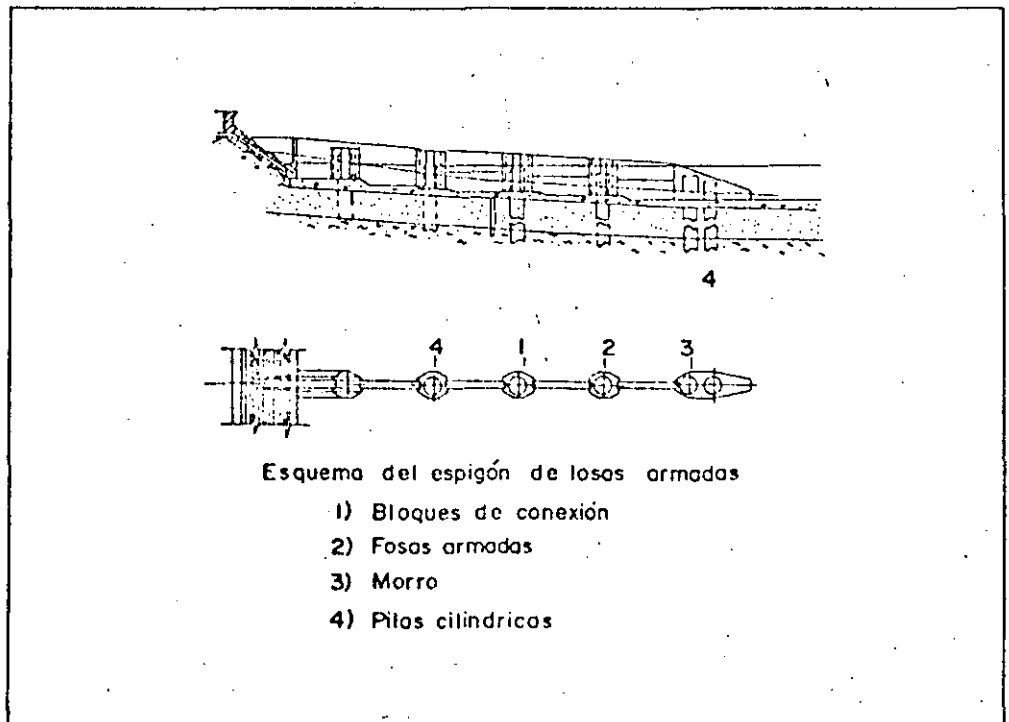
Fig. 258.—Espigón de pilotes y planchas de madera



— *Hormigón armado:*

Las pantallas o losas de hormigón armado se disponen entre pilotes o pilas de hormigón. Este tipo de espigón es fácilmente desmontable si bien puede tener problemas en su cimentación.

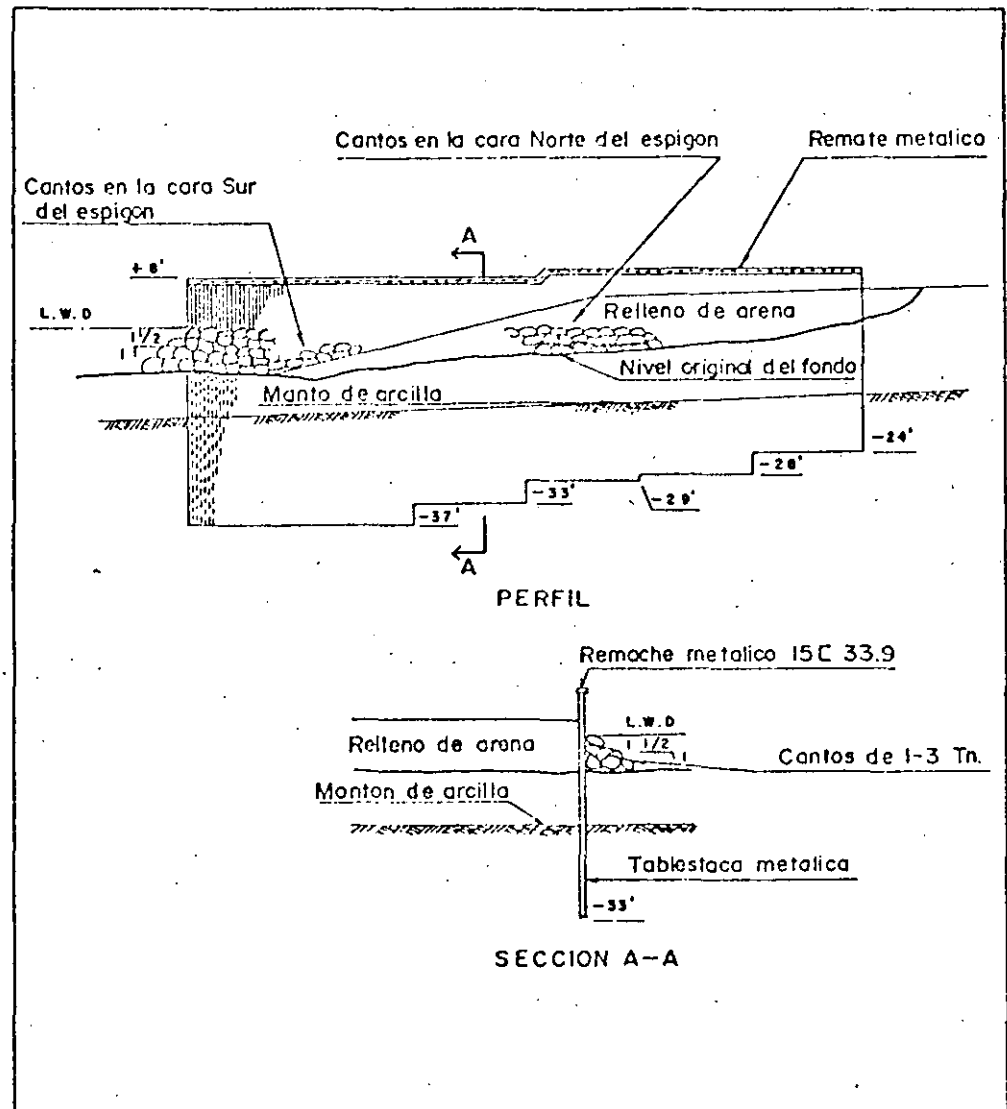
Fig. 259.—Espigón construido mediante pantallas prefabricadas de hormigón



— *Tablestacas metálicas:*

Su montaje y desmontaje exige la utilización de maquinaria especial que encarece su coste. Plantea asimismo problemas de corrosión.

Fig. 260.—Espigón de tablestacas en voladizo



— *Gaviones metálicos*

Su empleo se centra en casos de espigones cortos y de urgente construcción.

— *Escollera:*

Son los más comunes, debido a su sencillo y barato proceso de construcción. Constan fundamentalmente de un núcleo de "todo uno" de cantera y de un manto exterior de escollera de peso adecuado a las sollicitaciones del oleaje en cada caso. Algunas veces es necesaria una capa intermedia de escollera de tamaño inferior al manto que sirva de filtro para el material del núcleo.

Por necesidades constructivas es conveniente la coronación del núcleo a una cota mínima de +0,40 sobre N. M. a fin de que sirva como superficie de rodadura para los camiones o grúas. La escollera del manto puede estar simplemente vertida, cuyo efecto estético es desagradable, o bien colocada, facilitando el uso del espigón como solarío o paseo.

Fig. 261.—Espigón de
escollera concertada en
Estepona (Málaga)



A efectos de cálculos solamente es necesario considerar dos zonas distintas, cuerpo y morro y aplicar los sistemas de cálculo normales: fórmulas de Hudson o Iribarren, como detalladamente se estudiará en el capítulo de obras portuarias.

Los inconvenientes de este tipo de espigones residen en su efecto estético, si son demasiado altos o descuidados, y en su carácter de obra permanente.

— *Bloques o elementos de hormigón:*

Aunque su utilización frecuente es en diques, en ocasiones se recurre al empleo de bloques o módulos de hormigón para la construcción de espigones, bien por su economía o bien por su imposibilidad de disponer de otros materiales.

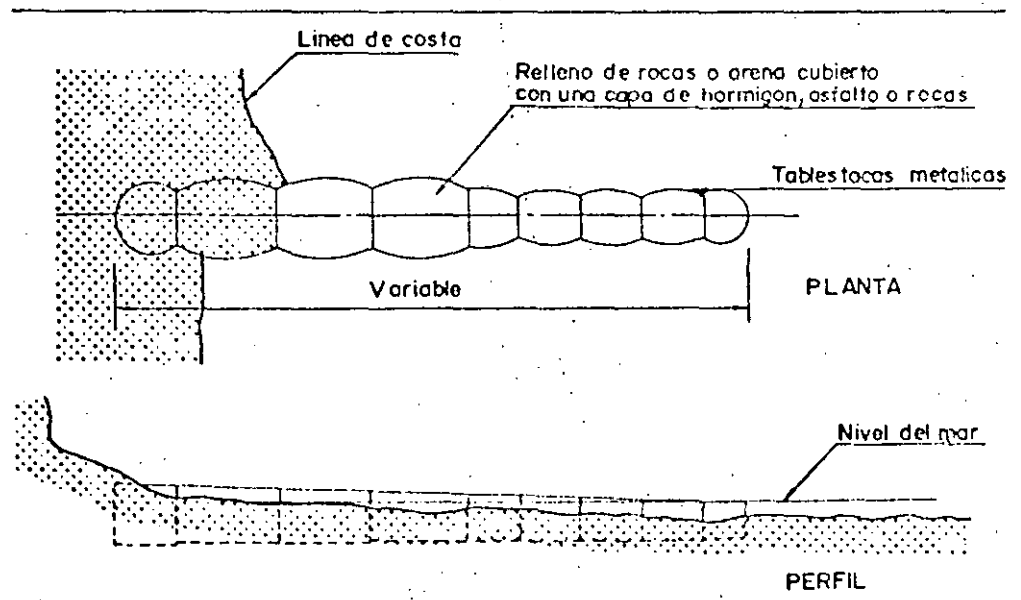
Los elementos prefabricados comúnmente utilizados son los cubos, tetrápodos, dolos, tribars, cuadripodos y stabits.

Su proceso constructivo es análogo al del espigón de escollera siendo los módulos citados los componentes del manto exterior.

— *Células metálicas o de hormigón:*

Consisten en cubos, cilindros u otras formas de paredes metálicas o de hormigón, rellenas con rocas y arena, que unidos uno al otro se extienden a una longitud variable. Su costo es relativamente alto.

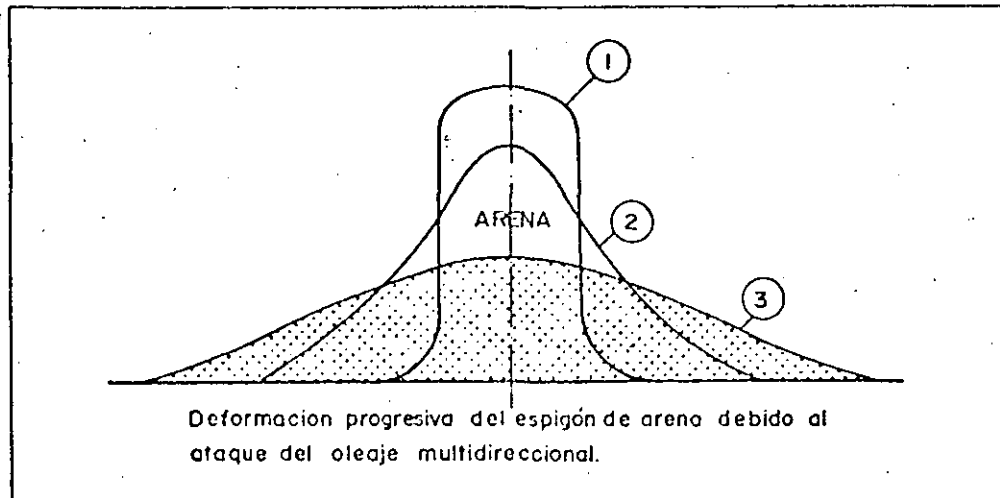
Fig. 262.—Espigón de
células metálicas



— *Arena:*

Este tipo de espigón rompe el concepto tradicional de espigón como obra estable. La acción del oleaje provoca la paulatina deformación del espigón a la vez que su arena de constitución pasa a alimentar la playa cercana.

Fig. 263.—Espigón de arena



Este método de defensa, a caballo entre los espigones y la alimentación artificial, ha sido aplicado con éxito en Silt (Alemania), logrando la regeneración de un tramo de costa en continua regresión a pesar de otras obras de defensa estables construidas en el pasado.

2.2.2. Normas de diseño Los parámetros principales en el diseño de una defensa de costa mediante espigones son los siguientes:

a) Longitud:

La longitud del espigón debe ser la suficiente para detener la cantidad de material necesario para formar la playa deseada. Se puede considerar que si el extremo alcanza la línea de rotura en los temporales normales se detiene en principio la casi totalidad de la arena transportada paralelamente a la costa.

Otras recomendaciones:

— Bruun, Manohar: máxima efectividad para profundidades de 3,5-5,5 m.

— Barceló J. P.: si los espigones son ligeramente oblicuos ($\approx 20^\circ$) deben ser un 30 % más largo que los normales.

b) Dirección:

En general y sobre todo en las zonas donde el oleaje reinante es variable es más económico y favorable el espigón normal a la costa. Únicamente en casos donde el oleaje mantenga una dirección casi constante conviene orientarlos hacia esa dirección sin sobrepasar una desviación de 30° sobre la normal.

En casos donde se transporte gran cantidad de arena fina en suspensión es conveniente disponer espigones quebrados o curvados hacia sotavento, con objeto de crear una zona de remanso donde se produzca una deposición natural de la arena.

c) Altura:

Los espigones ajustables, si bien de mayor dificultad en cuanto a su construcción, presentan ventajas estéticas sobre los de coronación constante. En cualquier caso conviene que estos últimos tengan su altura de coronación constante comprendida entre 0,5 m. - 1,3 m. sobre N. M. (mares de escasa marea).

d) Distancia entre espigones:

Este parámetro viene expresado por la relación L/d , longitud de espigón/distancia de separación.

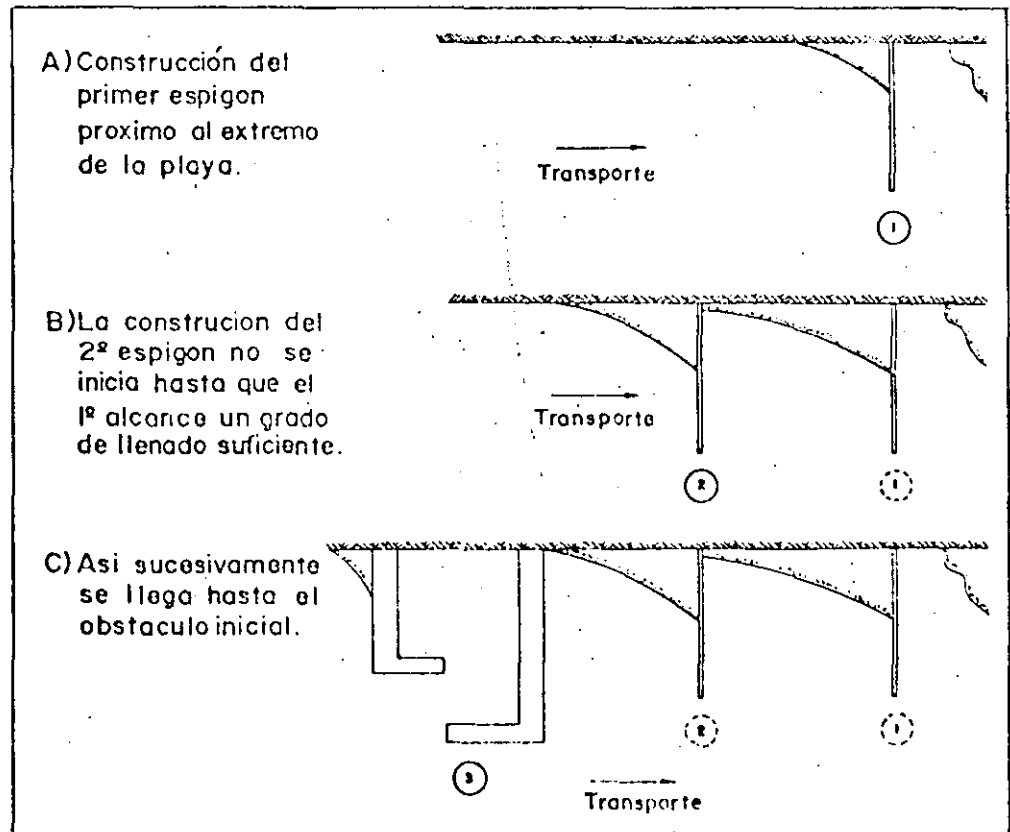
Shore protection: $L/d = 1/2$ a $1/3$.

Bruun y Manohar: $L/d = 1/1,5$ a $1/4$ teniendo en cuenta que:

- según aumente el tamaño del sedimento y crezca la corriente litoral, deben espaciarse;
- según aumente la pendiente del perfil de playa y la pendiente de las olas, deben acercarse.

Nagai: $L/d = 1/3$ a $1/4$.

Fig. 264.—Orden idóneo de construcción de espigones



Si lo que se desea es sólo regenerar naturalmente, el orden de ejecución de los espigones será el de avance en sentido contrario al del transporte sólido. El plazo de construcción entre espigones consecutivos será suficientemente largo como para que se forme depósito a barlovento del anterior (fig. 264).

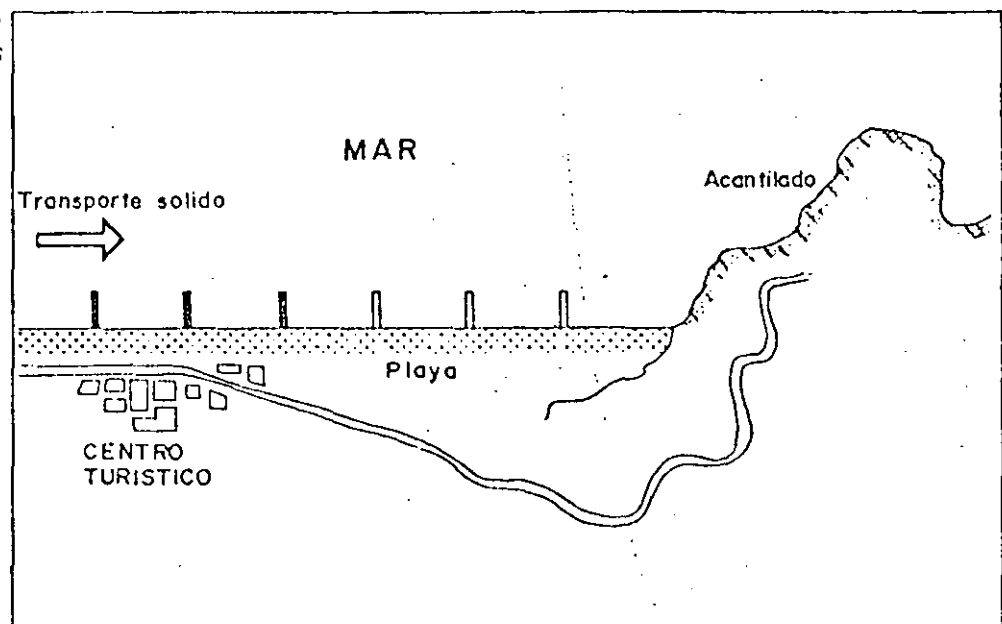
f) Longitud de la zona a defender:

La construcción de un espigón en una playa abierta con un sentido predominante del transporte sólido litoral, origina la formación de un depósito apoyado a su lado de barlovento y una erosión en una zona próxima a su costado de sotavento. Si para paliar esta erosión se construye otro espigón que impida la evasión de la arena, de esa zona afectada, se volverá a reproducir la situación existente en el primer espigón; es decir, un depósito a barlovento y una erosión a sotavento. Con objeto de paliar las erosiones resultantes por los sucesivos espigones se llega a la construcción de un campo de espigones. Queda entonces claro que en el caso de una playa supuestamente ilimitada y con un sentido predominante en la dirección del transporte sólido habría que extender ilimitadamente el campo de espigones para lograr su defensa total. Si sólo se acomete una zona el problema se traslada al área vecina.

En la realidad, ninguna playa es ilimitada, ni el sentido del transporte ha de ser necesariamente el mismo a lo largo de su extensión, por lo tanto, las reglas aplicables se pueden resumir en las siguientes:

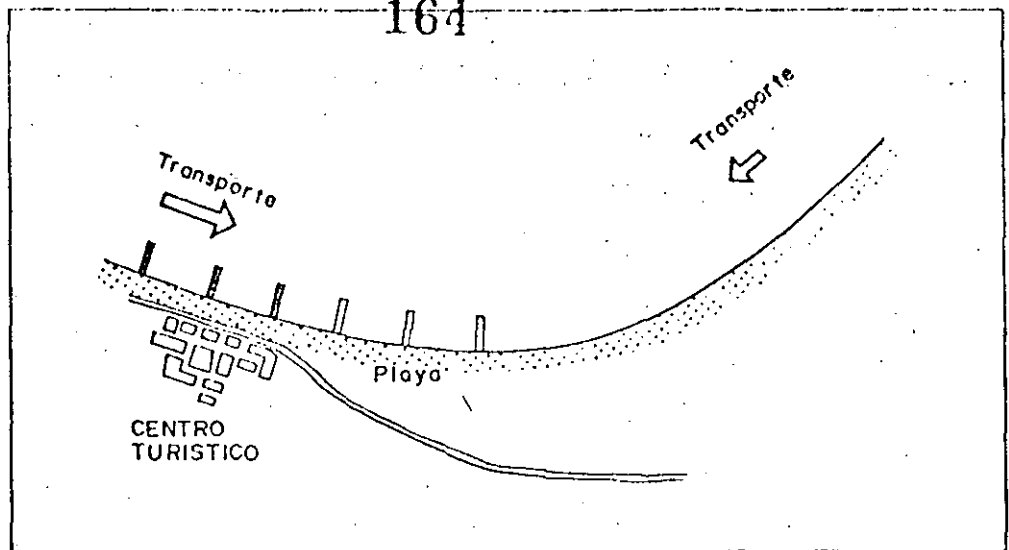
— Si el final de la playa, es decir el lugar donde el caudal sólido se detiene definitivamente o se pierde, está próximo al espigón inicial, conviene prolongar el campo de espigones hasta ese punto.

Fig. 265.—Extensión idónea de la protección de espigones hasta el extremo de sotavento de la playa



— Si en una cierta zona de la playa, bien por un cambio en su dirección, un obstáculo u otro motivo, el sentido del transporte sólido cambia, conviene prolongar el campo de espigones hasta la proximidad de dicha zona.

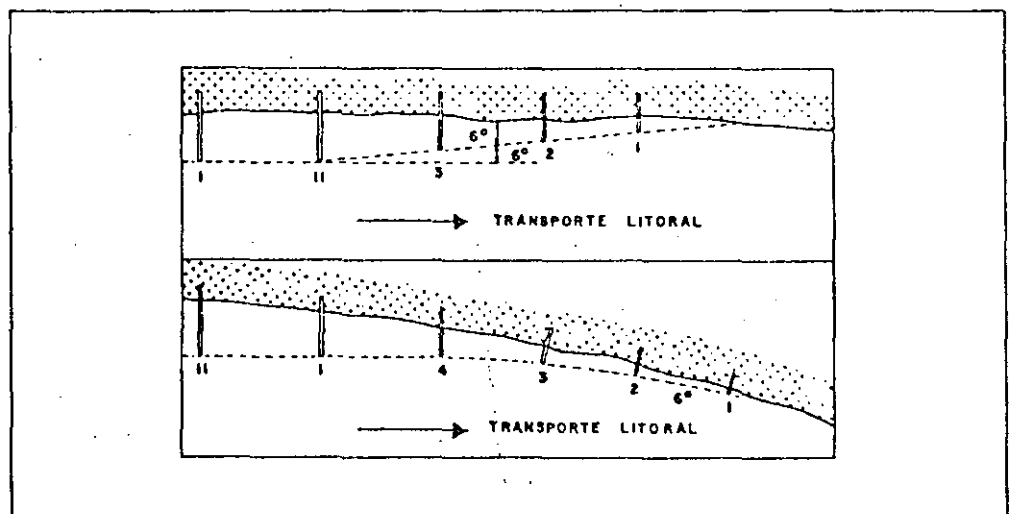
Fig. 266.—Extensión idónea de la protección en el caso de cambio de sentido en el transporte sólido



— No es conveniente, ni por estética ni por economía, prolongar excesivamente los campos de espigones. En caso necesario conviene estudiar otros tipos de defensa.

— El principio conocido con el nombre de "Shortening", que limita la zona que debe protegerse con espigones de longitud decreciente, con la recomendación de no sobrepasar los seis grados sexagesimales (fig. 267), retrasa el efecto de la erosión si bien, a la larga, el problema vuelve a presentarse en la zona a sotavento del sector defendido.

Fig. 267.—Aplicación de la teoría de Shortening de Kressuer



2.3. Defensas exentas La función principal de las obras de defensa de costas de tipo exento es la de provocar la estabilización o regeneración de la zona costera mediante la anulación, disminución o remodelación de la energía del oleaje incidente.

Aunque inicialmente una defensa exenta está separada de la orilla es posible, y en algunos casos así se pretende, que con el tiempo quede unida a la orilla debido al avance de ésta.

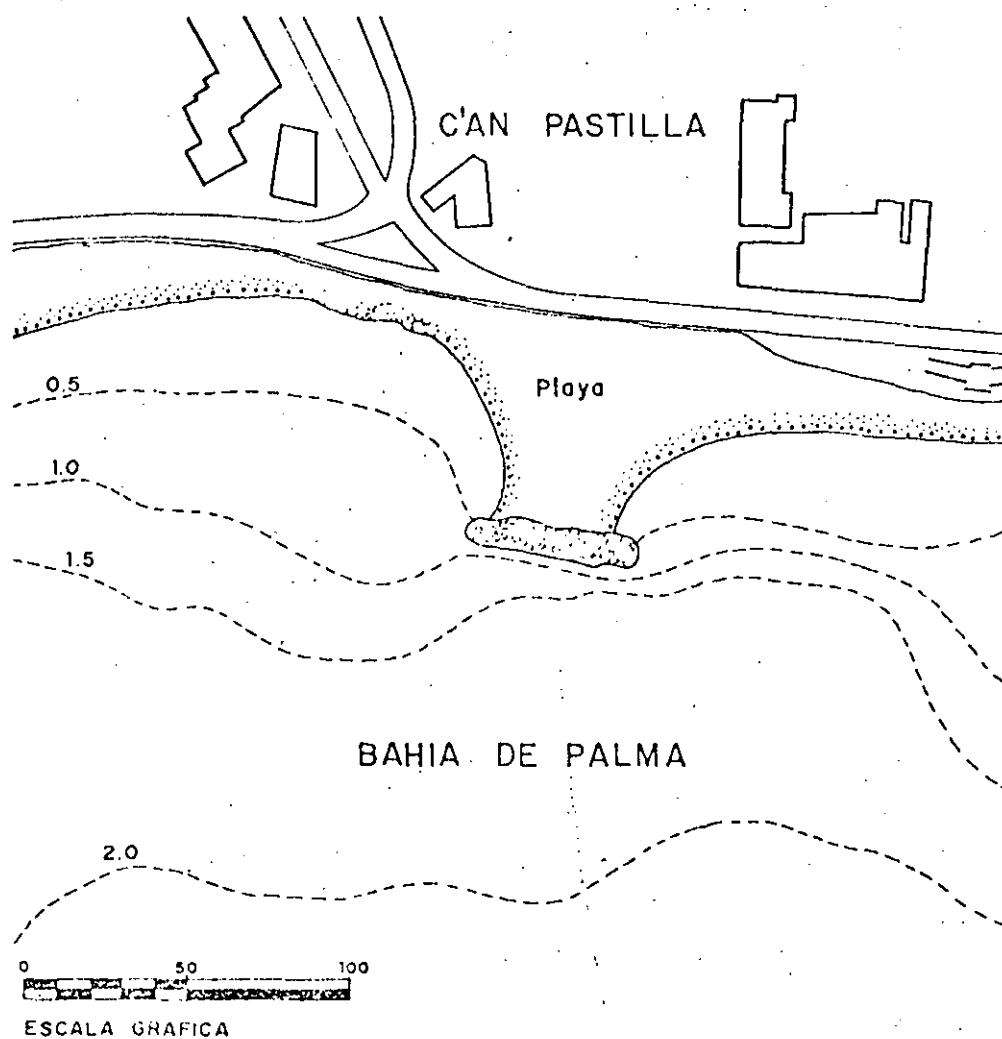
Los diferentes tipos de defensas exentas utilizados en la actualidad son los siguientes:

Diques emergidos paralelos a la costa

Su funcionamiento como defensa está basado en la difracción del oleaje que se genera en torno a sus extremos y en la disminución de energía del oleaje que se produce en el área de agua, por él abrigada.

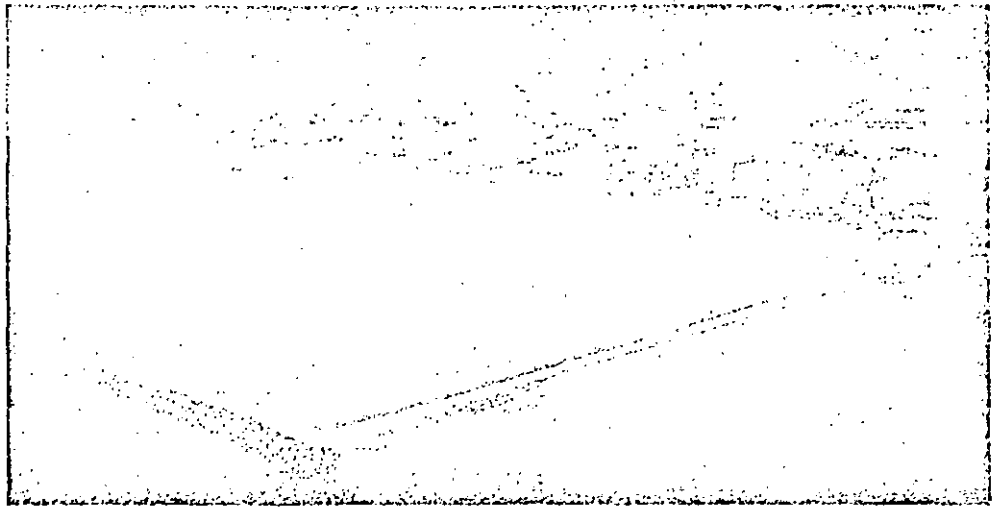
Como se dijo en el capítulo referido a "formas costeras" estos efectos dan lugar a la formación de tómbolos si la unión de la playa a la obra llega a producirse (fig. 268) o hemitómbolos si es incompleta (fig. 269).

Fig. 268.—Tómbolo formado en la playa de C'An Pastilla (Palma de Mallorca)



Los materiales de construcción de este tipo de defensas son similares a los de un espigón, es decir, escollera, bloques de hormigón, gaviones, tablestacas, etc. La construcción, en muchos casos, ha de acometerse con maquinaria flotante al estar aislados de tierra. Esto lleva a un encarecimiento de la obra por m³ de volumen, que unido al hecho de las mayores profundidades alcanzadas y por tanto a los mayores volúmenes de material requeridos, hacen descartable su elección.

Fig. 269. — Fase inicial de la formación de un hemitómbolo por construcción de un dique paralelo



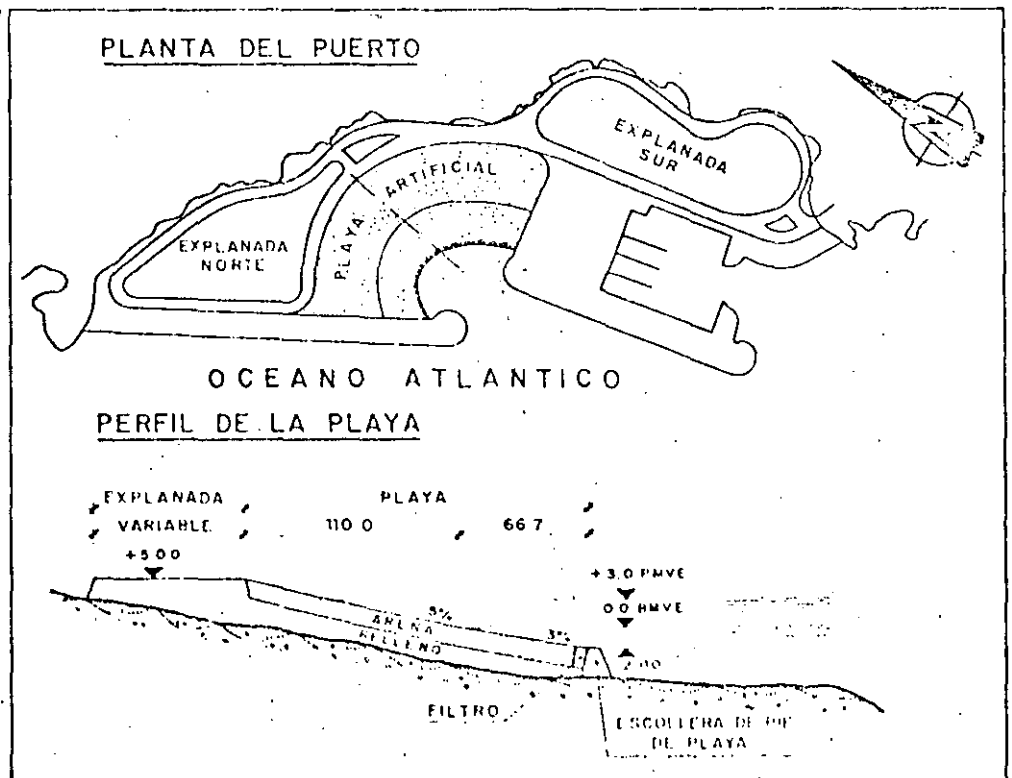
como sistema de defensa en muchos casos. Sin embargo por sus mayores posibilidades estéticas en zonas o urbanizaciones especiales serán preferibles a la tradicional solución de espigones.

Pies sumergidos continuos

A imitación de los arrecifes sumergidos del coral, este sistema consiste en una barrera que sin alcanzar la superficie del agua se extiende paralelamente a la orilla en una longitud y distancia variables. De esta forma, a la par que una disminución de energía del oleaje que pasa sobre ella, se logra un mejor apoyo del perfil de la playa con el previsible aumento de anchura de la playa seca.

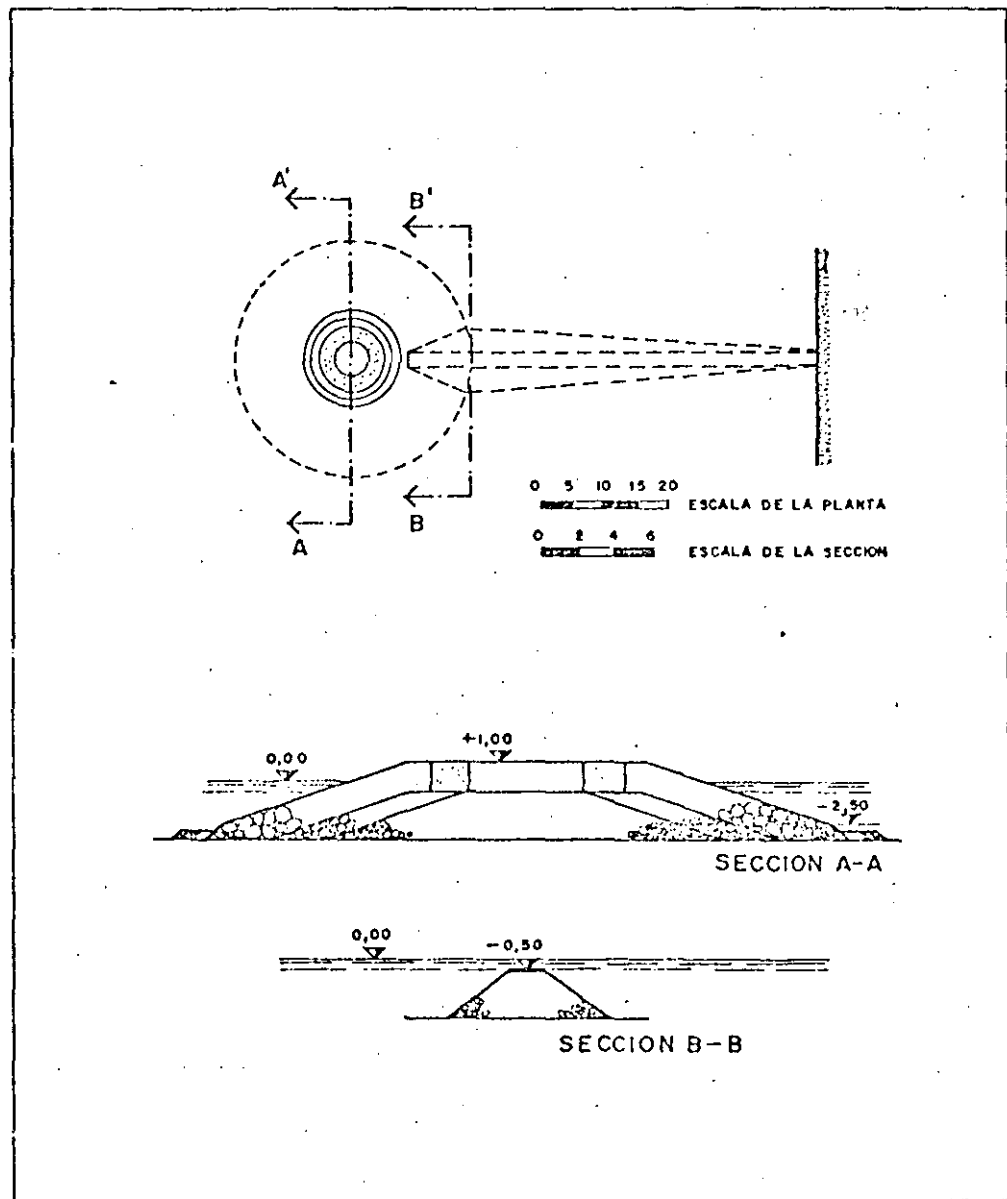
La proyectada playa del Confital (Gran Canaria) es un claro ejemplo de este sistema (fig. 270).

Fig. 270. — Playa del Confital colgada sobre un pie sumergido



Consisten en una isla circular de escollera con una solera de hormigón separada de la costa unas decenas de metros. Con ellas se pretende la formación de tómbolos o hemitómbolos que estabilicen la playa. Su ventaja sobre otro tipo de defensa es la de dar mayores horizontes a los usuarios de las playas, y crear una superficie apta para usos diversos como solario, bares, juegos, etc. Su construcción se puede hacer desde tierra por medio de un espigón de "todo uno" de cantera que posteriormente se retira (fig. 271).

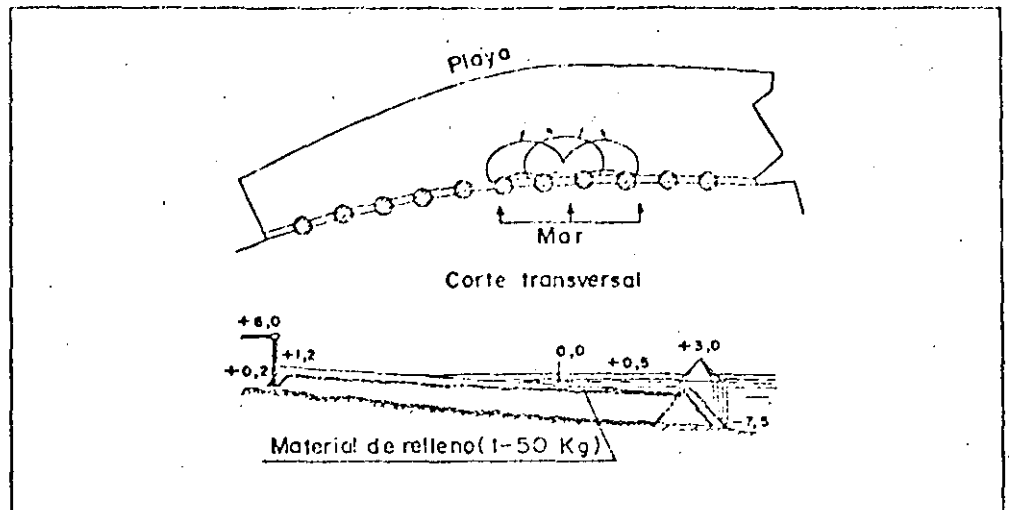
Fig. 271.—Esquema constructivo de una isla plataforma



Conos de difracción

Este tipo de defensa consiste en una serie de cilindros o conos de hormigón ligados entre sí por un pie sumergido paralelo a la línea de playa. Su función es la de reducir la componente longitudinal de la energía del oleaje al transformar las ondas oblicuas por otras prácticamente paralelas a la playa como consecuencia de la difracción (fig. 272).

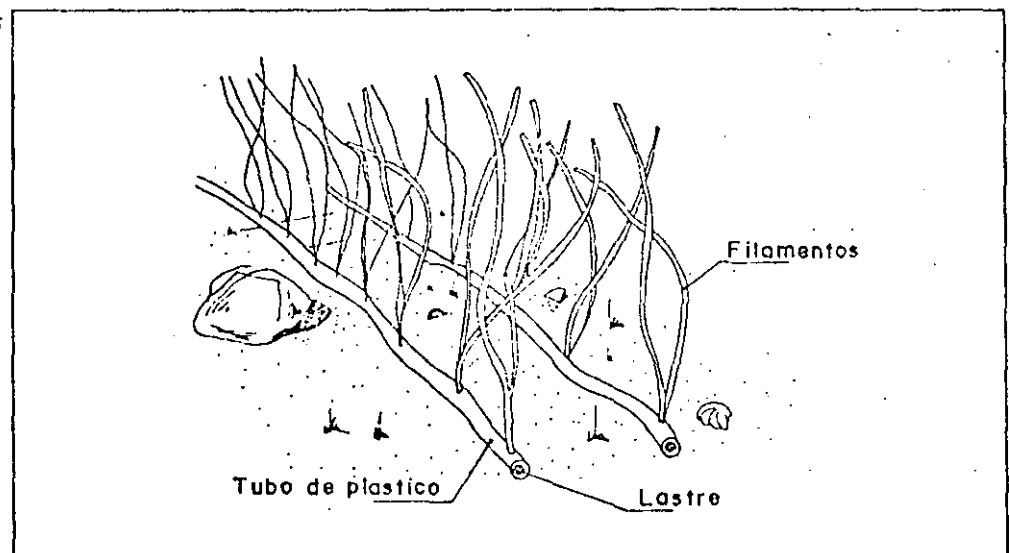
Fig. 272.—Protección de la playa mediante conos de difracción



Algas artificiales

Este sistema ha sido probado recientemente en las islas de Goeree y Texel (Holanda) con cierto éxito ya que mediante él se logró la estabilización del perfil de la playa.

Fig. 273.—Algas artificiales



Consiste este sistema en colocar en el lecho marino, a una cierta distancia de la costa, una serie de filas de tubos de nylon que llevan sujetas unos filamentos o "algas" artificiales en dirección perpendicular a la dirección de la corriente (fig. 273).

2.4. Alimentación artificial

Las playas son tramos costeros con pendientes más o menos suaves constituidas por material granular cuyo tamaño medio oscila entre unos centímetros (gravas) y décimas de milímetro (arenas finas). La alimentación artificial como sistema de defensa de una playa en proceso de erosión, ya iniciado o solamente previsible, consiste en la aportación por medios mecánicos de una cantidad de sedimento que supla o minimice las pérdidas naturales del mismo.

Se pueden distinguir dos modalidades:

— Alimentación directa:

Si se realiza de forma particular y aislada. Según su forma de ejecución se distinguen a su vez tres tipos:

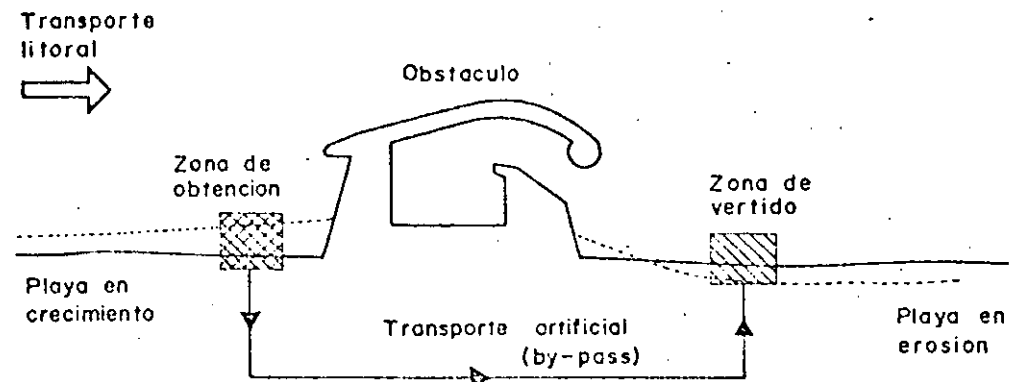
- a) por vertido en la zona de playa sumergida con arena procedente de dragados en el mar;
- b) por apile en zonas erosionadas, de forma que el oleaje lo extienda al resto del sector;
- c) por colocación y extensión directa del relleno en toda la zona a defender.

En la primera de las tres modalidades la maquinaria empleada es de tipo flotante (dragas, gánguiles) mientras que en los dos restantes la obra se ejecuta desde el lado de tierra mediante camiones, bulldozers, etc.

El sistema de alimentación directa va cobrando gran auge dado los espectaculares resultados obtenidos en varios lugares (Playa Copacabana, Playas de Portobello, Playa de Cova do Vapor, etc.).

— Por medio de una instalación de by-pass, si la alimentación surge como consecuencia de la existencia de un obstáculo retenedor del transporte litoral aguas arriba de la playa en cuestión que provoca su erosión (fig. 274).

Fig. 274.—Principio del by-pass



La función del by-pass consiste en el trasvase de la arena desde el depósito formado junto al obstáculo hasta la zona erosionada al otro lado del mismo. Las operaciones que entran en el proceso son las de recogida, transporte y descarga de la arena, pudiéndose considerar las dos últimas como una sola ya que normalmente es el mismo medio auxiliar el que efectúa ambas operaciones. Los medios auxiliares comúnmente usados son los siguientes:

Para la recogida: — retroexcavadora o palas,

— dragalina,

— draga de succión,

— draga de cuchara o rosario.

Para el transporte y descarga: — camiones o dumpers,

— cinta transportadora,

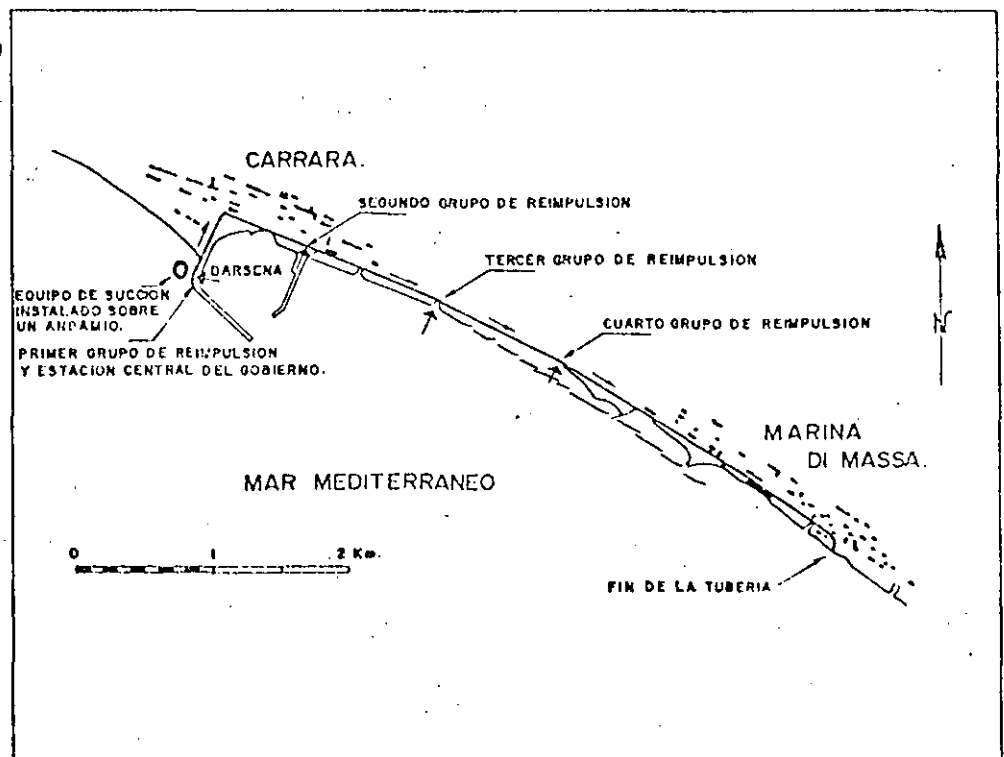
— gánguiles,

— tuberías.

Las combinaciones de estos medios dan lugar a una serie de sistemas de by-pass cuya idoneidad dependerá de las características de cada caso. Algunos de ellos como: dragalina-dumpers y draga de succión-tubería han sido usados frecuentemente en diversos países con resultados que todavía no han podido ser plenamente contrastados.

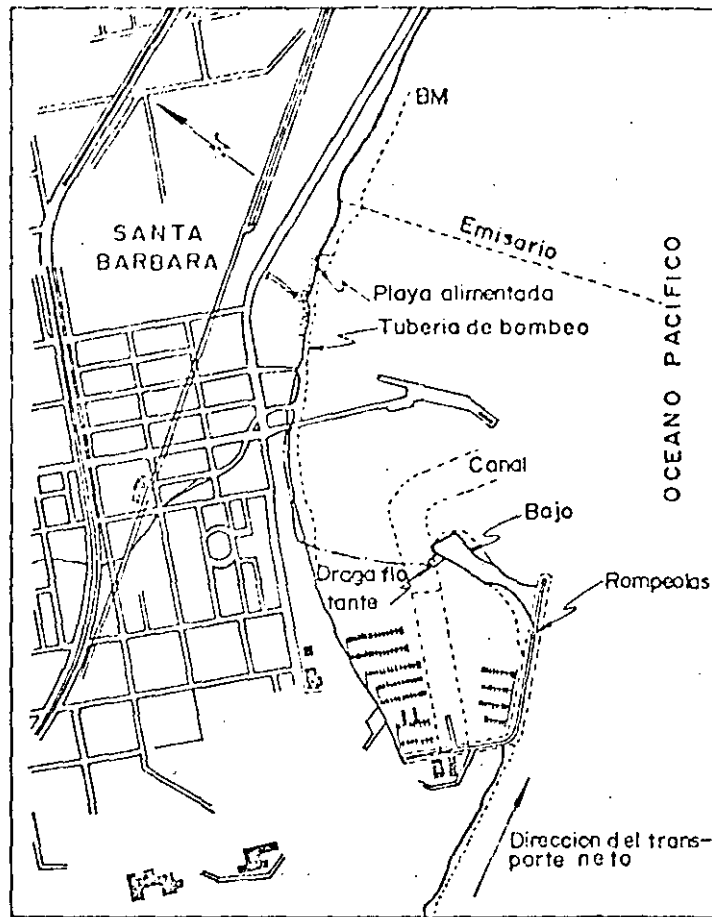
Dentro del tipo más común, que es el formado por la draga de succión con transporte y vertido de arena por tubería, existen dos modalidades diferentes. La primera es aquella en que la instalación es fija, disponiéndose una casamata o estructura en la zona de depósito que aloja la draga de succión y la estación de bombeo (fig. 275).

Fig. 275.—By-passing en la Marina de Carrara (Italia)



La segunda es de tipo móvil y consiste en la colocación de la maquinaria sobre un pontón flotante que puede trasladarse en busca de la zona óptima de dragado (fig. 276). Esta flexibilidad la hace preferible, en general, sobre la instalación fija.

Fig. 276.--By-passing en el bajo formado a la entrada del puerto de Santa Bárbara (California)



3. Criterios de elección

De forma resumida, los criterios que pueden orientar la elección del tipo idóneo de defensa pueden ser los siguientes:

Defensas longitudinales

Objetivos:

- Protección de las costas expuestas a la acción de fuertes temporales.
- Protección de áreas industriales, autopistas o vías cercanas a la costa.

Ventajas:

- Rapidez de protección en casos urgentes.
- Solidez y seguridad a corto y medio plazo.
- Economía en zonas puntuales.

Inconvenientes:

- Dificultad para mantener o regenerar las playas a su pie.
- Paulatino hundimiento de la playa sumergida.
- No evita la erosión aguas abajo, antes al contrario, es ligeramente perjudicial.

Recomendaciones:

- Conviene mantener una playa a su pie. Para ello hace falta alimentación periódica o la estabilización con otro medio.

Sistemas complementarios:

- Espigones: favorecen el mantenimiento de la playa a su pie, si bien, con muchas reservas.
- Alimentación artificial.

Espigones*Objetivos:*

- Defensa de playas existentes en las que se haya iniciado o se prevea una disminución de aportes.
- Regeneración o creación de playas donde exista un transporte litoral suficiente.

Ventajas:

- Sencillez de proyecto y construcción.
- Economía en su mantenimiento.

Inconvenientes:

- Provoca fuertes erosiones en las zonas a sotavento al detener la corriente sólida.
- Impacto estético desagradable.
- Genera suciedad en las playas si las células son excesivamente cerradas.

Recomendaciones:

- Evitar campos de espigones a lo largo de grandes longitudes de playa.
- Prolongar el campo de espigones hasta el final de la unidad fisiográfica o bien no dejar sin protección las playas a sotavento.
- Cuidar al máximo el aspecto estético del conjunto de las obras.

*Sistemas complementarios:**— Defensas exentas:*

- Aumentan la protección de la playa contra los fuertes temporales y mejoran el aspecto estético del conjunto.

Alimentación artificial:

- Consigue el rápido aumento de anchura de la playa protegida.
- Evita la erosión de las playas a sotavento.

Defensas exentas*Objetivos:*

- Defensa de las costas o playas existentes.
- Regeneración o creación de playas.

Ventajas:

- Influencia sólo parcial sobre el transporte sólido litoral.
- Creación de áreas de remanso aptas para el baño.
- Efecto estético mejor que otros tipos de defensa.

Inconvenientes:

- Elevado coste de construcción.
- Causa erosiones en la zona a sotavento si el efecto barrera es considerable.
- Modifica la forma rectilínea natural de la playa y reduce el campo de visión del bañista.

Recomendaciones:

- Diseño de forma paralela a la costa.
- Cotas de coronación bajas para evitar sensaciones de ahogo desde la playa.
- Cuidar los efectos producidos a sotavento.
- Ensayo en modelo reducido.

Sistemas complementarios:

- Espigones: favorecen la retención de la arena en playas artificiales si bien en otros casos no son recomendables.

Alimentación artificial:

- Consigue un rápido aumento de anchura de la playa protegida.
- Evita la erosión de las playas a sotavento.

*Alimentación artificial**Objetivos:*

- Protección de las zonas posteriores.
- Creación de nuevas playas.
- Estabilización de playas en proceso de erosión.

Ventajas:

- Inexistencia de efectos perjudiciales sobre otras zonas.
- Mejora de las playas a sotavento del sector alimentado.
- Inmejorable efecto estético.

Inconvenientes:

- Exige mantenimiento frecuente sobre todo en zonas de fuerte transporte litoral.
- Costo de mantenimiento elevado.
- Necesita un seguimiento constante.

– Empleo de arena para alimentación de tamaño y peso específico no inferior al de la arena natural existente.

– Uso de plantas de by-pass móviles.

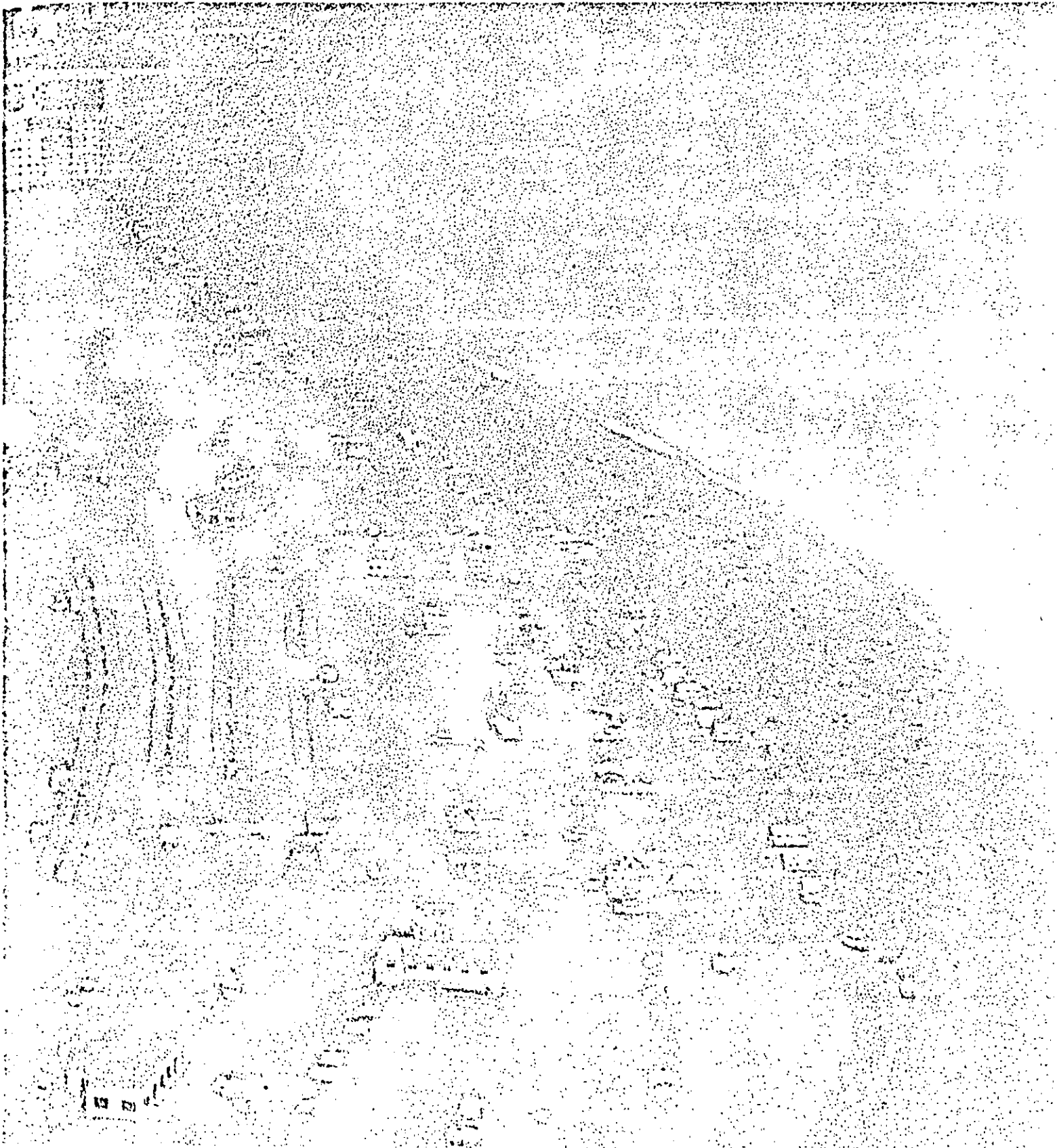
Sistemas complementarios:

– Espigones: de tipo corto colaboran a la retención de la arena en la zona alimentada.

– Defensas exentas: colaboran al mantenimiento de la playa.

– Defensas longitudinales: recomendable en zonas frágiles frente a los grandes temporales.

Planificación
litoral



1. Introducción. Definición de conceptos: litoral-dominio público litoral

La delimitación del marco físico que encierra el término "litoral" se puede afrontar desde múltiples puntos de vista. De una forma general se puede entender que "litoral" es donde cada uno de los componentes del binomio tierra-agua es consciente de la presencia próxima del otro. De una manera más restrictiva se puede asociar a la idea de una banda de anchura limitada y de longitud indefinida uno de cuyos bordes es la orilla del mar. Según los casos y dependiendo del punto de vista con que se contemple este medio físico la anchura de dicha banda costera variará. Así, por ejemplo, desde el punto de vista hidrográfico la banda litoral tendrá la anchura, variable, que delimite las cordilleras o sierras próximas al mar mientras que contemplándolo según la infraestructura viaria el litoral será la franja resultante desde las líneas principales de comunicación entre núcleos costeros sucesivos hasta la línea de costa.

El litoral, pues, presenta sobre otros medios la peculiaridad de la coexistencia de dos medios distintos que se traduce en una serie de características particulares y propias como, escasez en su amplitud, fragilidad por su rápida respuesta a los cambios de uso, constante variación debido a los procesos geomorfológicos, bruscos movimientos poblacionales, etc.

Consecuentemente, su planificación ha de contemplar estas características hasta el punto de precisar una metodología particular e independiente de la utilizada en otras zonas.

En el límite de la franja litoral junto al mar surge, además, el concepto del "dominio público litoral". Según el artículo 1.º de la Ley de Costas (26/abril-1969) quedan definidos como bienes de dominio público los siguientes:

1. Las playas, entendiéndose como tales, las riberas del mar o de las rías.
2. La zona marítimo-terrestre, que es el espacio, que baña el mar en su flujo y reflujó, en donde se sienten las mareas y las mayores olas en los temporales ordinarios, en donde no sean sentidas.
3. El mar territorial.
4. El lecho y el subsuelo del mar territorial hasta donde sea posible la explotación de los recursos.

Para la determinación y configuración de los bienes especificados en los apartados 1 y 2 la Ley de Costas señala que se practicarán los oportunos deslindes, por el Ministerio de Obras Públicas, mediante procedimiento administrativo de oficio o a instancia a parte, y deberán ser oídos los diversos Ministerios competentes, Ayuntamientos interesados y particulares colindantes.

En el artículo 10 de dicha Ley se establece que corresponde al Ministerio de Obras Públicas la gestión y tutela de la zona de dominio público, asignándole en el artículo 19 la competencia para la formulación de planes de ordenación de playas conjuntamente con otros organismos ministeriales.

2. Usos del litoral Antes de fijar la función objetivo de la planificación es necesario tener conocimiento claro de cuáles son los usos o actividades que pueden tener asiento en el medio litoral.

En una primera aproximación y resaltando la peculiaridad del medio se puede establecer la siguiente clasificación:

a) Actividades específicamente costeras

- Turismo litoral.
- Deportes náuticos.
- Industrias portuarias.
- Industrias marítimas.
- Reservas marinas.

b) Actividades de franja litoral

- Turísticas.
- Urbanas.
- Industrias necesitadas de una cierta proximidad a la costa.
- Explotaciones agrícolas.
- Reservas naturales y paisajísticas.

c) Actividades de localización indiferente.

A su vez cada uno de estos usos se pueden descomponer en múltiples actividades concretas. Así por ejemplo, los deportes náuticos agrupan la vela, la motonáutica, la pesca submarina y otras, que requieren cada una de ellas una superficie exclusiva para su práctica. Las actividades turísticas comprenden aprovechamientos dispares del suelo como hoteles, apartamentos, campings, etc.

Fig. 277.—Confluencia de usos turístico, portuario, urbano e industrial en un corto tramo de costa (Alicante)



Por otra parte, también se puede agrupar los usos del litoral en cinco categorías.

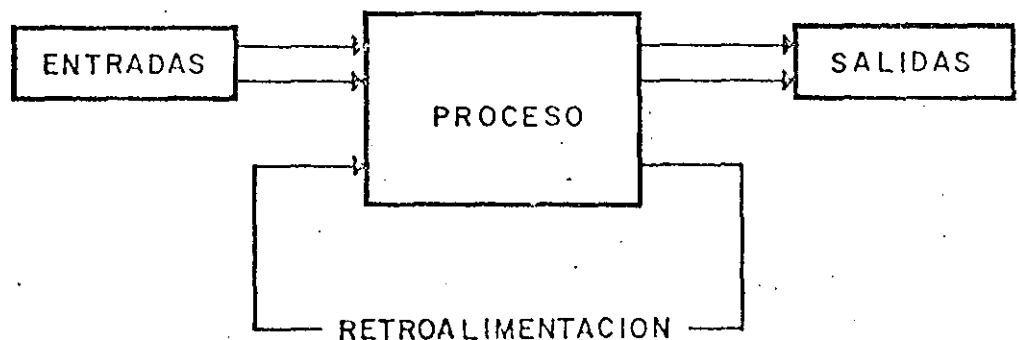
- Recursos renovables.
- Recursos no renovables.
- Infraestructura de las comunicaciones.
- Vivienda.
- Turismo y recreo.

Asimismo, como paso previo a la planificación hay que tener en cuenta el alcance físico de la ordenación y delimitar las zonas de "no uso" o, mejor, "fuera de ordenación" que comprendería, por ejemplo, zonas acotadas militarmente o áreas de maniobras y ejercicios tácticos.

3. Metodología práctica de la planificación

3.1. Esquema general de la planificación El enfoque de la planificación se puede estructurar según una secuencia lógica de información, es decir:

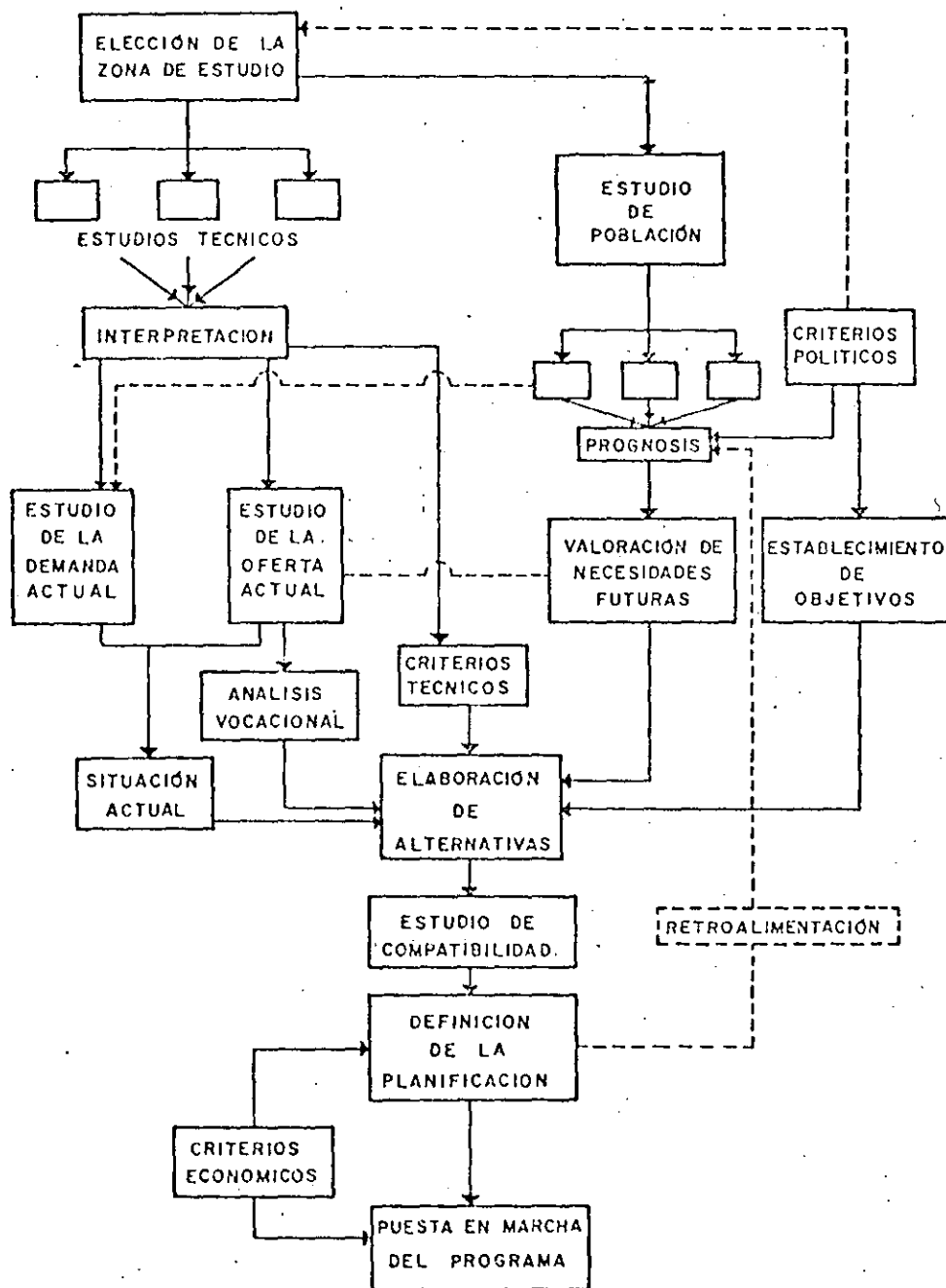
Fig. 278.—Esquema operativo de la planificación



La metodología, pues, es el proceso selectivo de información y análisis de ésta con objeto de obtener un grado suficiente de fiabilidad en las previsiones que, al final, constituirán el punto de partida de la elaboración de las diferentes alternativas.

180 En un primer paso, considerando la extensión de los criterios políticos, se puede admitir que éstos intervienen, principalmente, en la determinación de la "función objetivo" de la planificación y en la elección de alternativas de planificación. Por tanto, desarrollando el esquema antes apuntado, se puede llegar al siguiente organigrama:

Fig. 279.—Organigrama de la planificación



3.2. Elección de la zona de estudio

Como se señalaba al principio, la aplicación de la palabra "litoral" a un medio, precisa de una visión general del concepto. Entonces se le asignaba a la zona geográfica que mantiene su actividad condicionada a la existencia del binomio tierra-agua.

181

Si bien la generalidad de esta definición es válida, a la hora de no excluir zonas que geográficamente pueden parecer ajenas al litoral, hay que descender hasta el análisis funcional de cada una para delimitar la frontera concreta que necesita la planificación. Por ejemplo, se puede estudiar el caso del núcleo urbano que situado a unos 25 km. de la línea de costa, pudiera parecer excluido del marco litoral de la planificación. Tal es el caso de Figueras (Gerona). Si se analiza este caso se puede observar la dependencia que existe, tanto por comunicaciones, comercio, abastecimiento y desplazamiento de su población con la franja litoral próxima. Por lo tanto, es necesario prescindir totalmente de un criterio restrictivo que marque un límite o contorno litoral basándose en criterios de distancia respecto de la línea de costa.

Se pueden entonces esbozar otros criterios que eludiendo este problema mantengan una cierta viabilidad práctica.

La división administrativa del país ofrece la posibilidad de estructurar el marco físico en diversas formas, de las cuales sólo dos son aceptables para la determinación del ámbito litoral. Estas son:

- las provincias;
- los términos municipales;

con unas facetas intermedias, como son las comarcas, de límites no muy precisamente definidos. Aunque la provincia, en la mayoría de los casos, suele gravitar sobre su capital, en ciertos casos debido a lo variado de sus caracteres geográficos no presenta homogeneidad en su comportamiento económico, social, climático, etc. con lo que elegir el marco provincial para determinar el alcance geográfico del litoral no es adecuado en muchos casos.

El escalón inferior, la subdivisión en módulos municipales, presenta en cambio mayores ventajas al limitar su extensión geográfica y presentar órganos de administración de categorías similares, como son los ayuntamientos, mejor dotados para elaborar y regular las previsiones del plan. Asimismo, la menor artificiosidad en la delimitación de sus fronteras, generalmente coincidentes con accidentes o formas naturales, dan a sus terrenos mayor homogeneidad. Solamente en los casos en los que el término municipal presente una marcada dicotomía en su vocación o funcionamiento será aconsejable la partición del mismo e integrarlo, sólo parcialmente, en la demarcación litoral.

3.3. Análisis de la situación actual

Se puede considerar que dicho análisis lleva consigo la necesidad de efectuar los siguientes programas:

- a) Recogida de información.

c) Proceso de los datos y conclusiones obtenidas de los apartados a) y b) con objeto de conocer los actuales balances de oferta y demanda de recursos así como la vocación natural de la zona.

3.3.1. Inventario de usos y recursos

Se procede al inventario exhaustivo de todos los recursos e instalaciones con que está dotada, en el momento de la elaboración del plan director, la zona de estudio así como de los diversos usos y ocupaciones del suelo tanto de dominio público como privado.

Una relación mínima de recursos deberá comprender:

- Infraestructura vial.
- Instalaciones portuarias.
- Instalaciones aéreas.
- Zonas restringidas.
- Infraestructura sanitaria.
- Infraestructura turística.
- Núcleos urbanos o residenciales.
- Aprovechamientos agrícolas.
- Industrias y factorías.
- Centrales energéticas.
- Abastecimiento de agua.
- Reservas terrestres o marinas.
- Zonas de valor histórico-artístico.
- Playas.
- Instalaciones deportivas.
- Señalización marítima.
- Ocupaciones del dominio público.

El desglose dentro de los distintos grupos será necesario a fin de lograr una información tanto cualitativa como cuantitativa.

3.3.2. Estudios técnicos

Este tipo de estudios va encaminado a lograr conocimiento sobre las acciones y

condiciones naturales de la zona. En algunos casos estos factores habrán de tenerse en cuenta como invariantes mientras que en otros, según se deduzca del mismo estudio, podrán producirse alteraciones unas veces regulables y otras no.

Se consideran incluidos en este apartado los siguientes estudios:

a) Climatología: En un grado apreciable es determinante de las ocupaciones y vocación del litoral. Su estudio comprenderá:

- temperaturas
- humedades
- soleamiento
- régimen eólico
- pluviometría

recogiéndose la información en mapas de isobaras, isohietas, isohelias, etc.

b) Geología. Las formas, constitución y dinámica de los terrenos inciden sobre el aprovechamiento (minería, obras públicas, edificación, industria, etc.) de los mismos. Los procesos erosivos, que estudia la geomorfología, en cuanto a su conocimiento y regulación, son útiles para el planeamiento.

c) Hidrografía.

d) Edafología y vegetación.

e) Zoología.

f) Ecología. El estudio de los factores que pueden contribuir al desequilibrio del ecosistema litoral, es totalmente necesario como consecuencia de su extremada fragilidad y sensibilidad frente a acciones externas. A este respecto se deben analizar los efectos previsibles en base, sobre todo, a modelos naturales ya existentes.

Se propone el análisis de los siguientes aspectos:

- Examen del equilibrio natural del ecosistema.
- Incidencia de la presencia o actividad humana en él por:
 - presencia física
 - edificación
 - vías de comunicación
 - obras públicas
 - evacuación de residuos
 - actuaciones especiales.

Dicho estudio se debe extender al sistema marino y al terrestre.

g) Dinámica litoral. Las conclusiones derivadas de este estudio redundará en la defensa y regeneración de playas, ubicación de obras marítimas y proyecto de la infraestructura sanitaria. Su contenido será, al menos:

- régimen de oleaje y temporales,
- mareas y corrientes,
- batimetría y naturaleza de fondos,
- transporte sólido litoral,
- estabilidad costera.

h) Paisaje. La labor de protección del medio, función específica de los planes directores incluye la defensa de los valores paisajísticos de la zona, frente a las actuaciones urbanísticas e industriales indiscriminadas.

- Se incluirá: — localización de lugares histórico-artísticos,
- localización de paisajes notables,
 - determinación, en planta y alzado de las áreas de visión especial.

3.4. Estudio de la población

Junto con la oferta de recursos y a la hora de fijar los objetivos del plan y elaborar las distintas alternativas es necesario el análisis cualitativo y cuantitativo de la población humana que se asienta en la zona. Hay que tener en cuenta que la población que incide sobre el medio litoral no es únicamente la que reside en los núcleos ubicados al borde del mar, sino toda aquella que de un modo u otro va a participar en la oferta o demanda de los recursos litorales. Aunque esta consideración puede hacerse con toda clase de marcos físicos, en el caso concreto del litoral adquiere especial magnitud debido a ser éste un centro o polo de atracción con una marcada componente de estacionalidad motivada en la incidencia del fenómeno turístico directa (afluencia de población no residente) e indirectamente (puestos de trabajo o actividades de temporada).

Esta circunstancia obliga a considerar dos clases de poblaciones:

- a) Población fija o permanente, que es aquella que reside durante la mayor parte del año en la zona de estudio o áreas adyacentes inmediatas.
- b) Población estacional o flotante, que es aquella que únicamente habita en la zona durante una temporada generalmente estival. Su origen puede ser nacional o extranjero.

Se estima que el horizonte de la previsión en el desarrollo poblacional no ha de rebasar los 20 años para lograr una fiabilidad mínima en los resultados. En el caso de la población flotante los problemas son mayores debido al escaso volumen de datos fidedignos y a su dispersión.

Partiendo de los estudios técnicos y de la evaluación de la oferta de actividades el análisis vocacional trata de encontrar una correlación entre usos actuales —aptitudes— usos futuros. Su objetivo final es el de asignar huyendo de extremos deterministas, un "mejor uso" a cada zona. (En Irlanda, los estudios de planificación efectuados por el Bord Failte, sobre la franja costera de dicho país, llevaban como orientación principal la mencionada determinación del "mejor uso" para cada zona.)

La metodología que se propone para el conocimiento de la vocación de uso de cada zona se puede descomponer en dos etapas.

— Una primera, de comparación, uso por uso, entre las distintas subzonas en que se dividió la estructura funcional del marco litoral. La matriz de comparación puede ser del tipo:

Uso turístico		
Recurso	Zona 1	Zona 2
N.º camas hotel lujo		
N.º camas hotel primera		
N.º camas hotel turista		
N.º apartamentos		
N.º campings		
m ² playa		
Precio hamacas		
Precio bolsa compra		

— Otra, posterior, que recoja las conclusiones derivadas de los estudios técnicos, enumerados en el apartado 3.3.2. para cada zona. En el gráfico adjunto se muestra de manera simplificada el modelo de matriz que se propone para condensar este proceso. En él figuran, para una zona, el grado de aptitud entre características y usos, según cinco calificaciones únicamente, ya que la precisión más allá de este número es muy dudosa (fig. 280).

Fig. 280.--Cuadro de aptitudes

ZONA - 1	TURISTICO		PESQUERO		INDUSTRIAL		URBANO		AGRICOLA		RESERVA		COMUNICACIONES		FORESTAL
	Medio	Intenso	Altura	Bajura	S. Conf.	Contom.	Nucleo	Residencial	Cultivos	Pastos	Terrestre	Maritima	Areas	Terrestres	
FACTORES															
CLIMATOLOGIA															
GEOLOGIA															
HIDROGRAFIA															
EDAFOLOGIA															
ZOOLOGIA															
ECOLOGIA															
DINAMICA LITORAL															
PAISAJE															

INTERFERENCIA

- Indiferente
- Negativo
- Muy negativo
- ⊙ Positivo
- ⊠ Muy positivo

3.6. Criterios técnicos de planificación Si bien es cierto que cada zona, a la vista de todos los factores anteriormente enumerados, generará una serie de medidas de ordenación particulares, no es menos cierto que el medio litoral presenta características comunes en toda su extensión que dan pie a unas recomendaciones o criterios generales.

La O. C. D. E. en relación con el ámbito costero hace las siguientes recomendaciones:

— Respecto a la utilización de los suelos costeros, una planificación negativa concebida en términos de prohibiciones, si bien puede ser necesaria, no es suficiente. Se preconiza una planificación positiva, indicando las actividades que pueden ser localizadas en las zonas frágiles, así como los lugares en donde pueden localizarse las restantes actividades.

— Efectuar, en todos los casos posibles, una planificación en profundidad de la utilización de los suelos, de forma que todas las actividades que estén unidas al litoral no tengan por qué desarrollarse necesariamente al borde del mar. Como consecuencia inmediata se evitarían ciertas presiones y el hinterland se revalorizaría. Este concepto de profundidad ha de aplicarse tanto a la actividad urbana como a la actividad industrial guiadas por una localización de la infraestructura de transporte distante de la costa.

— Reducir, en ciertos casos, los múltiples usos de una zona costera, limitándolos a un solo objetivo teniendo en cuenta sus características particulares.

— Reservar los espacios más frágiles o preciosos para actividades compatibles con la protección del medio natural.

— Dedicar los espacios menos frágiles a las actividades industriales que deban, necesariamente, estar localizadas en las zonas costeras.

— Concentrar las industrias pesadas así como las instalaciones portuarias petrolíferas en un número limitado de zonas.

— Planificar adecuadamente las inversiones que por su efecto aglomerante (marinas deportivas, complejos turísticos singulares, etc.) provocan un desarrollo urbano excesivo en el entorno próximo, sin que sea posible una expansión en profundidad.

— Respetar el equilibrio ecológico y la armonía de los paisajes.

— Salvaguardar el libre acceso a las orillas y favorecer su utilización colectiva.

Además de estos criterios generales existen los derivados de las normas emitidas por los distintos organismos competentes que regulan las actividades susceptibles de desarrollarse en el litoral (marina, vivienda, obras públicas, turismo, comercio, etc.).

3.7. Elección de alternativa. Definición de la planificación

Una vez elaboradas las posibles alternativas de planificación surge el problema de la decisión. Para ello se han de tener en cuenta la interdependencia y conjunción armónica de los distintos usos previstos así como la gestión económica de los suelos costeros.

El estudio de compatibilidades, reflejará las condiciones de coexistencia entre los distintos usos previstos.

3.7.1. Estudio de compatibilidad

Las ocupaciones del suelo presentan entre si unas relaciones, basadas en las características propias de cada uso, que pueden ser de tipo inverso, incompatibles, y de tipo directo, compatibles.

La matriz de compatibilidad, indicará la posible coexistencia de los usos previstos para un sector determinado, inmerso en el ámbito físico de la planificación.

El relleno de la matriz dependerá de la zona que se estudie ya que las condiciones de compatibilidad variarán según las características e intensidad con que se encuentre el uso aplicado en dicha zona (fig. 281).

Fig. 281.—Matriz de compatibilidad entre usos

		USOS													
	TURISTICO														o
	PESQUERO													o	
	INDUSTRIAL												o		
	NUCLEAR											o			
	MINERO									o					
	URBANO								o						
	RESIDENCIAL							o							
	AGRICOLA						o								
	FORESTAL					o									
	RESERVA T.				o										
	COMUNIC.			o											
	DEFENSA		o												
	RESERVA M.	o													
<input type="radio"/>	Compatible														
<input type="checkbox"/>	Incompatibilidad baja														
<input type="radio"/>	Incompatibilidad media														
<input type="checkbox"/>	Incompatibilidad alta														
		RESERVA M.	DEFENSA	COMUNIC.	RESERVA T.	FORESTAL	AGRICOLA	RESIDENCIAL	URBANO	MINERO	NUCLEAR	INDUSTRIAL	PESQUERO	TURISTICO	

4. Dos aplicaciones prácticas: los planes indicativos de usos del dominio público litoral y los planes de ordenación general de playas

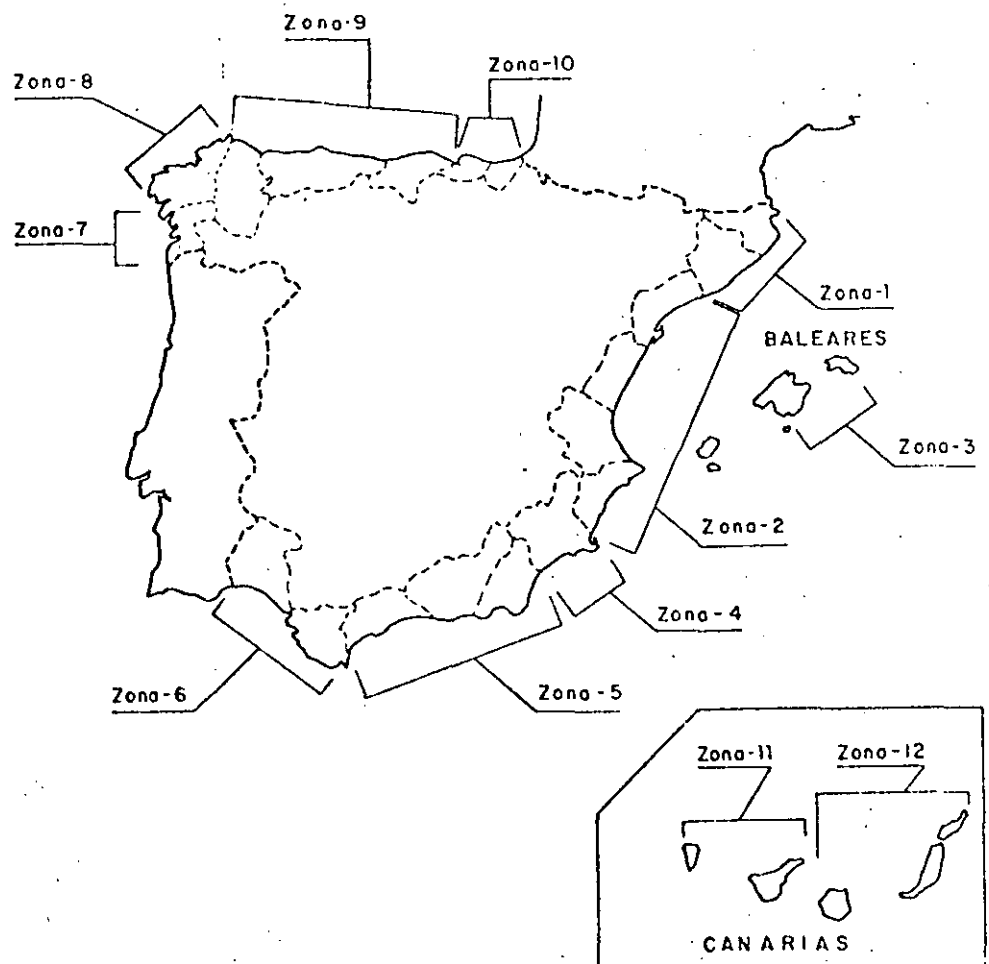
Durante los últimos años la administración española ha dedicado un especial interés a la ordenación del marco litoral. Esta acción se puede sintetizar en dos iniciativas con diferentes objetivos, tales como son los planes indicativos de usos del dominio público litoral y los planes de ordenación general de playas.

4.1. Planes indicativos de usos

Esta iniciativa responde a la necesidad de conocer los recursos, naturales y creados, de cada zona costera y establecer un baremo de tendencias de demanda que permita, con carácter meramente indicativo, asignar los usos óptimos futuros. Con ello se intenta establecer una política administrativa conexas en materia de concesiones del dominio público y obras costeras.

Dada la magnitud de la totalidad del plan se ha dividido su elaboración por sectores regionales subdivididos a su vez provincialmente (fig. 282).

Fig. 282.—Estructuración geográfica de la planificación costera española (P.I.D.U.)

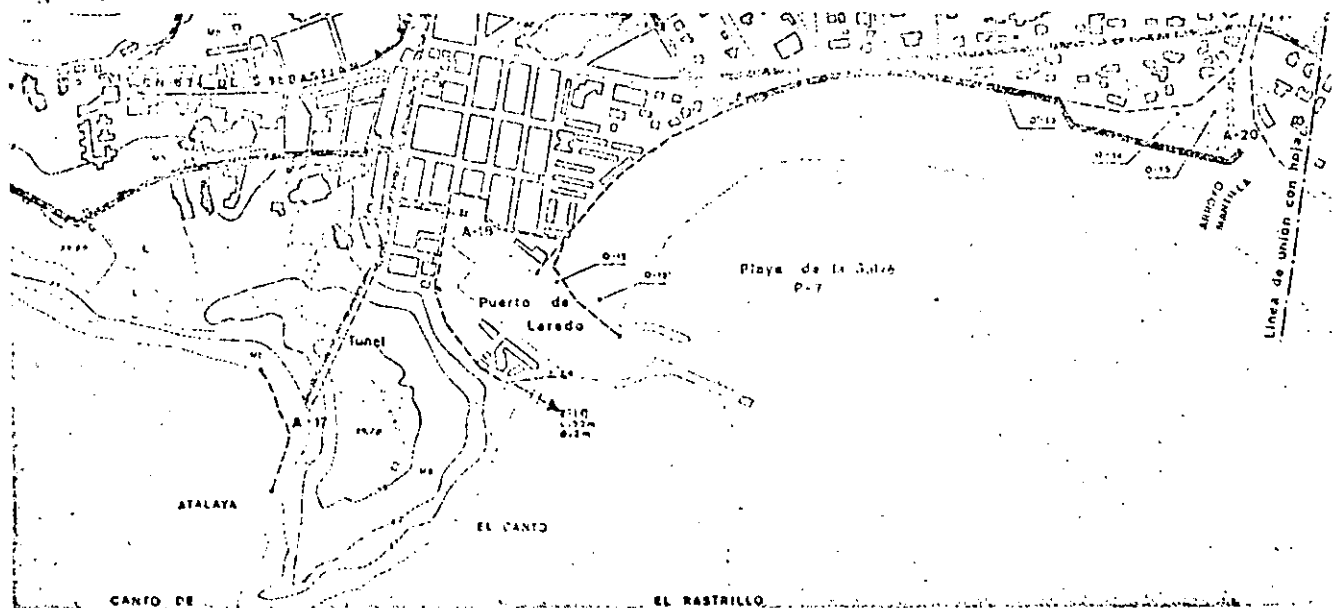


El esquema del plan responde, en líneas generales al Cuadro I, si bien notablemente simplificado en la elaboración y discusión de las alternativas de ordenación. En una primera parte se recoge la descripción del estado actual de la costa y la recopilación y evaluación de los recursos disponibles. Los estudios que se encuentran incluidos en esta parte son:

- Descripción física del litoral con estudios monográficos sobre climatología, geomorfología y dinámica litoral.
- Usos predominantes actuales de la zona litoral.
- Distribución de la población en la franja costera y su entorno.
- Accesos a la costa desde viales rodados y paseos marítimos.
- Inventario de playas.
- Modelo de oferta y demanda actual de playas con previsión de la afluencia en el futuro.
- Estudio balance de instalaciones para embarcaciones deportivas y de recreo.

La información recogida se plasma en cuadros y planos a escala variable, según el objeto de representación. Asimismo, en planos fotogramétricos a escala 1:5.000 se recoge la totalidad de la franja costera objeto del estudio en la que se han representado los datos fundamentales como (instalaciones náutico-deportivas, urbanizaciones, viales, deslindes, concesiones, etc.) (fig. 283).

Fig. 283.—



La segunda parte, que recoge la previsión de las necesidades prioritarias y asigna los usos más adecuados se compone de:

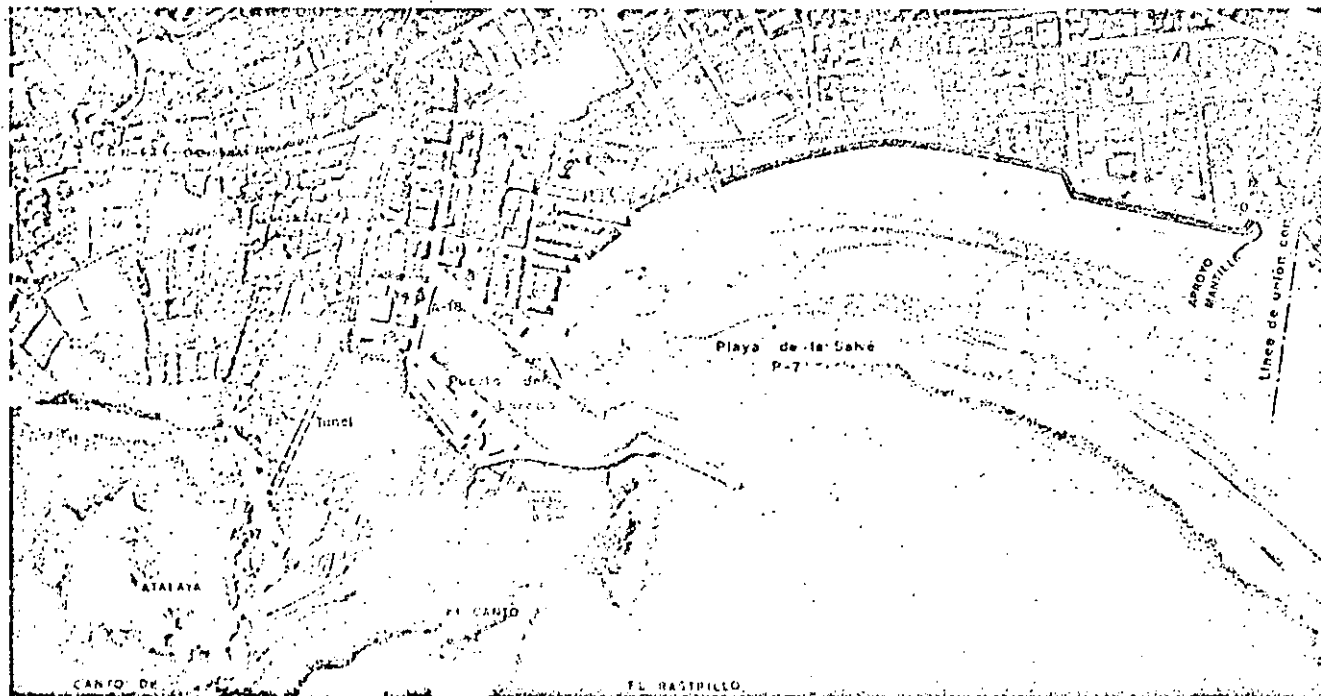
- Previsión de usos genéricos de los distintos tramos que contiene la zona en estudio.

— Previsión de infraestructuras en base a una prognosis de la demanda y centrándose en los aspectos de:

- Defensa, mejora y regeneración de playas.
- Obras e instalaciones náuticas de recreo.
- Ordenación de playas.

Asimismo, las principales conclusiones de esta segunda parte se recogen en fotoplanos a escala 1:5.000 que corresponden exactamente a los planos de la parte primera (fig. 284).

Fig. 284.—



4.2. Planes de ordenación general de playas

La vigente Ley de Costas (1969) estipula la conveniencia de proceder a la ordenación, mediante plan, de las playas en las que se prevea gran afluencia de usuarios. La finalidad del plan será la de lograr el aprovechamiento óptimo de las zonas marítimo terrestre y anejas ordenando los distintos usos y actividades que en ella concurren.

En particular, el plan de ordenación general de la playa, recogerá los siguientes aspectos:

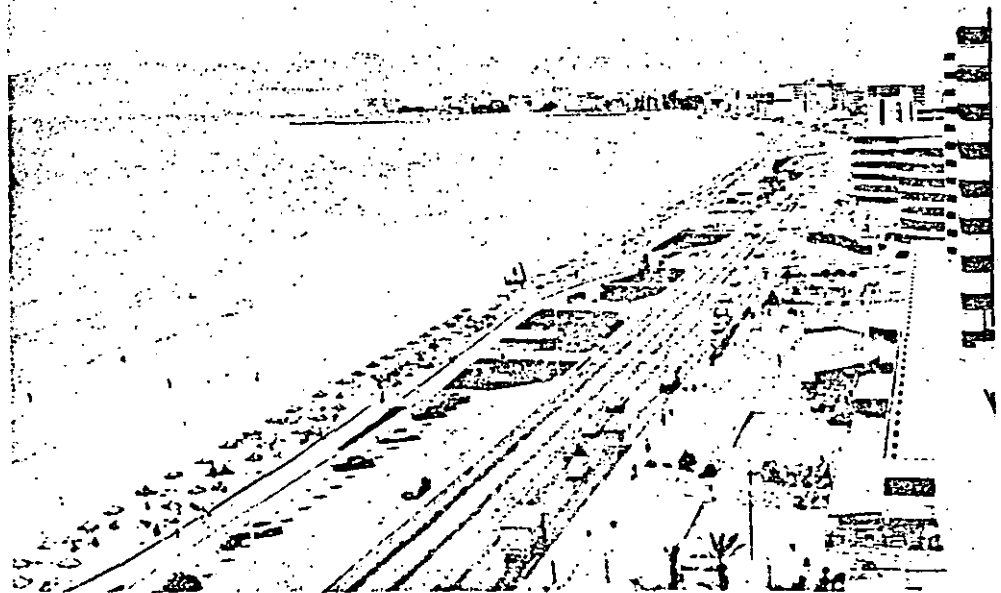
- Estudios preliminares, entre los que se pueden citar: climatología y dinámica litoral.
- Estimación de los usuarios de la playa en base a los datos actuales.
- Estudio de la zonificación general.
- Obras de estabilización o mejora de la playa.
- Características del acceso a la playa en los distintos medios de locomoción.

- Paseos y zonas verdes.
- Servicios a los usuarios (bares, vestuarios, etc.).
- Servicio de Salvamento y Socorrismo.
- Servicio de saneamiento y limpieza.
- Zonas de reposo y concesiones de toldos y hamacas.
- Zonas deportivas-náuticas (vela, motonáutica, pesca, etc.).
- Zonas deportivas en tierra.

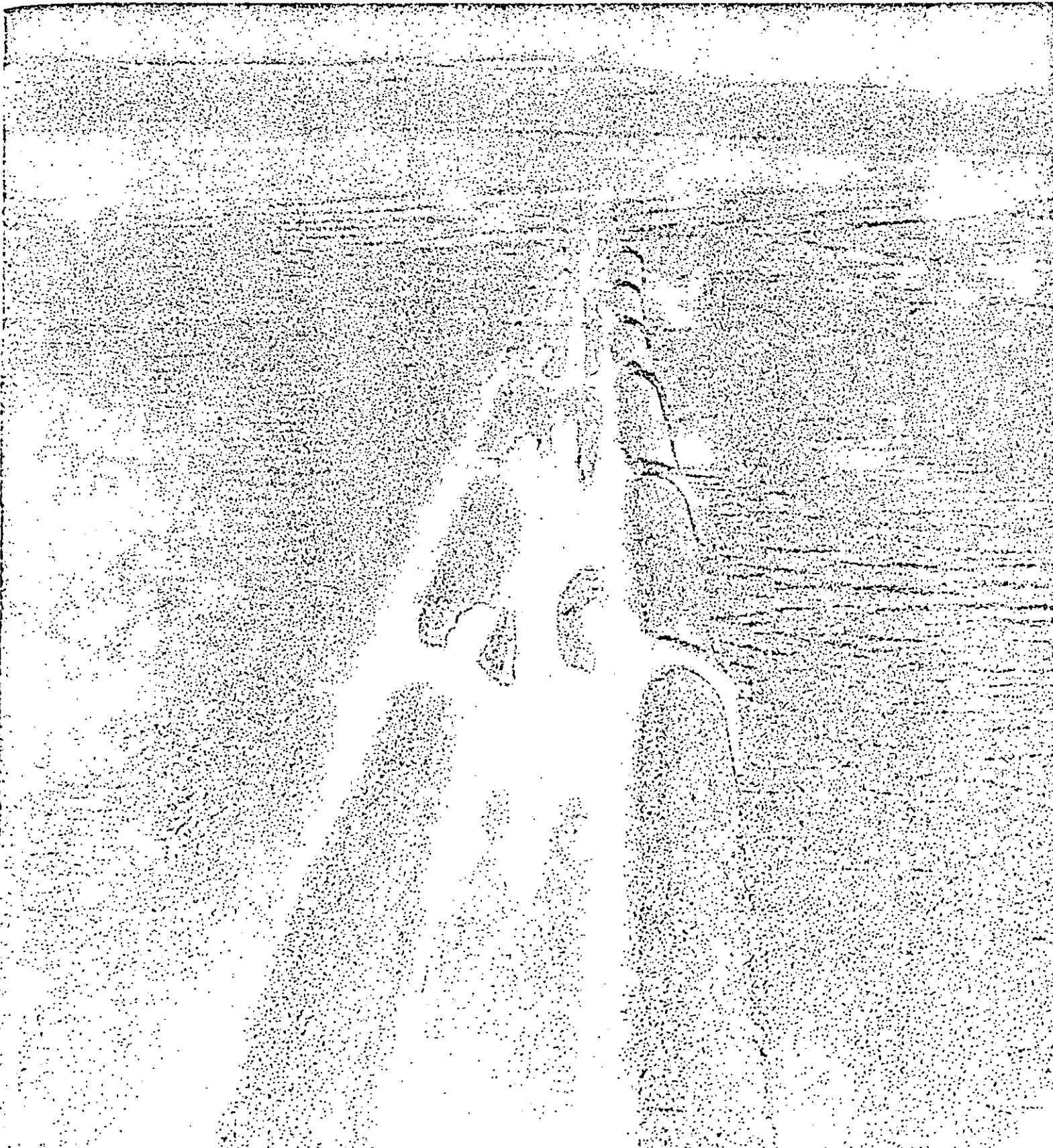
Las normas técnicas de ordenación varían, en gran medida, según las condiciones particulares de cada playa y de sus usos primordiales. Una obra tal como un paseo marítimo que puede ser aconsejable para algunos casos, playas largas y populosas, puede no serlo para otros en los que el valor fundamental reside en su recogimiento o belleza natural. Es por tanto muy difícil dar criterios de ordenación válidos para todo tipo de playas. Sin embargo, si se pueden dar normas que son convenientes tener en cuenta durante toda la labor de planificación.

Un buen ejemplo de aplicación de los criterios de ordenación bajo el marco de un Plan General es el de la playa de Palma de Mallorca (fig. 285). Con ello se ha conseguido un aprovechamiento racional de la superficie de la playa mejorando su capacidad así como un notable incremento del nivel de calidad de los servicios al usuario (s sombrillas, bares-restaurantes, puestos de socorro, teléfonos, juegos, aparcamiento, etc.). Adicionalmente la explotación de servicios ha supuesto una importante fuente de ingresos para las sociedades concesionarias.

Fig. 285.—Ordenación de la playa de Palma de Mallorca



Contaminación
marina



0. Introducción

La toma de conciencia por el hombre del problema de la contaminación artificial del mar y de las costas es un fenómeno de reciente auge que responde al, asimismo creciente, grado de actividad polucionante que se viene dando en las últimas décadas. El fenómeno de redistribución zonal de la población tendente hacia la saturación de la franja costera así como el desarrollo de los procesos industriales y el incremento de transporte marítimo han incidido en un brusco y extraordinario aumento en la recepción por el mar de sustancias exógenas.

Los episodios, a veces casi situaciones estables, de contaminación de las costas vienen siendo cada día más frecuentes. En la Bahía de Nueva York, una zona de cincuenta kilómetros cuadrados recibe el nombre de "Mar Muerto" debido a la escasez de oxígeno y, por tanto, desaparición de vida animal. Otro tanto puede decirse de la Bahía de Tokyo. En 1970 diversas playas de Francia e Italia (Palermo, Nápoles) estuvieron cerradas al público por su alto grado de contaminación. Las catástrofes de tipo petrolífero son cada día más frecuentes. "Torrey Canyon", "Policomander", "Urquiola", y otros muchos, son nombres que van asociados a vertidos de decenas de miles de toneladas de crudo sobre las aguas costeras. Mientras tanto, las industrias y ciudades vierten al día millones de toneladas de residuos, metales pesados tóxicos.

Las voces de alarma comienzan a alzarse. El profesor Cousteau, apoyado en su conocimiento profundo de la vida marina, ha afirmado recientemente: "En el plazo de veinticinco o treinta años, la vida habrá desaparecido de los océanos". Muchos organismos han centrado su atención sobre el tema. (FAO, Club de Roma, etc.). Otras opiniones autorizadas, sin embargo, son más optimistas. Una cosa queda clara: el problema está planteado y su solución no requiere demagogias sino una intervención técnica profunda.

1. Definición

El término "contaminación marina" se puede definir de forma general como la introducción en la masa líquida de los océanos y mares de sustancia que producen un empobrecimiento de los recursos vitales de los mismos y una pérdida de la calidad de las aguas. Estos factores se traducen, generalmente, en una disminución en el rendimiento de actividades marinas, tales como la pesca, y en lo que es más significativo en riesgos para la salud humana y todo el ecosistema dependiente. Quedan incluidas, por tanto, todas las formas de alteración del agua de mar ya sean de tipo peligroso (concentraciones bacterianas, químicas, radioactivas, etc.) o simplemente molestas y antiestéticas (maderas, papeles, espumas, etcétera).

Dentro del amplio marco de la contaminación del mar, merece un tratamiento especial aquella que afecta a los bordes costeros por ser la que mayor incidencia tiene para el ser humano. En esta zona confluyen gran número de fuentes contaminantes con una variada gama de actividades humanas. Aquí aún el criterio de considerar, únicamente, la contaminación tanto en cuanto pueda afectar al hombre comprende casi todas las actuaciones polucionantes dado el estrecho contacto del hombre con el medio.

En todo caso, la investigación de la contaminación marina está todavía en una

fase inicial con numerosas incógnitas ante sí. La relación causa-efecto, en la mayoría de los casos, no ha sido determinada, ni cualitativa ni cuantitativamente, en razón al limitado periodo de observación que se tiene de los fenómenos. ¿Cómo incide en el hombre la ingestión de animales sometidos a un episodio accidental de contaminación del medio líquido por hidrocarburos? ¿Qué cantidades, concentraciones y periodos son los determinantes de una cierta enfermedad?

La respuesta a este tipo de preguntas queda en muchas ocasiones sumida en apreciaciones relativas. Por ello las distintas reglamentaciones sanitarias y técnicas de los países costeros presentan una diversidad notable en los índices que fijan el grado de existencia permisible de sustancias y bacterias. Y esto a pesar de que las normas de los países punteros suelen ser adoptadas por los de inferior nivel científico.

2. Origen de la contaminación

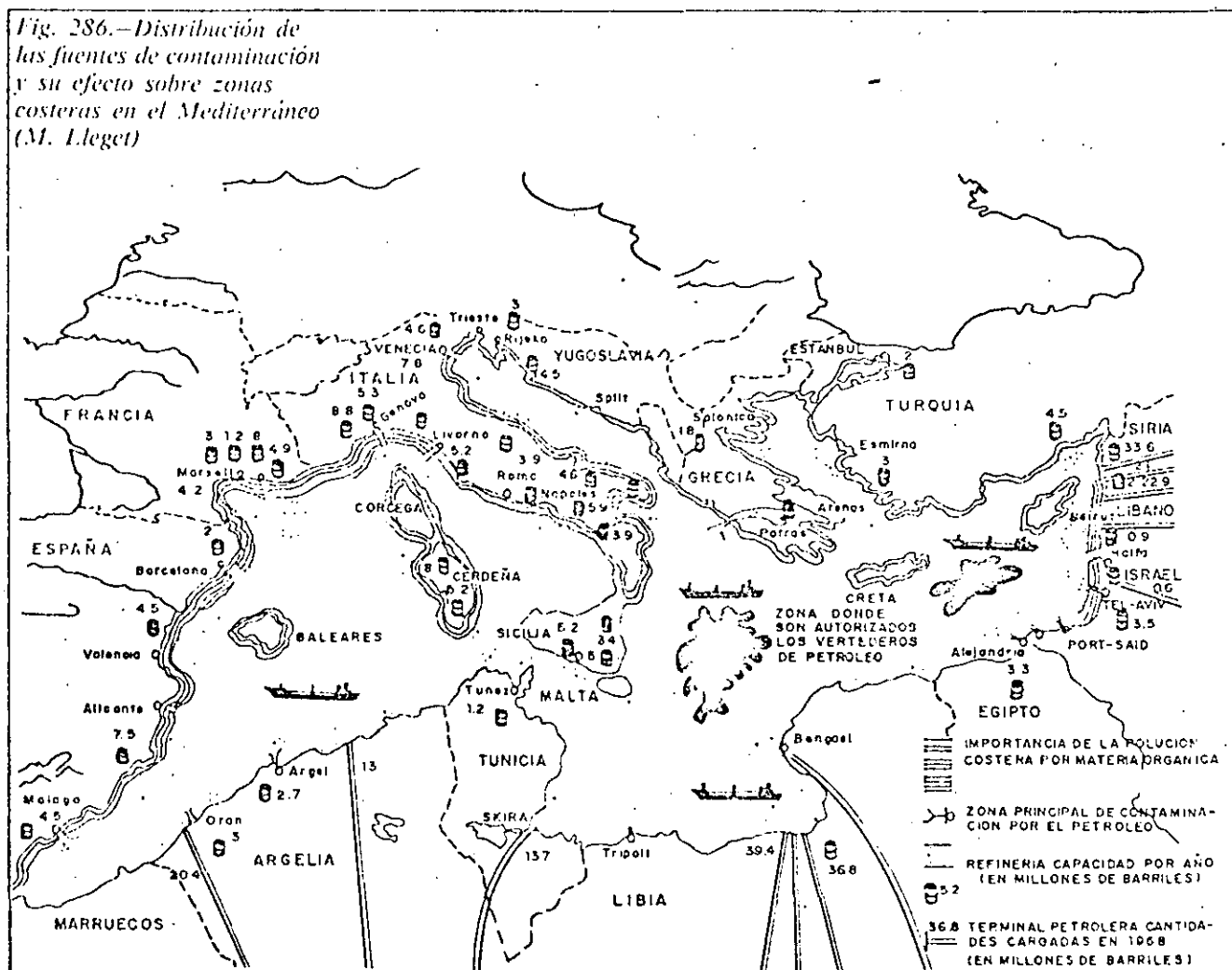
La contaminación de las aguas marinas puede proceder de las siguientes fuentes (GESAMP II/11 Paris 1970):

		Atmósfera	Biocidas Sustancias radioactivas Productos de combustión
Mar	Utilización del subsuelo marino		Hidrocarburos Gases naturales Minerales
	Barcos	Accidentes	Hidrocarburos Productos químicos Sustancias sólidas
		Operación	Petróleos y lastre Materias fecales Basuras sólidas
		Descargas	Desechos industriales Fangos activos Munición
Tierra		Via indirecta (lluvia-viento)	Biocidas Fertilizantes
		Via directa	Aguas industriales Aguas urbanas Detergentes Sustancias radioactivas Aguas termales

Dependiendo de las características particulares de cada zona marítima variará la importancia relativa de cada una de las fuentes. El Mediterráneo occidental soporta una gran densidad de descarga de aguas residuales urbanas, sobre todo

en el arco comprendido entre la desembocadura del Ebro (España) y del Arno (Italia). Las estimaciones de la FAO apuntan hacia una demanda biológica de oxígeno (DBO₅) próxima a las 500.000 Tn/año necesarias para la destrucción de su carga orgánica. Asimismo, esta misma zona es lugar de ubicación de numerosos puertos y terminales de tratamiento de crudos petrolíferos (Tarragona, Barcelona, Marsella, Génova), con la consiguiente incidencia en la contaminación de esta clase. Paradójicamente la vocación múltiple de la zona deja un lugar muy importante, casi preponderante, al uso turístico-recreativo de su costa, que se ve jalonada por una sucesión casi continua de famosos centros turísticos (Sallou, Castelldefels, Lloret, St. Tropez, Mónaco, San Remo, etc.).

Fig. 286.—Distribución de las fuentes de contaminación y su efecto sobre zonas costeras en el Mediterráneo (M. Lleget)



Ante éste como ante cualquier otro problema de contaminación es necesario sopesar el exacto significado que tienen las cifras. El alarmismo excesivo llevaría quizá a disminuir las capacidades productivas de las industrias ante la amenaza de apocalípticas transformaciones en el ecosistema. Del otro extremo, la confianza excesiva en la autodepuración puede hacer irreversibles procesos de degradación del medio ya iniciados. A este respecto pueden ser indicativos los cálculos efectuados por J. Ros (1973) sobre la mencionada demanda biológica de oxígeno en el Mediterráneo. En ellos, en base a los datos de la FAO que estiman en 1,2 millones de toneladas de oxígeno al año las necesidades de depuración de todas las aguas residuales urbanas vertidas al mar Mediterráneo, se con-

sideran las posibilidades reales de renovación. Teniendo en cuenta que el caudal de agua entrante por el estrecho de Gibraltar es de 1.2 millones de m³ por segundo y que el contenido medio de oxígeno es de 7 mg por litro, se puede concluir que en menos de 2 días entra suficiente oxígeno para compensar la demanda anual. Esta conclusión simplista se ve reforzada por las medidas realizadas en la práctica desde hace cincuenta años, que no revelan disminución sensible en el oxígeno disuelto.

No ha de entenderse con esto que se pueda contaminar en lo sucesivo libremente con el pretexto de la autodepuración ya que los resultados contemplados parcialmente podrían ser funestos. Simplemente se ha pretendido orientar al técnico hacia una posición reflexiva desde la cual, utilizando sus conocimientos, pueda valorar los riesgos e impactos reales de la contaminación marina.

3. Agentes contaminantes

Aunque la variedad de sustancias y materias que pueden ser calificadas como agentes contaminantes del mar es muy extensa, las más importantes y conflictivas se pueden agrupar en tres grandes grupos.

- a) Hidrocarburos
- b) Sustancias químicas
- c) Bacterias y microorganismos.

3.1. Contaminación por hidrocarburos

La importancia de este agente radica en la universalización de su uso como fuente energética que ha motivado la necesidad de su transporte masivo por vía marítima y su tratamiento en plantas ubicadas generalmente en la franja costera.

Cualitativamente los productos petrolíferos se pueden clasificar, según su contenido en volátiles, en estables e inestables. Su comportamiento contaminante varía asimismo según esta clasificación.

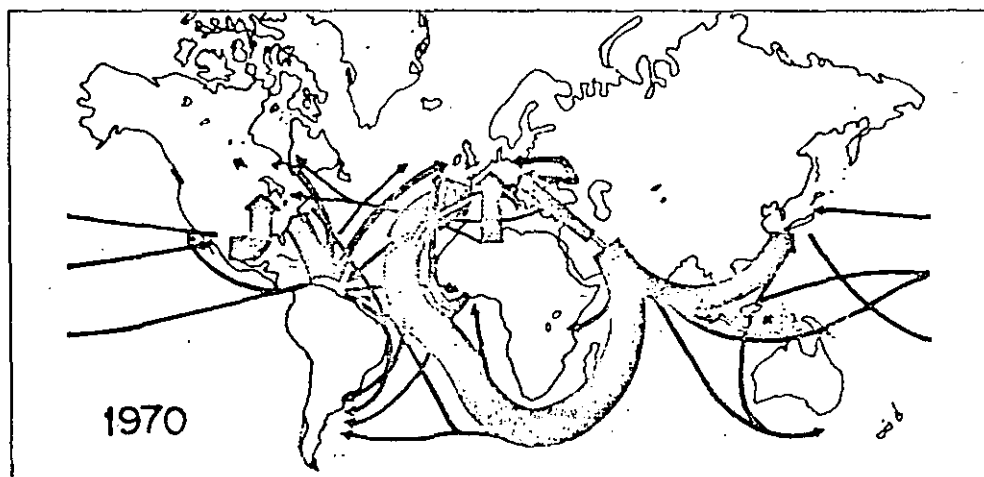
Los petróleos estables (crudos, fuel oil, diesel) se distribuyen sobre el agua rápidamente formando una fina capa que se extiende en una superficie relativamente grande (1 m³ de crudo procedente de Oriente Medio se expande en un círculo de 24 m de radio en el lapso de 10 minutos). Los productos volátiles se evaporan en un grado de 25-30% al cabo de los 2 días dejando un residuo más espeso que, favorecido por la agitación del oleaje, se emulsiona con el agua hasta formar la llamada "mousse de chocolate".

Los productos petrolíferos no estables (gasolinas) se evaporan, en gran parte, rápidamente sin dejar apenas residuos. Su efecto contaminante es por ello muy reducido.

No ocurre lo mismo con los de tipo estable. Su efecto se deja sentir tanto en las especies animales como en las vegetales, si bien son estas últimas las más sensibles a su acción. Se ha comprobado que el contacto durante 6 a 12 horas con una emulsión al 0,1 % basta para alterar irreversiblemente la fotosíntesis de las algas, debido a la infiltración y a la formación de una cubierta aislante. Los peces suelen evitar las aguas contaminadas y por ello quedan libres de sus efectos. Los moluscos, en cambio, se ven afectados notablemente a partir de concentraciones superiores al 1 %, aunque su aprovechamiento comestible deja de ser posible a partir de dosis superiores a 100 mg de petróleo por m³ de agua.

Las aves marinas son especialmente afectadas por este tipo de polución. Su contacto físico con el agua, necesario para su alimentación, origina una impregnación de todo su plumaje que imposibilita su vuelo y motiva su muerte en el medio contaminado. Los estragos causados en estas especies por los vertidos de tipo catastrófico ocurridos en los últimos años han diezariado la población de las colonias ubicadas en las áreas costeras próximas.

Fig. 287.—Rutas del transporte marítimo de productos petrolíferos



Las causas más frecuentes de vertidos de productos petrolíferos al mar se pueden sintetizar en las siguientes:

- Pérdidas y descargas de combustibles y lubricantes de los barcos.
- Vertidos en la fase de transporte de los productos petrolíferos:
 - lavado de tanques
 - accidentes marítimos
 - accidentes en tuberías submarinas.
- Escapes en la fase de prospección y explotación:
 - accidentes en los campos de producción
 - accidentes en la fase de prospección.

Dejando aparte los vertidos accidentales, cuyas magnitudes pueden variar desde unos cuantos litros hasta cientos de miles de toneladas ("Torrey Canyon": 117.000 Tn), los vertidos sistemáticos y habituales motivados por la limpieza de tanques motivan la mayor parte de las descargas de petróleo al mar. (Ver tabla.)

— Petroleros		
Accidentes	0,20	13,2
Deslastre y lavado buques "Lot"*	0,11	7,3
Deslastre y lavado buques no "Lot"	0,53	35,0
Mantenimiento y limpiezas	0,36	23,7
Accidentes de barcas	0,03	2,0
Bombeo	0,02	1,3
— Otros buques transportando crudos	0,06	4,0
— Otros buques (operacional)	0,19	12,5
TOTAL	1,50	100,0

* "Load-on-top"

Fuente: IMCO - 1973

En general, se puede afirmar que todos los barcos cargan agua de lastrado en cantidades que dependen del trayecto y de las condiciones del mar.

En los buques no incluidos en la categoría de "tanques" el propio fuel oil empleado para combustible se usa como lastre. Sin embargo, lógicamente a medida que se consume necesita ser repuesto por agua del mar si se pretende mantener las condiciones de estabilidad iniciales del barco. La descarga de esta mezcla de agua y residuos de fuel oil en los puertos o en sus proximidades provoca una mancha contaminante.

La solución, en este caso de buques no tanques, es sencilla y consiste en separar los tanques de combustible y los de lastrado. La modificación se puede llevar a cabo con un costo económico aceptable.

El problema en el caso de los buques-cisternas es más complejo. Los petroleros tienen que lastrarse con agua, en los trayectos en que no transporten crudo en sus tanques, hasta proporciones próximas al 30 %-60 % de su peso muerto. Para ello no tienen otra solución que rellenar de agua los mismos tanques utilizados para la carga de crudos. La limpieza de estos tanques supone entonces la descarga del agua de lastrado que, inevitablemente, va acompañada de gran cantidad de residuos petrolíferos.

Esta actividad, fuertemente contaminante, se vio modificada favorablemente con la adopción del sistema "load-on-top", que consiste en la separación del petróleo y del agua en su propio barco.

Con este sistema el agua de deslastrado se vierte en el mar hasta que se alcanza un nivel en el que comienzan a aparecer indicios de petróleo. El vertido directo al mar se detiene entonces y se trasvasa la mezcla restante a otro tanque de almacenamiento. Una vez vaciado el tanque primitivo se procede a su limpieza con chorros de agua caliente a presión. El agua de limpieza residual se descarga asimismo al tanque de almacenamiento y se vuelve a repetir la operación de lavado hasta que se alcance la limpieza total del tanque de carga. Una vez conseguida, se llena con agua limpia de mar hasta que sea descargada en puerto como lastre limpio.

En el tanque de almacenamiento se puede efectuar un vertido al mar hasta que se alcance un nivel en el que aparecen trazas de petróleo. Cuando el barco llegue a la terminal de carga, en el tanque de almacenamiento habrá unos residuos de petróleo mezclados con agua en alta concentración que sólo serán descargados en el puerto o terminal de descarga a un tanque de separación situado en tierra. Si en el puerto de carga el contenido del tanque de almacenamiento no fuera total es posible utilizar este mismo tanque para cargar crudo sobre la mezcla agua-residuos existente. De aquí proviene el nombre "load-on-top" (carga sobre el nivel).

El sistema "load on top" ha sido adoptado por el 80 % de la flota petrolera mundial y por el 100 % de la española. En el cuadro anterior, sin embargo, se puede observar que el 20 % restante es responsable del 35 % de la contaminación total de tipo petrolífero y de más del 75 % de la generada por deslastrado y limpieza de tanques.

3.2. Contaminación por sustancias químicas

Dentro de las múltiples sustancias que causan alteraciones peligrosas en la calidad de las aguas se van a distinguir aquí las que se pueden agrupar en las siguientes clases:

- detergentes
- biocidas
- metales pesados.

La acción contaminante de los detergentes se centra en sus proximidades tensoactivas. Las espumas creadas por su no biodegradabilidad favorecen la concentración de agentes contaminantes además de disminuir la proporción de oxígeno disuelto. Otros efectos adicionales son de impedimento a la transmisión de la luz y la pérdida de poder autodepurador del mar.

En las zonas de uso turístico, además, su aparición produce un lamentable efecto estético que puede dar al traste con múltiples actividades lúdicas de asentamiento litoral (baños, deportes náuticos, pesca submarina, etc.).

La nocividad del vertido masivo de detergentes quedó demostrada con ocasión de los trabajos de eliminación de las manchas de petróleo procedentes del naufragio del superpetrolero "Torrey Canyon" en Cornualles (Inglaterra). En las zonas tratadas se pudo observar la disminución de numerosas especies vivas que, a su vez, alteró el equilibrio ecológico y dio lugar a la proliferación extraordinaria de algas.

Los biocidas, son, como el propio nombre indica, aquellos productos destructores de la vida. Su uso nace en la necesidad de luchar contra las plagas animales o vegetales que afectan la agricultura sin mencionar otras utilidades menos conocidas: lubricantes, plastificantes, etc.

Entre los biocidas más conocidos se encuentran los granulados, el más conocido

de los cuales es el D.D.T., los órganos fosfatados, el P.C.B. (bifenil policlorinato), y en general todas las sales y herbicidas que tengan elementos tóxicos como el arsénico, cobre, flúor, etc.

En general, la función tóxica de estos compuestos se basa en su fijación estable en los organismos en que penetran, lo que hace que puedan actuar por acumulación. Mediante ellos se ha logrado acabar con numerosos tipos de plagas agrícolas. Sin embargo, estas propiedades son un arma de doble filo que entran en acción cuando pasan, arrastrados por las aguas o el viento, al medio marino. Su actuación en la biomasa marina es similar a la terrestre, pudiéndose acumular, como de hecho sucede, en los animales y plantas marinas que viven en las zonas litorales afectadas.

Los efectos notados, hasta ahora, en las especies contaminadas por estos productos consisten en alteraciones del sistema nervioso y de las hormonas sexuales. En algunas aves marinas afectadas por D.D.T. se ha podido comprobar una alteración en la asimilación del calcio manifestada en la producción de huevos muy frágiles.

La IHA (International Health Authority) admite que el organismo humano puede absorber 0,01 mg de D.D.T. por cada kg de peso, sin que se produzcan alteraciones notables. No obstante, hay que recordar que la desintegración de este producto es muy lenta, aproximadamente 30 años, y su principal peligro estriba en la acumulación. El P.C.B. presenta una estabilidad todavía mayor.

Los metales pesados son también sustancias fuertemente contaminantes. El mercurio, el plomo, el aluminio, el cadmio, el arsénico, el cinc, el hierro y otros metales junto con sus sales, son elementos fácilmente encontrables en las aguas vecinas a las zonas portuarias, por ser éstas receptoras de vertidos accidentales o voluntarios de residuos metálicos.

El mercurio, por ejemplo, afecta al organismo a través del cerebro, sistema nervioso, y además da lugar a alteraciones genéticas. Su presencia da lugar a la llamada enfermedad de Minimata, que recibe este nombre de la aldea japonesa de tal denominación en la que se produjo en 1956 un episodio patológico por contaminación de dicho metal. Este famoso caso tuvo como resultado la muerte de algunos habitantes que habían ingerido peces sacados de las aguas de la bahía cercana (Yatsushiro) a la que vertían los residuos algunas fábricas de acetaldehidos. La transformación del mercurio en metilmercurio, soluble en el agua, facilitó el paso del metal a la cadena alimentaria de los peces y por ende a la del ser humano.

3.3. Contaminación por bacterias

La mayor parte de las bacterias patógenas que recibe el mar tienen procedencia terrestre y más concretamente origen humano. Un ser adulto elimina por término medio 300 gramos/día de excrementos, que se traducen en una cifra comprendida entre 200-300 litros/día de aguas residuales. En estas aguas se estima que pueden existir de 200-500 millones/litro de bacterias *Escherichia coli* (E.

coli) y 10-20 millones/litro de *Streptococcus faecalis* (D) además de otros tipos de bacterias u organismos, algunos con mayor potencial patógeno, tales como la *Salmonella* o los gérmenes del cólera, botulismo, etc.

La subsistencia de estos organismos, una vez en el medio marino, está afectada por diversos factores. Por un lado se produce una dilución y una dispersión de las pequeñas partículas en suspensión sobre las que van fijadas las bacterias, y por consiguiente, de éstas. Por otro lado se puede tener en cuenta el controvertido poder autodepurador del agua del mar.

Este poder autodepurador, en proceso de investigación por distintos científicos, tiene tantos ciegos partidarios de su efectividad como enconados enemigos.

En experiencias llevadas a cabo en laboratorio se ha comprobado que en el seno del agua de mar natural se efectúa una cierta actividad antibacteriana. Por contra, si esta misma agua es filtrada o envejecida o esterilizada el potencial antibacteriano disminuye, llega a la casi anulación o desaparece, respectivamente.

Según A. Fruchart este poder autodepurador del agua del mar reside en la existencia en su seno de micro y macrodepredadores bacteriófagos que junto con la acción antiséptica de algunas algas eliminan los elementos patógenos.

Algunos fenómenos físicos también contribuyen a la creación de condiciones idóneas que favorecen la actividad depuradora. Tal es el caso de la agitación y de la insolación si bien se considera que este último factor sólo puede actuar sobre una fina capa superficial de algunos decímetros de espesor.

Sin embargo, las opiniones más controvertidas se centran en la actualidad en los efectos perniciosos que trae consigo la contaminación bacteriana. El principal motivo de esto reside en el hecho que se ha indicado al comienzo de este capítulo y que no es más que la dificultad de establecer claramente la relación causa-efecto en términos cualitativos y cuantitativos.

Algunos autores afirman que sería necesario que un bañista ingiriera muchos litros de agua contaminada para contraer una salmonelosis, mientras que para otros unos cuantos tragos serían suficientes. Para algunos centros investigadores no existe peligro alguno para los bañistas en zonas playeras contaminadas. Solamente algunas infecciones de zonas mucosas, oculares y faringeadas parecen estar ligadas a este tipo de contaminación. (P. e.: vaginitis, causadas por el hongo *Candida*.) En varios tipos de enfermedades cutáneas se ha podido comprobar, por el contrario, que el peligro no reside en las aguas sino en las arenas sucias de las playas.

En este punto es interesante recalcar la importancia de la limpieza y aireación periódica de las arenas emergidas de las playas. En la playa de Can Pastilla (Palma de Mallorca) la puesta en práctica de esta actividad ha reducido notablemente las dermatosis en los usuarios además de dar un inmejorable aspecto a la playa.

En lo que respecta a las enfermedades causadas por virus no ha sido posible obtener relación alguna dado el largo periodo de incubación que desconecta el

En lo que sí parece existir un acuerdo unánime es en el peligro de la contaminación bacteriana en zonas de cultivo de moluscos, de posterior consumo humano. Los mejillones, las ostras, las almejas, etc., se alimentan a partir de las sustancias vivas y muertas que contiene el agua que les rodea por el procedimiento de filtrar una gran cantidad de ella (10-20 litros/hora). Por ello pueden llegar a concentrar en su carne un enorme número de bacterias y gran cantidad de productos tóxicos. Las enfermedades más frecuentes que se pueden contraer por ingestión de moluscos "contaminados" son los tifus, el cólera y la hepatitis.

Los standard de calidad fijados por los distintos organismos interesados en la contaminación bacteriana denotan, por su dispersión, las controversias sobre su relativa peligrosidad. El elemento más cómodo para el conteo, y que se usa como indicador internacionalmente, es el n.º de *Escherichia Coli* (*E. Coli*), que se encuentran en 100 mililitros de agua muestra. Según F. Enriquez (1973), el standard peligroso para zonas de baño viene señalado por algunos a partir de 2.000 *E. Coli*/100 ml, otros a partir de 1.000 *E. Coli*/100 ml y otros, estrictamente, han definido como playas poco recomendables aquellas que a menos de 250 m de la orilla contienen 500 *E. Coli*/100 ml, dudosas aquellas que presentan entre 200 y 500 y recomendables aquellas que no superan la cifra de 200.

La Instrucción española para vertido de aguas residuales al mar establece para zonas de baño que la concentración de *E. Coli* correspondiente a un periodo de 30 días consecutivos no deberá ser superior a 1.000/100 ml en más del 10 % de las muestras, ni inferior a 200/100 ml en más del 50 % de las muestras.

Respecto de los límites para zonas de cultivo marinos las normas son más exigentes estableciéndose que la concentración de *E. Coli* no deberá ser superior a 50/100 ml en más del 10 % de las muestras, ni superior a 15/100 ml en más del 50 % de las muestras.

Las normas adoptadas por el Estado de Nueva York, en cambio, establecen el límite en zona de cultivos en 70 gérmenes/100 ml en la media de cualquier serie de muestras.

4. Detección de la polución marina

El cumplimiento de las normas internacionales y locales sobre contaminación implica un seguimiento constante de los niveles de polución, al menos en las proximidades de los puntos de emisión y en las zonas costeras de especial valor.

Dentro de las diversas técnicas de detección de la contaminación conviene separar las específicas de la polución por hidrocarburos de las de otros tipos, debido a las diferentes circunstancias de emisión y procedimientos utilizados.

4.1. Detección de manchas de hidrocarburos

La contaminación por hidrocarburos, como se ha visto en el apartado anterior, posee unas características típicas en cuanto a su generación. Esta se suele producir de forma súbita (limpieza de tanques, accidentes, etc.) con un foco de emisión puntual y con una forma de propagación superficial.

Los dos grupos de métodos de detección comúnmente utilizados son:

- fotografía en diversas bandas de longitud de onda.
- radar.

Los sistemas ópticos y electrónicos de detección de la capa de petróleo operados desde avión o helicópteros pueden oscilar desde la gama de los ultravioleta (longitud de onda entre 0.3 y 3) y la de los infrarrojos y microondas (longitud de onda 3 - 8). En los primeros la idoneidad se basa en el distinto poder reflejante de la capa de petróleo y del agua que la rodea, lo que se traduce en una diferencia de color en los films (óptico) o una diferencia de tensión eléctrica (detector electrónico).

En el caso de la radiación infrarroja y de las microondas su efectividad se basa en las radiaciones características de la temperatura de los cuerpos en los que se reflejan. Debido a que el petróleo mantiene una temperatura superior a la del agua, la mancha queda detectada pudiendo además apreciarse las variaciones de espesor y temperatura en la propia mancha. El procedimiento, al depender únicamente de la temperatura, posibilita su utilización durante la noche.

La aplicación del radar a la detección de manchas de petróleo se basa en su sensibilidad para registrar las variaciones de la amplitud en la agitación del mar causada por la mancha. La onda del radar se refleja mejor en la superficie del agua que en la de la capa de petróleo y queda reflejada en la pantalla.

Este procedimiento desarrollado por el Laboratorio de Investigaciones Navales (U.S.A.) ofrece la posibilidad de llevar a cabo tareas de detección en condiciones meteorológicas adversas y cubrir una extensa zona. Por el contrario, la inexistencia de una observación directa no permite apreciar si la irregularidad del estado de agitación de la superficie marina se debe, efectivamente, a una mancha de petróleo o a cualquier otra causa de análogos efectos.

Actualmente, este método se está poniendo a punto en los satélites artificiales de forma que en el futuro será posible la detección inmediata de los vertidos de petróleo así como la evolución de las manchas y las rutas de los buques causantes de las mismas.

4.2. Detección de la contaminación costera por otros productos

Para la detección de la contaminación general de las aguas marinas se han seleccionado una serie de parámetros físicos, químicos y biológicos que se usan como indicadores cualitativos y cuantitativos de la contaminación.

La escasa durabilidad de muchas de las materias y organismos tomados como indicadores hace que sea preciso efectuar la toma de la muestra y su análisis en

un breve periodo de tiempo. El seguimiento práctico de la detección y evolución de la contaminación ha de hacerse, pues, por medio de campañas directas "in situ" y en muchos casos con ayuda de laboratorios móviles.

Hasta el momento presente se han desarrollado diversos tipos de modelos, físicos y matemáticos, de simulaciones de la contaminación que permiten, con mayores o menores limitaciones, una vez conocidas las condiciones de emisión, determinar la distribución de la carga contaminante en amplias zonas como bahías, estuarios, etc. Asimismo, existen diversas formulaciones matemáticas que analizan los procesos de dilución y dispersión en las aguas de los vertidos (Brooks, Fan, Harremoes, Abraham, etc.).

Sin embargo, ninguno de estos métodos puede dar la voz de alarma ante situaciones imprevistas que no estén introducidas en el conjunto de inputs del modelo.

El Laboratorio de Puertos "Ramón Iribarren" ha iniciado los preparativos para poner en marcha una campaña-piloto a fin de conocer las posibilidades reales de establecer una red nacional de alerta de la contaminación litoral.

En síntesis, este estudio se propone lograr una correlación entre los diversos tipos de parámetros medidores de contaminación en diversos puntos de la costa e interrelacionarlos con una malla de medidas de variables oceanográficas (oleaje, corrientes, niveles, etc.) que simulen la dilución y dispersión de los contaminantes. Los parámetros definidores de la contaminación se pueden dividir en tres grupos:

a) Físicos:

- oxígeno disuelto
- pH
- conductividad
- salinidad
- temperatura
- potencial red-ox
- turbidez.

b) Químicos:

- carbono total
- nitrógeno total
- demanda total de oxígeno
- fosfatos, nitritos e hidratos, metales pesados.

c) Biológicos:

- bacterias coliformes
- material fecal
- D.B.O. (Demanda Biológica de Oxígeno).

Los únicos parámetros que se pueden registrar de un modo fiable, con sensores electrónicos remotos, son los físicos. Los de tipo químico y biológico se tienen que determinar con muestras tomadas en una campaña in situ y analizadas en laboratorio. Determinando, con una campaña inicial de calibración, la correlación posible entre los primeros y los segundos se podrían establecer estaciones fijas a base de sensores de parámetros físicos que transmitirían, periódicamente, los datos al ordenador central del laboratorio de puertos. Esta instalación constituiría, de resultar positivo el estudio, un sistema de vigilancia continua de los niveles de polución costera.

5. Medidas contra la contaminación

Al igual que ocurre con la medicina referida al cuerpo humano, es obvio que el mejor sistema de lucha contra la patología de los océanos es la adopción de medidas preventivas que eviten que la enfermedad no aparezca o que, al menos, revista proporciones reducidas y, por tanto, controlables. Con ello se lograría una doble ventaja económica; por un lado los costes de dispersión de la contaminación serían más pequeños y, por otro, el coste indirecto de los daños causados en el medio sería, asimismo, menor.

Las medidas de lucha contra la contaminación, según esto, pueden adoptar dos modalidades:

- a) Medidas preventivas
- b) Medidas de eliminación

5.1. Prevención de la contaminación

Dentro de este apartado conviene a su vez distinguir, tal como se ha hecho en la fase de descripción, la contaminación por hidrocarburos y otras sustancias procedentes de buques de la de tipo industrial y urbano procedente de vertidos desde tierra. La metodología de uno y otro tipo apenas guarda relación ya que tanto las circunstancias en que se produce la polución como sus características son profundamente distintas.

5.1.1. Contaminación procedente de buques

La prevención de la contaminación procedente de los buques se centra principalmente en acciones que tiendan a eliminar las causas de vertidos tanto operacionales (limpieza de tanques, carga-descarga, etc.) como de los accidentales (coli-

siones, explosiones, etc.).

a) Construcción de buques:

Las tendencias modernas de la construcción de buques pueden contribuir notablemente a la disminución del riesgo de contaminación. Las medidas más representativas son:

— Compartimentación estanca: de esta forma se impone un tamaño máximo ($\approx 30.000 - 40.000 \text{ m}^3$) a los diversos tanques de cada buque de forma que la rotura parcial del casco no implique el derrame de todo el líquido transportado. Esta regla tiene como consecuencia un aumento en el coste de construcción. Por ejemplo, en el caso de un buque de 350.000 T.P.M. que, en vez de los 22 tanques usuales, pase a tener 28 de menores dimensiones, se necesitan 12.000 Tm más de acero.

— Doble casco: con esta solución se lograría un doble objetivo: proteger los tanques de los impactos exteriores y disponer de tanques de lastre independientes de los de carga. El coste de construcción se encarecería, sin embargo, notablemente tanto por coste de materiales de construcción como por necesidad de aumentar la potencia de los motores de impulsión a fin de mantener idénticas velocidades. Se calcula que dicho incremento de coste representa un 30-40 %.

— Separación total crudo-lastre: ello supone la construcción de buques con tanques para crudo y tanques para lastre, de forma que en ningún caso se puedan admitir utilidades mixtas separadas o simultáneas en ninguno de ellos. Teniendo en cuenta que en ciertas condiciones el lastre que se precisa para una navegación segura puede representar cerca de un 60 % del peso muerto de un buque, significa que la puesta en práctica de este procedimiento reduce en una cifra similar la capacidad de transporte de crudo de cada barco. No obstante, es factible que en los próximos años este procedimiento se emplee de manera parcial en un 20-40 % de los tanques de cada barco.

b) Métodos operativos en los buques.

Los problemas de vertido y limpieza de los residuos y basuras generadas por la operación con la carga por la tripulación del propio buque pueden ser tratados de diversas formas, si bien en último lugar el producto resultante se termina evacuando en el mar en la mayoría de los casos ya que no en todos los puertos existen instalaciones específicas que admitan la recepción y tratamiento definitivo.

— Depuración de agua de lastre en buques petroleros: además del procedimiento "load on top", detallado en párrafos anteriores y extendido a la mayoría de los buques de la flota mundial, otras prácticas que pueden aliviar la contaminación del mar por vertido del lastre son aquellas que consiguen la separación del agua de mar y del petróleo de la mezcla (decantadores químicos, membranas flexibles de separación, etc.) o de los que minimizan el vertido (uso de sustancias especiales para la limpieza de los tanques).

— Tratamiento de basuras producidas en el barco: los sistemas en práctica pueden concretarse en:

- Tanques de almacenamiento dotados o no de compactador.
- Maceración de las basuras acompañada de una posterior cloración.
- Incineración de los residuos sólidos.
- Digestores.

c) Seguridad en la navegación.

La importancia de la prevención de los accidentes durante el período de navegación estriba en que los resultados suelen ser catastróficos y por tanto las cantidades de contaminante vertidas (petróleo, sustancias químicas, sólidos flotantes, etcétera.) muy elevadas. Las medidas en este aspecto pueden extenderse a los tres puntos siguientes:

– Distribución de la carga en el buque: los efectos que se pueden derivar de la mala distribución de la carga en los diversos tanques o bodegas de los barcos son, principalmente, la fatiga de la estructura del casco por esfuerzos descompensados y el riesgo de daños (rotura, explosión) por excesivo llenado.

Los métodos usuales para mejorar la distribución de la carga consisten en la racionalización y previsión de los diversos episodios de carga-descarga y en la automatización de los sistemas de control de carga (válvulas, indicadores, etc.).

– Rutas de navegación: dentro de la extensa malla de tráfico marítimo mundial existen algunas zonas cruciales en las que confluyen gran cantidad de fletes dando lugar a una elevada densidad de buques. Este es el caso de los estrechos estratégicamente enclavados (Canal de la Mancha, Gibraltar, Malaca), de los cabos más significativos de los continentes (Buena Esperanza, Finisterre, etc.), algunos ríos (Elba, Rin, Mississippi, etc.) y en general todos los entornos de los grandes puertos (Nueva York, Rotterdam, Barcelona, etc.).

Ello obliga a establecer pasillos de navegación que aislen los diversos sentidos de tráfico y los separen de los obstáculos fijos (escollas, bajos, etc.) y flotantes (icebergs).

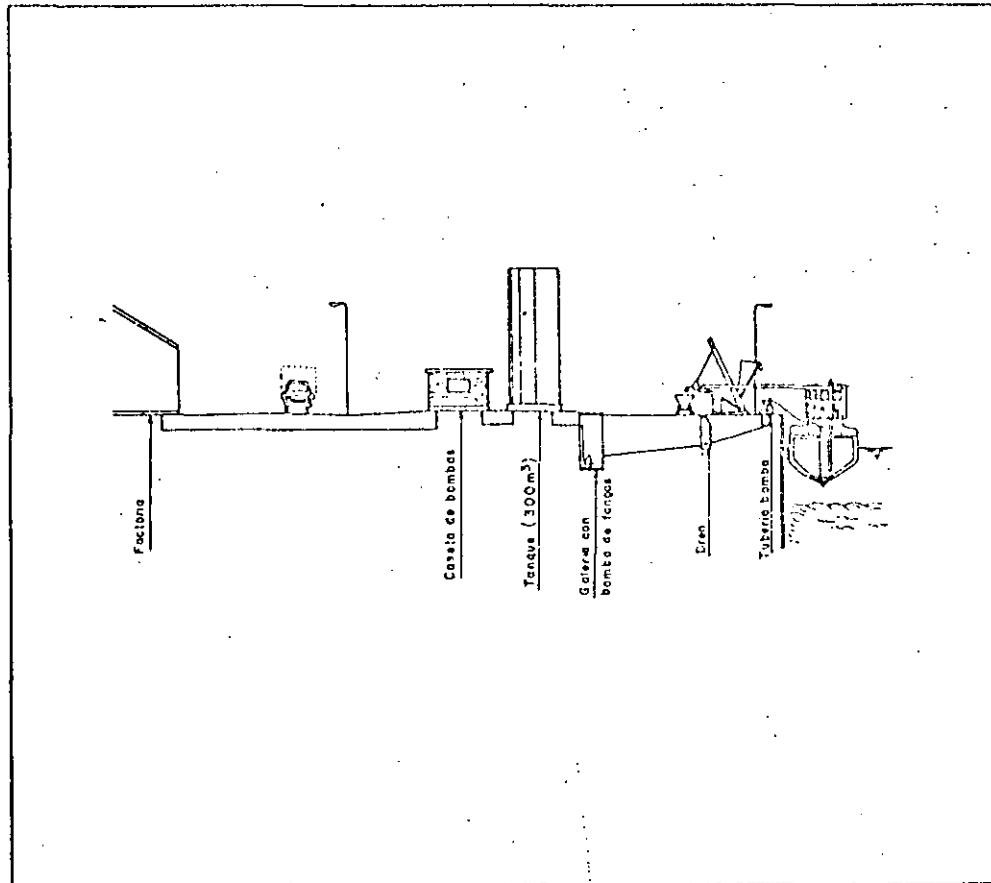
– Sistemas de posicionamiento y maniobra: con ellos se persigue una completa y constante identificación de la situación de cada buque y de los que lo rodean. Los sistemas actuales de mayor uso son los de radio señales (sistemas Decca, Toran, etc.) que permiten posicionar el barco con una gran precisión sobre todo en zonas próximas a las costas. También se está poniendo en funcionamiento un sistema de navegación por satélite en base al proyecto NNSS (Navy Navigation Satellite System).

Para evitar los riesgos de colisión se han desarrollado, asimismo, diversos sistemas Anti-Colisión que colaboran a anular los errores humanos en los momentos críticos, ofreciendo rutas óptimas, datos sobre distancias relativas y definiendo las maniobras necesarias para evitar el impacto.

5.1.2. Contaminación en la operación portuaria

Excluyendo la contaminación causada en la construcción y reparación de buques, las operaciones de carga y descarga y de eliminación de residuos del barco, constituyen los dos focos más usuales de polución de las aguas de un puerto. Frente a la última, los sistemas de prevención existentes en el barco han de complementarse con las instalaciones en tierra capaces para absorber los residuos. En puertos pesqueros reviste especial importancia la eliminación del agua de bodega de los barcos ("bilge water") que representa un 5 %, aproximadamente, del volumen de captura. Esta agua residual está compuesta por una mezcla de restos y proteínas del pescado, agua y combustible y se va depositando en el fondo de las bodegas tanques y sentinas. B. O. Juhl, 1973, describe la instalación de evacuación de este líquido en el puerto de Ejsberg (Dinamarca).

Fig. 288.—Extracción y aprovechamiento del agua de bodega de los barcos pesqueros (B. O. Juhl).



En esquema, consta de una toma incrustada en el muelle que conectada al barco succiona por medio de una bomba el líquido. Este es transportado por una tubería a un tanque de almacenamiento desde donde se lleva a la factoría de reutilización.

En cuanto a los sistemas de prevenir la contaminación en la carga y descarga de los buques los más usuales son los que se emplean en la operación de graneles sólidos ya que en las restantes modalidades son raros los vertidos a la dársena. En la carga, descarga y transbordo del material es conveniente el uso de cortinas o paneles que cubran el recorrido del material y faciliten la caída del mismo por las escotillas. En el caso de graneles de tipo pulverulento es, asimismo, recomendable su protección frente al viento con cintas cerradas o cubiertas y la eliminación del polvo con equipos especiales al efecto.

5.1.3. Contaminación procedente de tierra

Dentro de este grupo, aunque es posible distinguir formas muy variadas, tienen especial importancia las que llegan al mar por medio de cauces fluviales o bien directamente a causa de vertidos directos de industrias o núcleos urbanos ubicados en la franja litoral.

En el primer caso la labor de prevención de la polución ha de efectuarse en los puntos de vertido a lo largo del recorrido del cauce, ya que una vez en el mismo es extremadamente difícil y onerosa la depuración del caudal total. La competencia, por tanto, excede del ámbito portuario o costero para convertirse en un tema de orden nacional o supranacional. Otro caso distinto sería el de los vertidos que se efectúan por industrias situadas en zona portuaria sobre las aguas de los cauces fluviales que desembocan en el puerto (Rotterdam, Amberes, Bilbao, etcétera). En este supuesto la autoridad portuaria suele tener capacidad para regular los vertidos y así mantener un nivel de calidad adecuado en las aguas del puerto.

Fig. 289.



En cuanto al vertido de aguas residuales de manera directa al mar la forma más adecuada, hoy por hoy, para prevenir la contaminación del mar es el tratamiento del efluente en estaciones depuradoras y su conducción bien a zonas interiores, bien a zonas marinas adecuadas mediante un emisario submarino.

Los sistemas de no verter al mar las aguas residuales generadas en zonas costeras son la inyección de las mismas en el subsuelo y el reciclaje para usos diversos. El primer método tiene el peligro de que se contaminen las aguas subálveas

o que por sifonamiento vuelvan a aparecer en agua o en tierra. El reciclaje obliga a emplear las aguas en zonas próximas para evitar transportes y a obtener una depuración mínima, si su utilización es en regadíos.

Con el empleo de emisarios submarinos se trata de evitar la saturación de contaminantes en zonas costeras útiles aprovechando los recursos purificadores en tierra y el poder de disolución, dispersión y depuración natural del mar. Es evidente, que existirá en todo caso una polución, por muy completo que sea el conjunto estación-emisario que se emplee, ya que existe la realidad física del vertido de un efluente impuro. Sin embargo, su incidencia sobre la actividad humana queda reducida, ya que tanto la distancia del punto de vertido como la acción diluidora y dispersante del medio marino hace que el usuario, desde la costa, no note la contaminación.

El interés especial que reviste la ingeniería de los emisarios submarinos merece que sean tratados en un apartado propio dentro de este mismo capítulo (apartado 6).

5.2. Eliminación de la contaminación

Una vez que se ha producido la contaminación de las aguas, las estrategias a seguir pueden ser de dos tipos. De una parte puede adoptarse una postura activa encaminada a la eliminación o desaparición del agente contaminante. Esta postura suele tomarse cuando la contaminación, sea del tipo que sea, supone un riesgo para los bienes o usos costeros. En otro caso, cabe adoptar una postura pasiva que confíe la eliminación o alejamiento de la polución a los factores naturales de depuración (oleaje, viento, bacterias, etc.).

El caso particular de las manchas de petróleo quizá sea el más representativo de esta doble posibilidad. En los casos de vertido por accidente de los productos transportados en un petrolero se ha hecho especial hincapié en el seguimiento de la evolución de la mancha creada. Solamente cuando su proximidad a la costa ha revestido peligro se han puesto en marcha todos los dispositivos de limpieza activa.

5.2.1. Contaminación de tipo petrolífero

Aparte de las contaminaciones ocasionadas por vertidos aislados de sustancias químicas o sólidos flotantes, la mayor parte de la contaminación de zonas en mar abierto está constituida por productos petrolíferos provenientes de escapes en las instalaciones de extracción y en tuberías submarinas, limpieza de tanques y accidentes de los buques que los transportan.

P. Degobert (1971) hace una exhaustiva enumeración de métodos de lucha contra la polución por petróleo. Entre los más característicos cabe señalar los siguientes:

- a) Limitación de la mancha.

Este procedimiento consiste en frenar la extensión de la mancha dejándola concentrada en una superficie lo más reducida posible. Para ello, puede actuarse de varias maneras:

- Gelificando el producto en los tanques de los buques petroleros mediante aditivos.
- Gelificando de la periferia la mancha de forma que contenga la expansión.
- Por adición de ácidos grasos en la periferia de tal forma que favorezcan la retracción de la mancha y elimine las fuerzas de expansión.

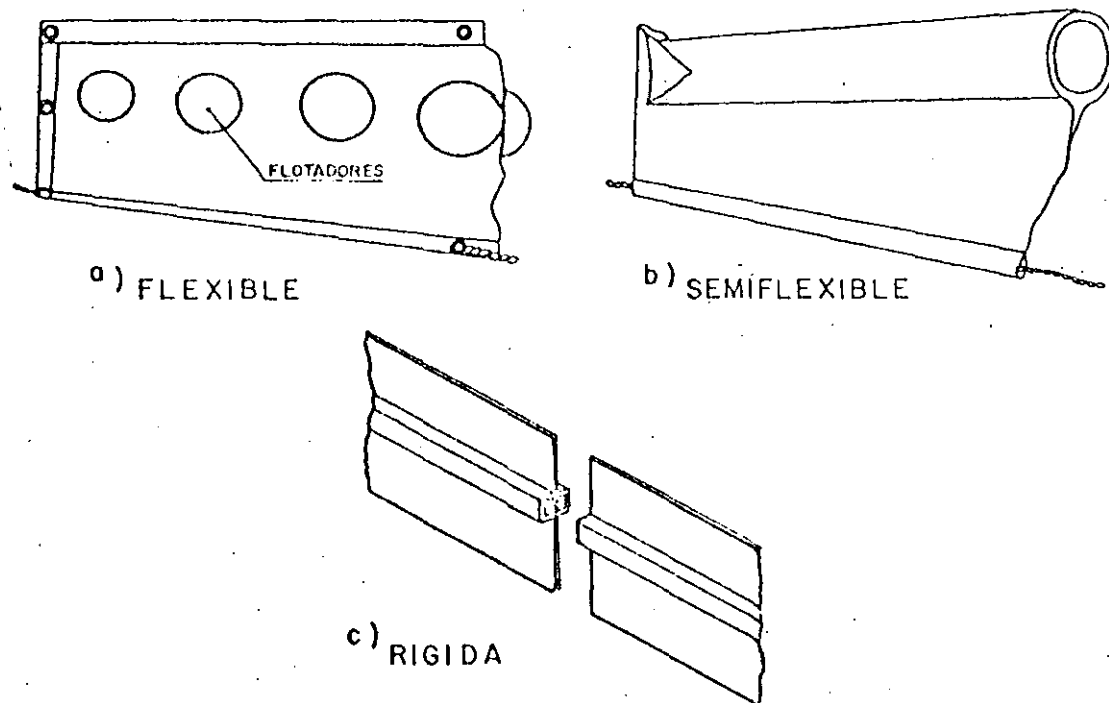
b) Confinamiento de la mancha.

Consiste en rodear la mancha de petróleo con unos dispositivos artificiales que impidan su expansión y permitan su control. Las condiciones meteorológicas, para ello, no han de sobrepasar unos ciertos máximos, ya que, como se puede comprender, la acción de los vientos, el oleaje y las corrientes pueden desbordar las barreras instaladas.

Las barreras pueden dividirse en barreras físicas y barreras neumáticas.

Dentro de las barreras físicas cabe distinguir las variantes según la rigidez de la estructura. Numerosas patentes han desarrollado tipos rígidos, semi-flexibles. En general todos los sistemas constan de una cortina o placa de 0.5 a 4 m de altura, que ejerce la función de barrera y de un soporte flotante (boyas, tubos, etc.) (fig. 290).

Fig. 290.—Barreras físicas



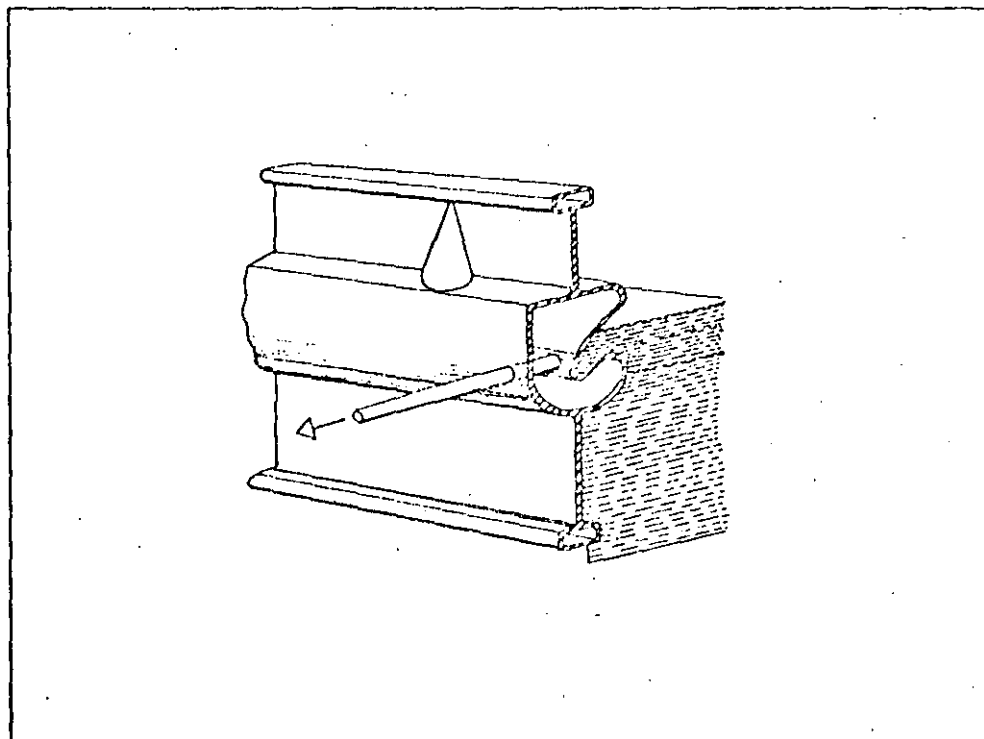
La barrera se compone por la unión de sucesivos módulos de tamaño limitado (3 a 5 m de longitud) lo que hace más fácil su puesta en servicio y almacenamiento. Se estima que en este tipo de barreras la parte sumergida ha de ser cuatro veces mayor que la emergida para retener de forma óptima la mancha de petróleo.

Las barreras neumáticas consisten en provocar una cortina de burbujas ascendentes por medio del aire insuflado a través de un tubo agujereado que se coloca en el fondo. Las ventajas de este método estriban en su escasa interferencia al paso de los navios, pero a cambio es poco apta para condiciones un poco elevadas de corrientes y vientos.

c) Bombeo del petróleo de la mancha.

La succión o extracción del petróleo directamente desde el mar necesita, para conseguir rendimientos aceptables, un dispositivo previo que agrupe la mancha y aumente su espesor. Los dispositivos ideados al respecto difieren poco de las barreras físicas normales si bien algunas están dotadas de conductos de recepción de la capa de petróleo (fig. 291).

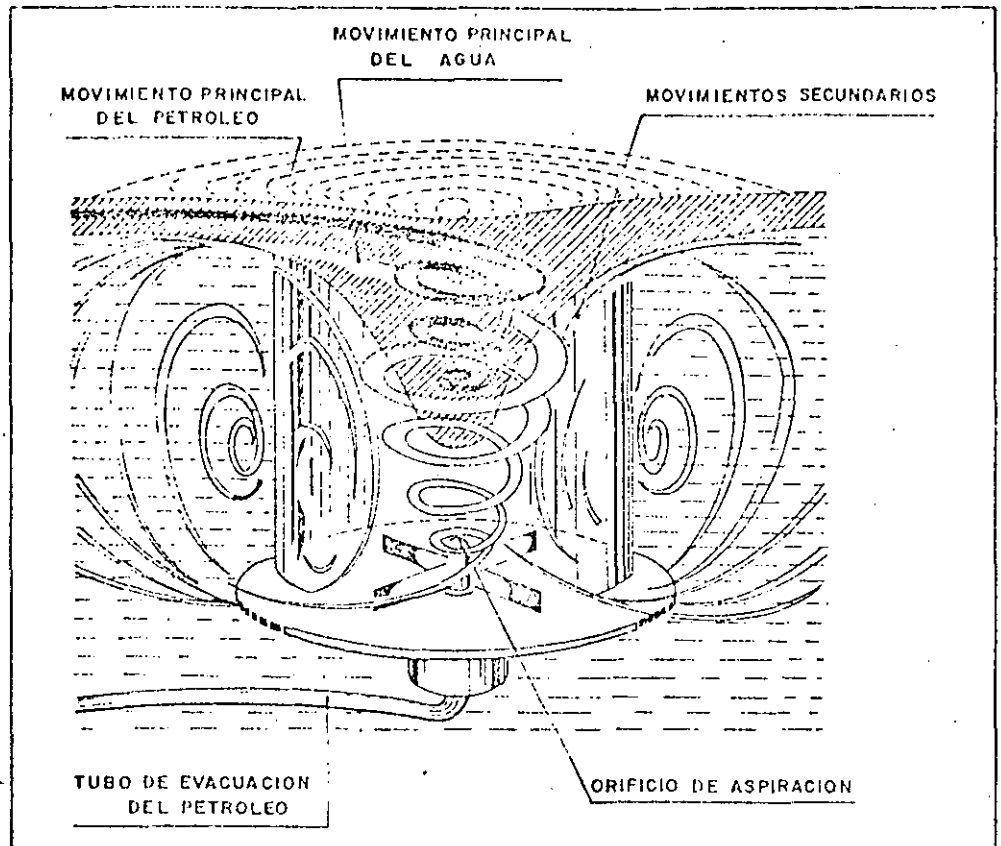
Fig. 291.



Otro concepto de retenedor es el del navio anti-polución, que abre su casco longitudinalmente para atrapar la mancha de petróleo. El buque-proyecto de Technocean mide 100 m de eslora y desplaza 17.000 t permitiendo un rendimiento de 400 m³/h de petróleo separado.

La aspiración del petróleo requiere también una separación previa del agua con la que está mezclado. Los sistemas usuales están basados bien en dispositivos que aprovechan la mayor densidad del agua o bien por procedimientos mecánicos de separación (fig. 292).

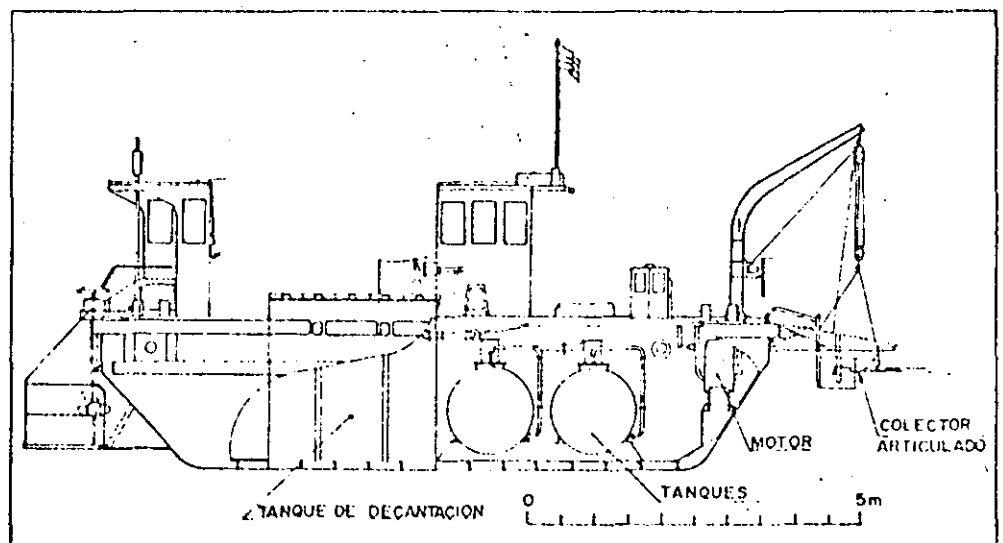
Fig. 292.—Separador mecánico del petróleo



En zonas portuarias la limpieza de manchas se hace más factible dada la mayor tranquilidad de las aguas. En la mayoría de los casos el procedimiento empleado se basa en la operación con una embarcación autopropulsada que recoge, separa y almacena el petróleo vertido. Con ello se evita el empleo de productos que absorben y hunden el petróleo y que deteriorarían el fondo de las dársenas o el uso de detergentes, cuya toxicidad o peligrosidad biológica no lo hace precisamente recomendable.

M. de Wilde (1973) aporta una valiosa experiencia sobre la capacidad y eficacia en la limpieza por medio de pontonas autopropulsadas dotadas de decantadores, depósitos y medios de succión propios en el Puerto de Amberes (fig. 293).

Fig. 293.—Pontona de recuperación de petróleo utilizada en el Puerto de Amberes



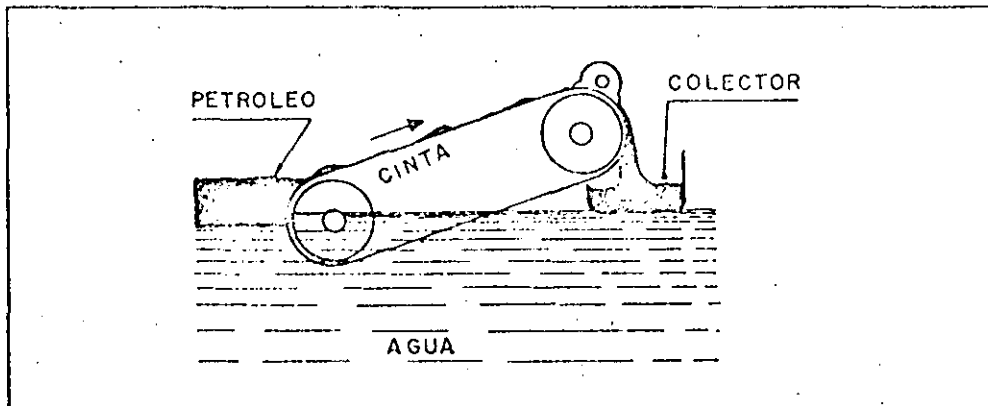
En el año 1955, en que entró en funcionamiento este servicio de limpieza, se obtuvieron cerca de 300 m³ de hidrocarburos a partir de 8.260 m³ de mezcla recogida con un índice de eficacia de 1/28. En 1967 un derrame excepcional de petróleo hizo necesaria una actuación especial del servicio con el resultado de recoger 1.219 m³ de petróleo en el plazo de 12 días con una eficacia superior a 1/2.8.

d) Recuperación del petróleo por absorción.

En general este procedimiento se basa en la recuperación del petróleo vertido en las aguas aprovechando la propiedad que prestan algunas sustancias y materiales de absorber el petróleo al ser puesto en contacto con el mismo. Una vez saturados de petróleo el material puede ser destruido o bien limpiado para posterior uso.

El procedimiento puede llevarse a cabo en forma discontinua con adición de esponjas de polivinilos, poliuretanos, tejidos, etc., que posteriormente y una vez que están empapados de petróleo son recogidos y destruidos. También puede hacerse de forma continua mediante rodillos o cintas absorbentes (fig. 294), que son limpiadas automáticamente de la capa de petróleo que han recogido en su fase de contacto con el agua contaminada. El rendimiento de los sistemas continuos, desarrollados a través de varias patentes, varía entre 40 y 180 litros por minuto.

Fig. 294.—Cinta de recogida de petróleo



e) Precipitación de la mancha.

Consiste en esparcir sobre la mancha partículas finas de materiales con densidad elevada de forma que se recubran de una gruesa capa de petróleo y se precipiten al fondo.

Los materiales comúnmente usados son la arena, ladrillo pulverizado, caolín, cenizas volcánicas, etc.; teniendo en cuenta que su eficacia aumenta con la superficie de contacto y por lo tanto con la finura granulométrica.

Los dispositivos de pulverización suelen montarse en dos brazos colocados a ambos costados del buque que efectúa la limpieza de la mancha, lográndose así una mejor distribución del material y una ampliación considerable de la zona de barrido.

La utilización de este procedimiento, aunque es comparativamente más adecuada para el combate de manchas en mar abierto y su destrucción antes de que llegue a las costas, plantea grandes inconvenientes de tipo ecológico al trasladar la polución de la superficie del agua al lecho oceánico.

f) Combustión de las manchas.

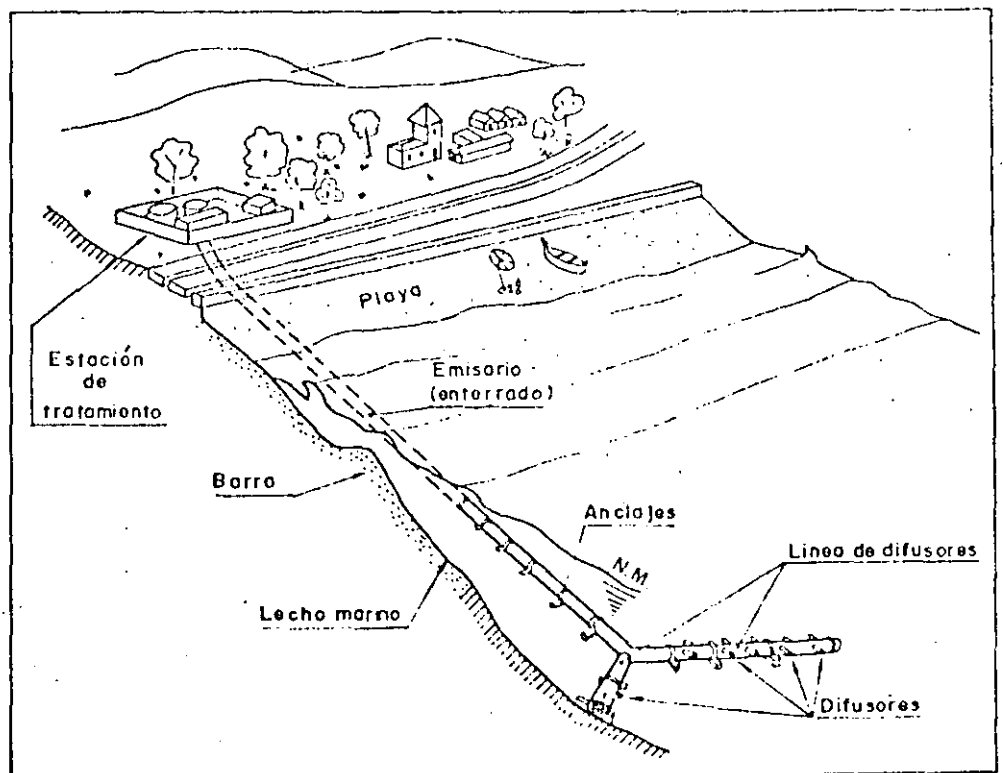
La principal dificultad de poner en práctica este sistema estriba en la rápida evaporación de las fracciones volátiles que contiene el crudo de petróleo y que son, precisamente, las que inician y mantienen la combustión. Además la presencia del agua como agente emulsionante y refrigerante hace más difícil todavía la inflamación.

Como solución se ha intentado la adición a la mancha de sustancias absorbentes que hagan la función de "mecha" (vidrio poroso, sílice molida) o de productos fuertemente inflamables (explosivos, napalm, etc.). Esta última alternativa se utilizó en la lucha contra la polución creada por el accidente del "Torrey Canyon" en las costas de Cornualles, sin que los resultados obtenidos con ello pasaran de muy discretos.

6. Emisarios submarinos

Aunque el concepto puro de emisario submarino se refiere exclusivamente a una conducción que discurre por el fondo marino y que sirve para verter el agua residual en un punto más o menos distante de la costa, en su estudio en este capítulo se va a considerar ligado a un conjunto de instalaciones en tierra que van a completar la acción anti-contaminante en el proceso de vertido.

Fig. 295.—Esquemas de un emisario submarino



El punto de partida del problema ingenieril es la existencia de un caudal, más o menos variable, de aguas o productos residuales con fuerte carga contaminante. La efluente procedencia de estos residuos puede clasificarse en dos grandes grupos:

- Aguas urbanas que a su vez pueden englobar las de tipo residual y las de lluvia si el sistema de alcantarillado es único.
- Aguas industriales procedentes de los vertidos industriales.

Mientras que en el primer grupo pueden considerarse unas características comunes sea cual sea la localización y tipo del núcleo urbano productor del efluente, en las aguas o efluentes industriales los parámetros contaminantes varían enormemente según el tipo de industrias en concreto que lo generen. Así, los valores medios de un efluente urbano oscilan alrededor de los siguientes valores (norma española):

Detergentes, 20 p.p.m. ▲ Materia orgánica disuelta, 330 mg/l

D.B.O.₅, 360 mg/l ▲ Materia inorgánica disuelta, 330 mg/l

E. Coli, 10⁸/100 m.l. ▲ Materia orgánica en suspensión, 400 mg/l

Sales nutrientes, 30 p.p.m. ▲ Materia inorgánica en suspensión, 200 mg/l

Otras fuentes citan distintos valores:

Fig. 296.—Composición típica de las aguas residuales urbanas

CONSTITUYENTE	CONCENTRACION, ppm.		
	ALTA	MEDIA	BAJA
SOLIDOS TOTALES	1.200	700	350
Sólidos disueltos	850	500	250
" fijos	525	300	145
" volátiles	325	200	105
Sólidos en suspensión	350	200	100
" fijos	75	50	30
" volátiles	275	150	70
MATERIA DECANTABLE (ml/l)	20	10	5
DBO	300	200	100
DQO	1.000	500	250
NITROGENO (como N)	85	40	20
" orgánico	35	15	8
" amoníaco libre	50	25	12
" nitritos	0	0	0
" nitratos	0	0	0
FOSFORO TOTAL (como P)	20	10	6
" orgánico	5	3	2
" inorgánico	15	7	4
CLORUROS (1)	100	50	30
ALCALINIDAD (1) (como CO ₂ Ca)	200	100	50
ACEITES Y GRASAS	150	100	50

(1) Estos valores serán incrementados con la concentración inicial del agua de aportación

Respecto a las aguas industriales, habrá que estudiar, en cada caso, la composición del efluente que se va a verter a través del emisario. A título indicativo, y para obtener un orden de magnitud en la estimación de la calidad del efluente, se pueden utilizar los parámetros y sus límites tolerables según el criterio de la D. G. de Sanidad española.

Parámetro	Unidad de medida	Concentración a no sobrepasar en más del	
		50 % de muestras	10 % de muestras
Grasas y aceites	mg./l.	1,0	2,0
Turbidez	UJT	50,0	75,0
pH	Unidades pH	entre 6,0-9,0 en todo momento	
Cadmio	mg./l.	0,5	1,0
Cromo total	mg./l.	1,5	3,0
Cobre	mg./l.	0,5	1,0
Plomo	mg./l.	7,5	15,0
Mercurio	mg./l.	0,05	0,10
Níquel	mg./l.	5,5	11,0
Plata	mg./l.	0,025	0,05
Zinc	mg./l.	3,5	7,0
Arsénico	mg./l.	3,0	6,0
Cianuros	mg./l.	5,0	10,0
Cloro residual total	mg./l.	1,0	2,0
Compuestos fenólicos	mg./l.	0,5	1,0
Amoniaco (como nitrógeno)	mg./l.	40,0	60,0
Hidrocarburos clorados	mg./l.	0,003	0,006
Toxicidad	ut	7,5	10,0

La relación entre el tipo de industria y la sustancia contaminante, de forma genérica, se puede simplificar en la siguiente matriz.

Fig. 297.—Contaminantes más frecuentes en diferentes tipos de industrias

1. ACIDOS
2. ALCALIS
3. RESIDUOS QUIMICOS
4. COLOR
5. CIANUROS
6. DETERGENTES
7. ELEVADA TEMPERATURA
8. GRASAS
9. RESIDUOS QUIMICOS ORGANICOS
10. FENOLIS
11. SOLIDOS
12. MATERIALES TOXICOS ORGANICOS
13. MATERIALES TOXICOS

ACTIVIDAD	Contaminante												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
AGRICULTURA							X		X				X
QUIMICA	X		X				X		X	X			X
CARBON	X		X									X	
COQUE Y GAS			X		X		X			X			
TINTES			X	X			X		X				
ALIMENTACION	X			X			X	X	X			X	X
HIERRO	X				X		X						X
ACABADOS METALICOS		X			X	X	X	X					X
MINERIA METALICA							X					X	X
REFINADO DE ACEITES					X		X	X		X			
PAPEL		X		X			X		X			X	
ACERO				X			X	X				X	
CURTIDOS (leneria)		X					X	X	X			X	
TEXTILES		X	X	X			X	X	X			X	X

6.1. Tratamiento previo del efluente

En cualquier caso, se tomen las medidas que se tomen, la descarga de un líquido impuro en el medio marino supone un acto contaminante contra el que hay que luchar para circunscribirlo, al menos, dentro de límites considerados como tolerables.

Un factor fundamental que define la polución potencial del vertido es la carga contaminante que tiene el efluente. Parece evidente que cuanto más puro, o lo que es lo mismo, menos impuro sea el efluente que se vierte a través del emisario, menor será la carga polucionante que recibe el mar en su zona costera. Teniendo en cuenta entonces la limitada capacidad de depuración de la zona litoral puede ser conveniente acudir a un tratamiento previo del efluente antes de que llegue al emisario submarino que elimine parte de su efecto contaminante.

Los tipos de tratamiento previo aplicables a aguas urbanas son los siguientes:

a) Tratamiento preliminar:

En general, puede decirse que incluye las siguientes operaciones:

- Rejillas.
- Desarenador.
- Cámara desgrasadora.
- Tanque de aireación.

Cón él se trata de eliminar las materias gruesas, las partículas pesadas y los aceites y espumas que lleve el efluente. Las mejoras en la calidad del agua se pueden cifrar en (norma española):

D.B.O. ₅	10 %
Materias en suspensión	20 %
Coliformes	10 %

El tratamiento a este nivel se considera casi como imprescindible dado el peligro que puede suponer para el funcionamiento del emisario el paso de sustancias pesadas y de gran tamaño.

b) Tratamiento primario.

Los medios usuales son:

- Tanques de filtrado.
- Tanques de sedimentación.

Consiste, fundamentalmente pues, en una sedimentación que trata de eliminar las partículas finas en suspensión.

Los índices de mejora con este tratamiento pueden oscilar en los siguientes valores:

220	D.B.O. ₅	30-50 %
	Materias en suspensión	40-70 %
	Coliformes	60-75 %

c) Tratamiento secundario.

Su objetivo se centra en la eliminación de la materia orgánica a través de la acción de organismos aerobios que la transforman en materia inorgánica.

Los medios empleados usualmente para ello son:

- lechos bacterianos
- fangos activados
- tanques de aireación
- filtros
- estanques de estabilización.

Con este tratamiento las tasas de reducción de parámetros contaminantes son:

D.B.O. ₅	75-90 %
Materias en suspensión	90-95 %
Coliformes	90-95 %

d) Tratamiento terciario.

Este tratamiento debe comprenderse como último paso tras haber puesto en práctica los anteriores y va en busca de disminuir la concentración de organismos patógenos, sustancias nutrientes y algunos metales además de mejorar las propiedades físicas del efluente (olor, color).

Los procedimientos utilizados son:

- carbones activos
- cloración
- reactivos químicos diversos.

La mejora de la calidad del efluente sube, con ello, por encima de los índices máximos logrados con el tratamiento secundario. A pesar de ello la complejidad de su puesta en práctica y el coste de operación hace este tratamiento poco aplicable como medida previa al vertido a través de emisario submarino. Aún la mera cloración reviste ciertos peligros sobre el ecosistema marino que exigen una prudente utilización.

La elección de uno u otro nivel de tratamiento previo vendrá aconsejada por las condiciones que se deseen o deban obtener en las zonas litorales a las que afecte el vertido una vez estudiadas las mejoras conseguidas con el propio emisario.

Además, lógicamente, el factor económico ejercerá una presión importante desde el momento que se alcancen los índices de calidad mínimos impuestos por la normativa legal vigente.

Según J. L. Rodríguez Torres el nivel de tratamiento previo deseable es el secundario ya que en caso de fallo del emisario el vertido directo mantiene unas condiciones no excesivamente peligrosas.

6.2. Proyecto del emisario submarino

Para abordar el proyecto de un emisario submarino es necesario establecer los factores de los cuales dependen los diversos parámetros que caracterizan la obra. Una vez determinados será necesario lograr un conocimiento preciso de los mismos en sus condiciones particulares del entorno de la ubicación elegida así como su variación en el tiempo.

La norma oficial española titulada "Instrucción para el vertido al mar desde tierra de aguas residuales a través de emisarios submarinos" y elaborada por el MOPU (1977) recoge los parámetros del emisario y los datos necesarios para fijarlos de la siguiente forma:

6.2.1. Parámetros del emisario

Los parámetros que deben tenerse en cuenta para el proyecto del emisario son, al menos, los siguientes:

- L. Longitud del emisario.
Se medirá desde la línea de bajamar (B.M.V.E.).
- n. Número de tubos del emisario.
- Ø. Diámetro de los tubos.
- V. Velocidad del efluente en el emisario.
No será inferior a 0.8 m/seg.
- M. Material de los tubos y sus características.
- C_s. Cimentación y anclaje de los tubos.
- Y. Profundidad del vertido.

Se considerará la del difusor más próximo a la costa. No podrá ser inferior a 15 m en bajamar viva equinoccial. En aquellos casos en que no sea posible, a juicio de la Administración, alcanzar económicamente tal profundidad, se estudiará la solución más idónea basándose en alternativas entre grado de depuración y longitud del emisario.

X. Distancia de vertido.

Se tomará la distancia desde el centro de la línea de difusores hasta la cos-

ta, en la dirección marcada por la corriente.

- b. Longitud de difusores (para tubos con $\varnothing > 150$ mm).

No será inferior al 3 % de la longitud del emisario y dispuesta para conseguir la mayor longitud normal a la dirección de la corriente.

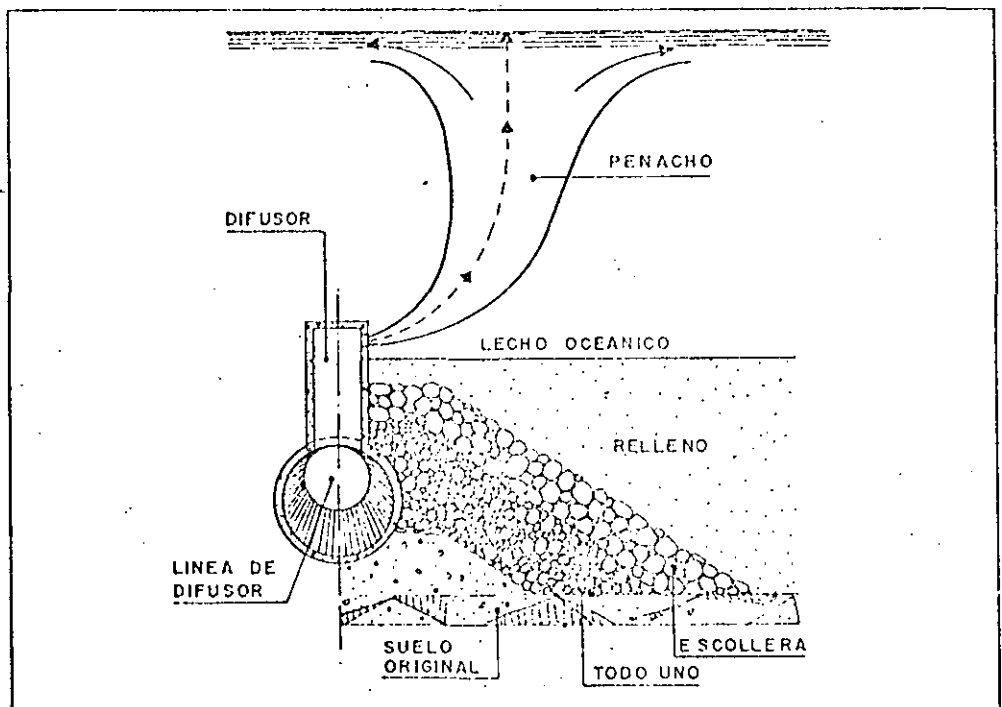
- \varnothing d. Diámetro de los difusores.

No será inferior a 7.5 cm.

- disp. Disposición de los difusores.

Sobre la generatriz superior del tubo o sobre generatrices laterales opuestas y siempre con salida horizontal del chorro.

Fig. 298.—Difusor dispuesto sobre la generatriz superior de la línea



- dd. Distancia entre difusores.

Mínima igual a $Y/3$ entre difusores consecutivos de una misma generatriz. En todo caso se cumplirá la condición de que las áreas superiores de los penachos contiguos (cuyo diámetro es $Y/3$) no se solapen nunca.

- u. Velocidad del efluente en los difusores.

No será superior a 5 m/s.

- df. Difusor final.

Se dispondrá un difusor final de diámetro máximo doble del de los restantes difusores.

En el caso de tubo sin difusores el diámetro de salida se estudiará de forma a conseguir la mayor dilución inicial.

Std. Sección total de difusores.

La suma de las áreas de las secciones de todos los difusores, incluso el final, no debe ser superior a 0,75 veces la sección inicial del tubo.

6.2.2. Datos necesarios Se tendrán en cuenta como mínimo los datos siguientes:

Nc. Naturaleza del effuente.

En los vertidos urbanos y mientras no intervengan otras consideraciones justificadas, se tendrá en cuenta la composición tipo definida en 6.

Para los vertidos industriales se tendrán en cuenta las características propias de cada caso evaluadas a través de análisis cualitativos y cuantitativos.

Nh. Número de habitantes.

Su estimación será acorde con el esquema de la red de alcantarillado que desemboque o haya de desembocar en el emisario submarino.

Q. Caudal vertido en l/seg.

Para vertidos urbanos se considerará un caudal punta $Q = 7$ l/seg. por cada 1.000 habitantes.

Para vertidos industriales se justificará el caudal máximo previsto.

T. Tipo de tratamiento.

Se establece como obligatorio para cualquier vertido de carácter urbano el tratamiento preliminar.

En vertidos urbanos próximos a lugares de baño o para poblaciones superiores a 50.000 habitantes deberá contemplarse el establecimiento de un tratamiento primario que en todo caso podrá ser preceptivo cuando la Administración lo juzgue necesario.

Para vertidos urbanos en zonas limitadas o zonas destinadas a cultivos marinos deberá contemplarse el establecimiento de un tratamiento secundario e inclusive terciario que en todo caso podrán ser preceptivos cuando la Administración lo juzgue necesario.

Los effuentes industriales en cuya composición intervengan sustan-

cias nocivas se someterán a un tratamiento que garantice bien la eliminación de tales sustancias previamente al vertido, o bien la reducción de su concentración y cantidad a límites que no produzcan contaminación.

Los efluentes industriales en cuya composición intervengan sustancias moderadamente nocivas u otras, deberán someterse al tratamiento adecuado que garantice la limitación de sus concentraciones a los límites establecidos en cada caso por la Administración.

Salvo casos excepcionales, a juicio de la Administración, las instalaciones de tratamiento no deberán ubicarse en el dominio público.

Nf y Pm. Naturaleza del fondo y perfil submarino.

Se realizará una descripción del fondo a lo largo del perfil longitudinal, de forma que se indiquen:

— Materiales que forman el fondo, hasta una profundidad que permita el estudio de una adecuada cimentación.

— Variaciones de perfil de equilibrio como consecuencia de la dinámica marina.

— Elementos singulares de perfil como barras, cañones submarinos y otros.

Con los datos anteriores se confeccionará un plano detallado del perfil longitudinal.

Vi. Vientos.

Se acompañará al estudio la rosa de los vientos de la zona con expresión de sus direcciones, intensidades y frecuencias.

O. Oleaje.

Se determinará la dirección de los máximos temporales y la profundidad y distancia a la costa a que se produce la línea de rotura para los mismos.

C. Corrientes.

Para vertidos importantes o para aquellos casos en que la Administración así lo juzgue necesario, se realizará un estudio de corrientes en que se pongan de manifiesto las zonas de vertido más apropiadas.

En caso de vertidos poco importantes, se supondrá la existencia de una corriente superficial, generalmente debida al viento, de 0,15/0,20 m/seg. y cuya dirección se adoptará según los casos siguientes:

a) En el caso general, coincidente con la que forma 30° hacia tierra con la dirección del viento más frecuente.

b) Si el emisario se encuentra cercano a una zona de baños o a un establecimiento de cultivos marinos (es decir, a una distancia inferior a su longitud) la dirección vendrá marcada por la recta que une el extremo del emisario con el más cercano a él de la zona en cuestión.

c) Si el emisario se proyecta a través de una zona de baños o de cultivos marinos, la dirección a adoptar vendrá dada por la mínima distancia a dichas zonas.

Uz. Uso de la zona.

El uso de la zona alcanzable por la disposición del emisario se clasificará según los siguientes tipos:

- a) Zona de baño
- b) Zona de cultivos marinos
- c) Zonas limitadas
- d) Zonas especiales
- e) Otras zonas.

Se hará constar necesariamente la existencia previa de cualquier otro emisario en la zona y los datos que permitan establecer su naturaleza y características.

Fc. Forma de la costa.

Se deberá tener en cuenta la forma de la costa con el fin de establecer su influencia sobre los fenómenos de dilución del efluente, acompañando un plano a escala suficiente para apreciar los posibles efectos.

Ff. Flora y fauna.

Se hará un estudio de la zona para detectar las principales manifestaciones de la flora y de la fauna sobre las que pudiera influir el vertido que se proyecta, así como las condiciones físicas y químicas de las aguas.

6.2.3. Relación entre parámetros y datos

Las interrelaciones fundamentales entre datos y parámetros que deben ser tenidas en cuenta en los estudios previos se establecen en la matriz siguiente.

Fig. 299.--Matriz de relación dato parámetro

226

		PARAMETROS										
		Ne	Nh	Q	T	Nt/pm	VI	O	C	Uz	Fc	Ff
DATOS	L			•	•	•		•	•	•	•	•
	n		•	•								
	g		•	•								
	V		•	•								
	M	•			•	•						
	Cs					•		•	•			
	Y			•	•	•		•		•		•
	X			•	•		•		•	•	•	•
	b		•	•	•				•			
	bd			•	•							
	dd						•		•			
	u			•								

6.2.4. Cálculo práctico de un emisario submarino

Una vez obtenidos todos los datos necesarios para determinar los diversos parámetros del emisario, la metodología para su cálculo se puede sintetizar en los siguientes pasos:

a) Trazado del emisario.

El punto de arranque del emisario en tierra habrá sido establecido de forma acorde con las condiciones de la instalación de tratamiento precisa o la de bombeo. A este respecto es conveniente tener presente la servidumbre que este tipo de instalaciones imponen (espacio, olores, ruidos, etc.).

A partir de este punto la traza del emisario vendrá condicionada principalmente por los datos:

- naturaleza del efluente (Ne)
- uso de la zona (Uz)
- forma de la costa (Fc)
- flora y fauna (Ff).

Como primera aproximación, la norma recomienda tener en cuenta la exigencia de distancia a la costa impuesta por la profundidad mínima de vertido (15 m).

En cualquier caso los cálculos posteriores de dispersión horizontal y de dilución total impondrán una nueva aproximación ya que en todo punto de la costa próxima se habrán de cumplir los niveles aceptables de contaminación bacteriana.

c) Sección y número de tubos del emisario.

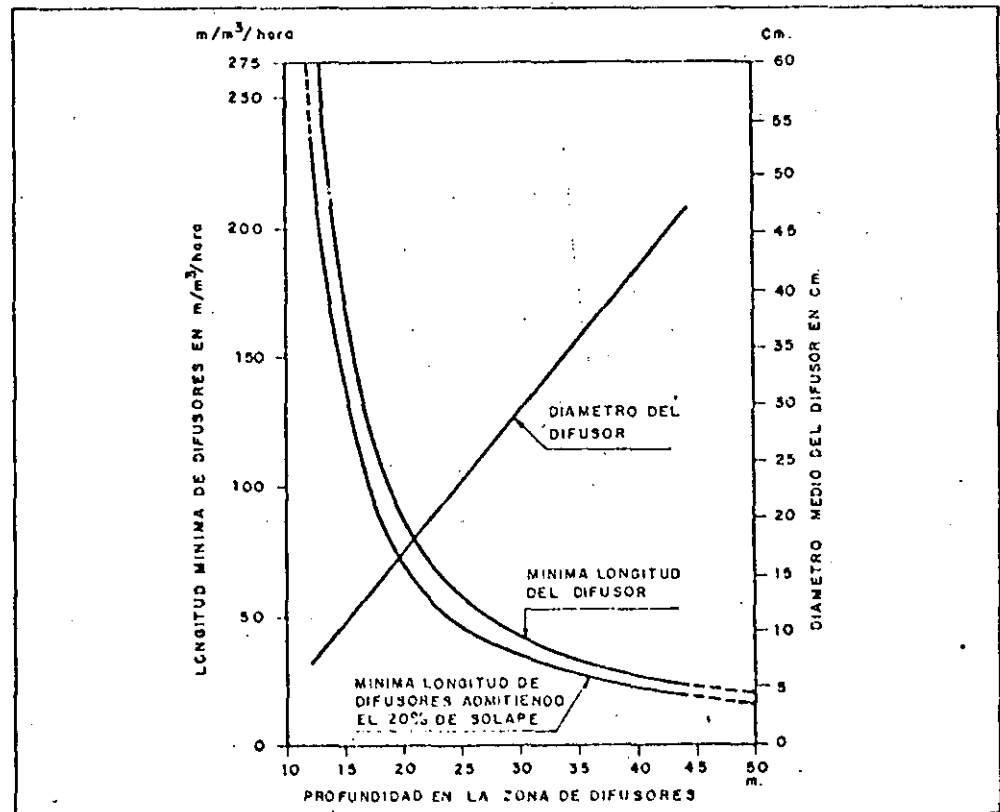
Su cálculo se hará en base al dato sobre caudal previsto del efluente (Q) tanto en valores medios como máximos y mínimos, y de forma que se cumplan las condiciones hidráulicas del parámetro "velocidad del efluente en el emisario" (V) y las estructurales y constructivas de los materiales del tubo y su cimentación y anclaje.

d) Dispositivo difusor.

La norma española fija en todos los casos los valores mínimos que definen el diseño de la longitud de diámetro, disposición y separación de los difusores así como la velocidad del efluente en ellos y el difusor final.

La determinación teórica puede empero abordarse en base a las curvas de la figura 300 en la que a partir de la profundidad de la zona de difusores puede obtenerse su longitud y su sección tanto en el caso de que no se admita solape de los penachos como en el que se admita un 20%.

Fig. 300.



Esta curvas están desarrolladas para el supuesto de que los chorros se produzcan horizontalmente en el seno de un fluido homogéneo de densidad diferente.

e) Comprobación de resultados.

Determinados todos los parámetros físicos del emisario resta comprobar si el vertido con él logrado cumple con todos los índices de calidad establecidos. Para esta comprobación se examina la variación del contenido bacteriológico del agua desde el efluente hasta los diversos puntos o zonas costeras del entorno.

El funcionamiento del emisario, contemplado en su acción de depuración, se puede descomponer en tres fases:

1) Dilución inicial.

Se efectúa al mezclarse el efluente que sale del difusor con el agua del medio marino, creándose un penacho de anchura creciente según se aproxima a la superficie y que se eleva hacia ella por diferencia de densidades. Se ejerce por tanto verticalmente desde el difusor hasta la superficie del agua.

El cálculo de la dilución lograda se puede estimar de acuerdo con la fórmula de Cederwall:

$$D_i = 0,54 F \left(0,38 \frac{Y}{d \cdot F} + 0,68 \right)^{5/3}$$

donde:

$$F = \text{número de Froude} = \frac{V}{\sqrt{0,27 d}}$$

v = velocidad del efluente en los difusores en m/seg

d = diámetro del difusor en m

Y = profundidad de vertido en m.

La normativa española puntualiza que esta dilución deberá alcanzar un valor no inferior a 150.

La progresión del chorro hacia la superficie puede verse, en algunas zonas, frenada por una barrera de gradiente de temperatura del agua del mar, llamada termoclina. Esta barrera que evita mientras existe la llegada del efluente a la superficie supone una forma utilizable de "ocultar" la contaminación, ya que ésta queda atrapada en grandes bolsadas a ciertas profundidades. Sin embargo, ha de tenerse en cuenta que la termoclina es un fenómeno que puede no mantenerse a lo largo del tiempo y "romperse" por efecto de oleajes o corrientes, dejando entonces escapar una gran cantidad de contaminante que se ha ido almacenando durante tiempo atrás con los efectos perniciosos que es fácil suponer.

2) Dilución por dispersión horizontal.

Esta acción se ejerce por mezcla con el agua del mar según se va propagando

horizontalmente el chorro que ha emergido a la superficie del agua y se aleja del punto de vertido.

La norma española contempla dos casos:

a) Si la descarga se produce por un solo punto (solamente admitida para emisarios de tubo único de diámetro inferior a 150 mm).

En este caso el valor de la dispersión horizontal se puede hallar aplicando la fórmula de Pearson.

$$D_2 = \frac{3,65 \times h \times \sqrt{K.V.X}}{Q}$$

siendo:

Q = caudal total del efluente en m³/h

V = velocidad de la corriente en m/h

X = distancia de recorrido en m

b = diámetro superior del penacho, igual a Y/3 en m

K = coeficiente de difusión horizontal en el punto de descarga, igual a 1,63 b^{4/3} en m²/h

h = espesor superior del penacho, igual a

$\frac{Q \cdot D_1}{V \cdot b}$, en m, con objeto de no sobrepasar los límites en que parece desarrollarse el fenómeno físico, es aconsejable no utilizar valores de h superiores a Y/3.

b) Descarga lineal.

El valor de la dilución por dispersión horizontal se hallará aplicando la fórmula (Brooks)

$$D_2 = \sqrt{\frac{(1 + \frac{13t}{b^{2/3}})^3 - 1}{1,5}}$$

en donde:

t = Tiempo de recorrido en horas, igual a longitud (x) del recorrido en m dividida por la velocidad (V) de la corriente, en m/h.

b = Longitud de difusores proyectada, normalmente, a la dirección de la corriente, en m.

Dicha fórmula viene representada, para mayor facilidad de aplicación, en el

ábaco.

230

La normativa de algunos estados norteamericanos estipula que el conjunto de las dos diluciones, $D_1 \times D_2$, no debe considerarse teóricamente superior en ningún caso a 1.000.

3) Inactivación bacteriana.

En las dos fases anteriores el concepto de dilución puede haber sido empleado para cualquier tipo de sustancia contaminante (metales, bacteria, etc.). La inactivación bacteriana, sin embargo, y como su propia denominación indica, es exclusivamente aplicable a la depuración del contenido bacteriológico.

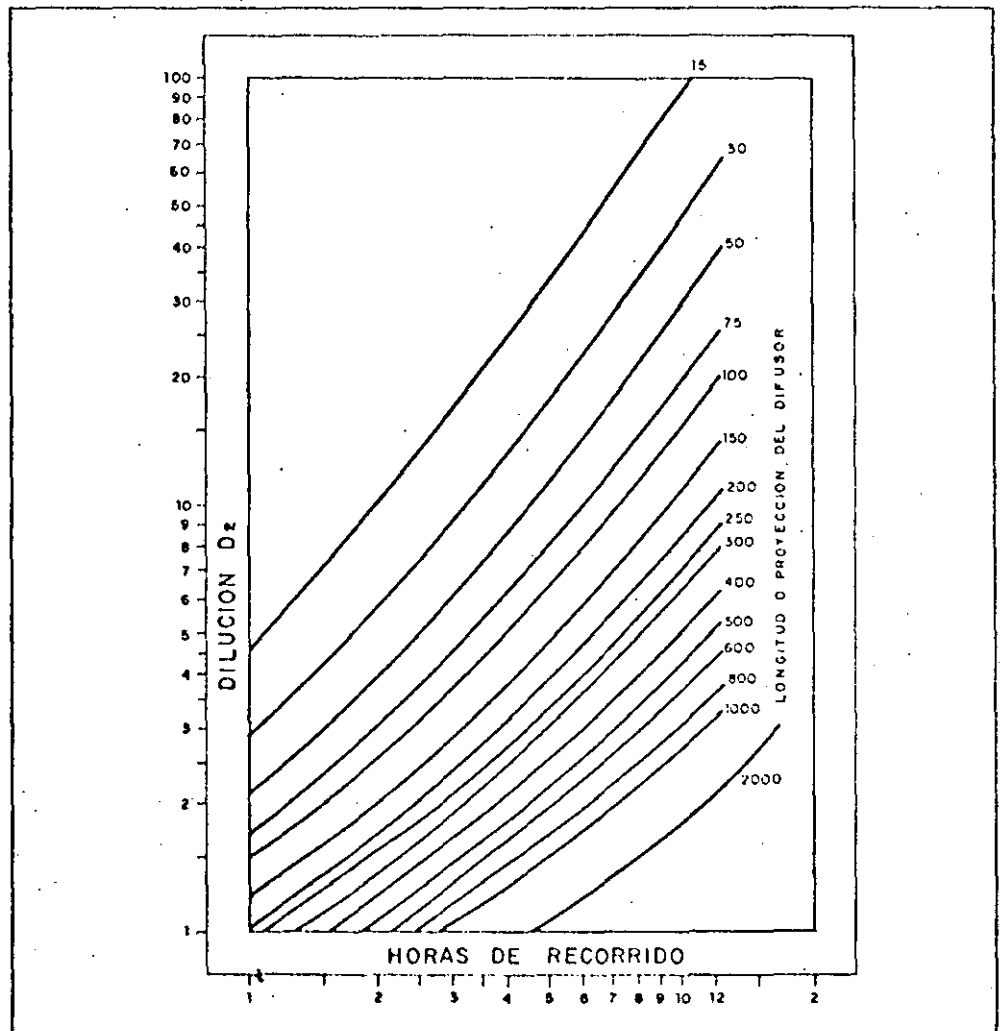
Con esta fase se contempla la depuración que naturalmente se produce por muerte de las bacterias en un medio que tiene propiedades contrarias a su existencia (oleaje, aireación, organismos, luz, etc.).

Su cálculo se puede afrontar mediante la fórmula propuesta por Brooks.

$$D_3 = 10^{t/T_{90}}$$

siendo: t el tiempo de recorrido (x/V) en horas y

Fig. 301.



T_{90} : el tiempo requerido para una reducción del 90 % en la concentración bacteriana, en horas. (Norma española: 1,5 h para el Mediterráneo y 2,0 h en el Atlántico).

La dilución total, por tanto, será para procesos normales a la resultante $D_1 \times D_2$ mientras que para procesos bacteriológicos será $D_1 \times D_2 \times D_3$.

6.3. Ingeniería del emisario

En su artículo 6.º la norma española hace un análisis somero pero muy didáctico de los aspectos ingenieriles de un emisario submarino, por lo que parece oportuna su transcripción literal, a continuación.

6.3.1. Materiales

– Naturaleza.

Los materiales a emplear pueden dividirse en tres grandes grupos:

- a) Materiales metálicos, entre los que se encuentran el acero, la fundición y el palastro revestido.
- b) Hormigón armado y pretensado.
- c) Fibrocemento y materiales ligeros, fundamentalmente plásticos.

6.3.2. Condiciones para la elección

La elección del material viene condicionada especialmente por tres factores:

- a) Resistencia a la corrosión, ya sea del agua del mar, del efluente o de corrientes galvánicas.
- b) Resistencia a las sollicitaciones mecánicas, debidas a las olas, las corrientes, la subpresión o las tracciones de puesta en obra.
- c) Su adaptabilidad al terreno, función de su peso, de sus posibilidades de ensamblaje y del número y tipo de juntas.

6.3.3. Selección de materiales

- a) Los materiales metálicos son adecuados para fondos rocosos, duros y desiguales, pero son muy sensibles a la corrosión, siéndolo menos la fundición.

La tubería de acero permite un lanzamiento fácil muy de considerar para el caso de tener que alcanzar grandes profundidades; pero precisa de una protección catódica.

La tubería de fundición, cuyo coste de adquisición es elevado, se emplea en su textura gris para pequeños diámetros y en su textura maleable para los grandes. Su empalme es por junta express.

La tubería de palastro precisa de protección interna (normalmente resina epoxy), de protección externa (revestimiento bituminoso, más fibra de vidrio, más hormigón) y de gran cuidado en las soldaduras del tubo para no dañar el revestimiento, empleando para ello junta esférica o soldadura a tope no completa.

En general, las tuberías soldadas, que permiten una eficacia de colocación en grandes longitudes, son difíciles de reparar cuando se averían. Su empleo está muy generalizado para diferentes diámetros y normalmente dan a largo plazo mejor resultado que las de plástico.

b) La tubería de hormigón, armado o pretensado, se emplea en aquellos casos en que es apropiado el método de colocación tubo a tubo, o para diámetros muy grandes en competencia con la de palastro revestido.

Deben emplearse juntas muy flexibles (ni bridas ni racores) con sellado por cordón de caucho o neopreno.

c) Los plásticos son apropiados para fondos blandos y hasta diámetros medianos, necesitando en general ir enterrados o anclados, e incluso protegidos en ciertas zonas por envolturas resistentes de acero, fundición y hormigón armado.

El cloruro de polivinilo (PVC) se utiliza frecuentemente para diámetros inferiores a 300 mm. corrigiendo su sensibilidad a la temperatura mediante revestimientos de poliéster y fibra de vidrio.

El polietileno de alta densidad se utiliza en función de sus propiedades anticorrosivas y su alta flexibilidad, con la debida densidad de anclajes por tratarse de un material ligero.

El poliéster es muy resistente a la corrosión y se emplea en diámetros grandes por su rigidez. El polipropileno permite hacer frente a elevadas temperaturas del efluente. Es preciso insistir en el hecho de que para un correcto comportamiento de estos materiales, su cimentación y anclaje deben ser muy cuidados: de otra forma se registran con facilidad roturas como lo demuestra la experiencia.

A veces se emplean soluciones mixtas. Un ejemplo lo constituye el tubo exterior de acero con otro interior de PVC, con lechada intermedia de mortero de cemento y protección de anillo de amianto en las soldaduras.

6.4. Cimentación y anclaje

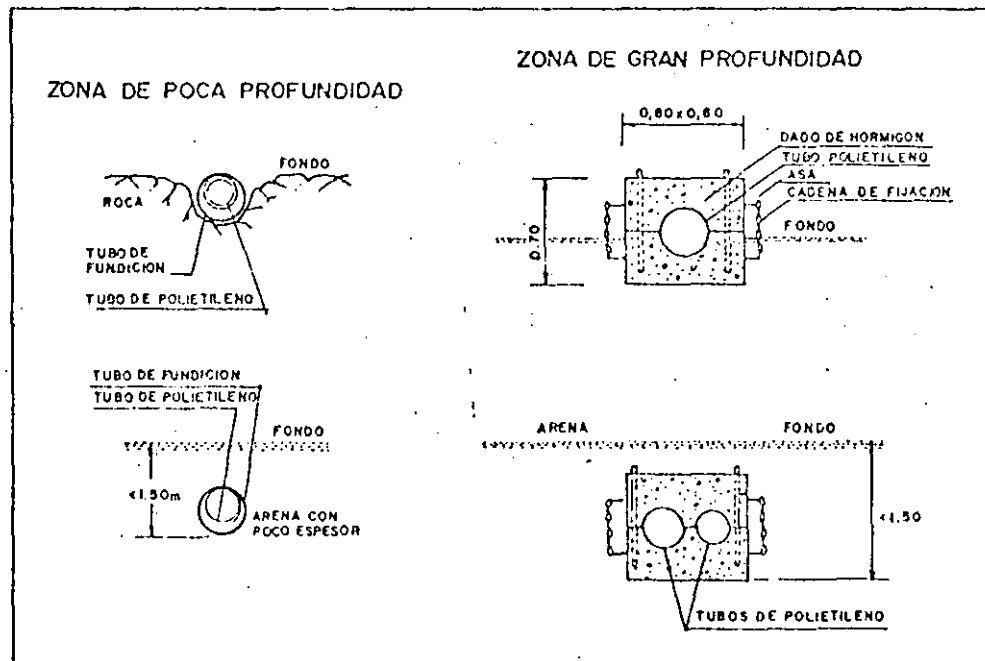
6.4.1. Disposición de la tubería

La tubería se coloca en el fondo del mar de varias maneras:

233

- Depositada simplemente, cuando el fondo es firme y el tubo tiene las características adecuadas de peso y resistencia.
- Enterrada y sin anclar, cuando reuniendo características adecuadas de peso y resistencia, el fondo no es lo suficientemente firme.
- Enterrada y anclada, cuando se da el caso anterior sin el peso y la resistencia debidos.
- Sin enterrar y anclada, para suelos intermedios y cuya falta de resistencia se suple con soportes adecuados (caso del pilotaje).

Fig. 302.



6.4.2. Resistencia a las solicitaciones

Para resistir las solicitaciones de la dinámica marina, la tubería debe ir enterrada hasta alcanzar 10 m de profundidad de agua en el Mediterráneo y 15 m en el Atlántico.

Las zanjas en material suelto deben calcularse con taludes del orden de 1:5 y a veces protegerlas con tablestacado recuperable en zonas no muy profundas. Hay que tener en cuenta que estas zanjas dragadas pueden cegarse con mucha rapidez. El espesor de cobertura debe oscilar entre un mínimo de 1 m y un máximo de 4 m dependiendo de las características y movilidad de los fondos. Se rellenan con el mismo material del fondo, grava u hormigón sumergido.

Cuando en zonas poco profundas y muy batidas no haya posibilidad de mantener zanjas abiertas en arena se debe recurrir a cimentar la tubería sobre pilotaje no superficial.

Fig. 303.—Fases de cimentación por pilote enterrado

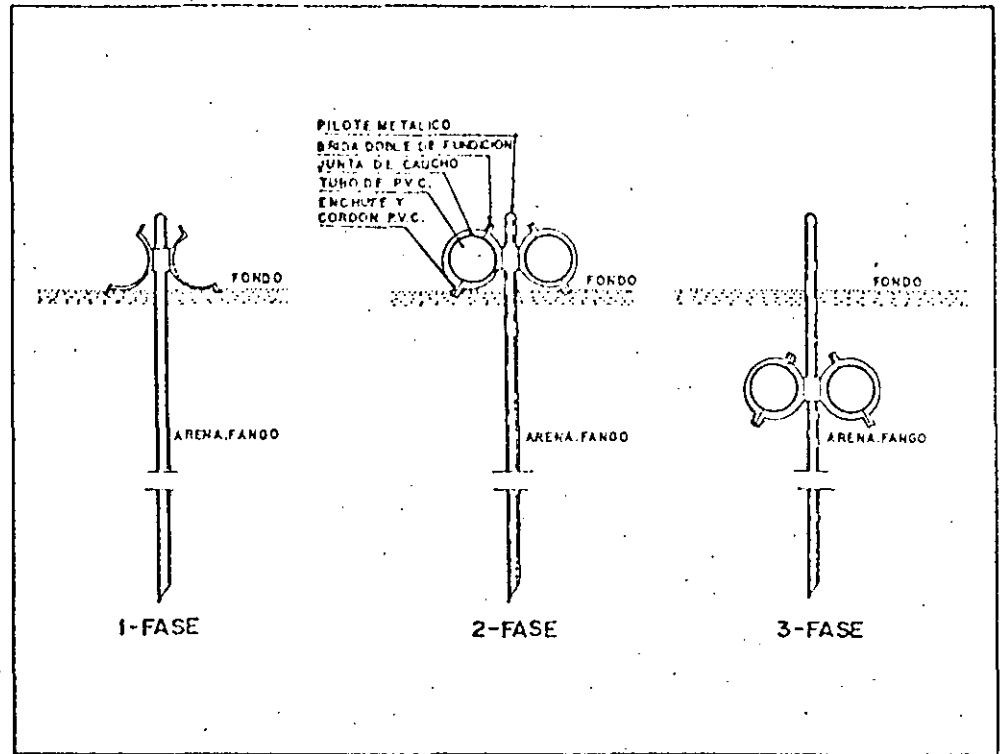
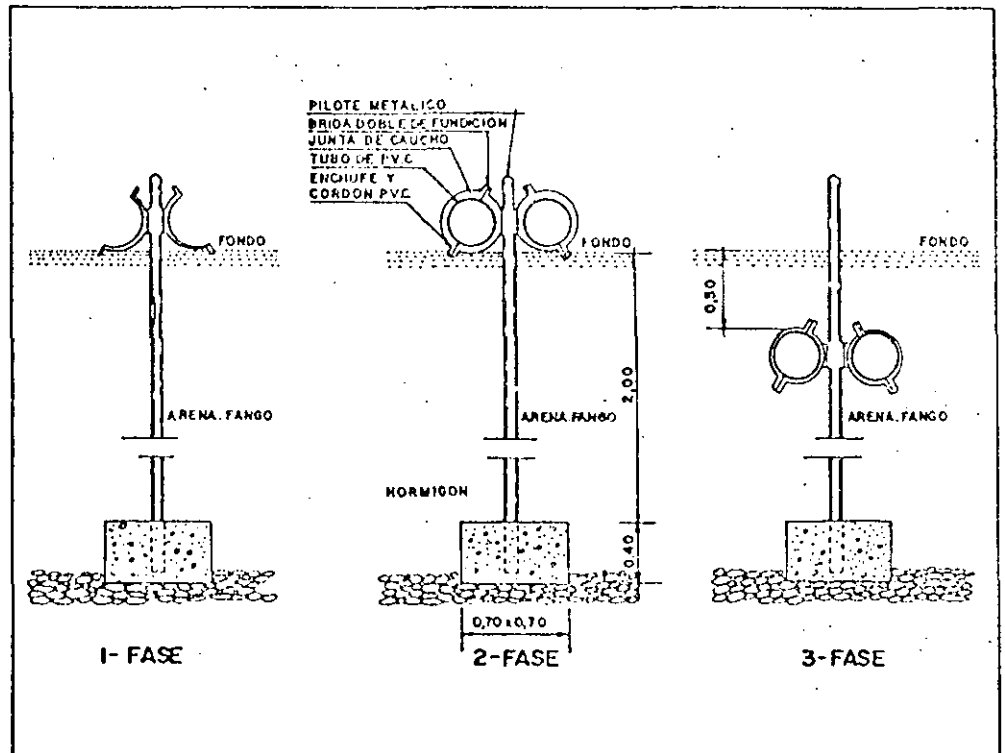


Fig. 304.—Fases de cimentación por pilote y anclaje enterrado



El enterrar la tubería es costoso, a veces del orden del valor del tubo, y no exime en ocasiones de tener que lastrar o anclar la tubería, siendo además costosas las reparaciones. Por otra parte la tubería no enterrada es muy vulnerable a las sollicitaciones externas, tales como las producidas por redes y anclas.

El peso de la tubería debe estar relacionado con la estabilidad del fondo, de forma que la tubería tienda a enterrarse; así la densidad del conjunto, teniendo en

cuenta el lastre, será $\geq 1,25$ en fangos y $\geq 2,5$ en arena gruesa.

Este peso debe cumplir la condición

$$f \times \Sigma (P-V) > H$$

siendo (P) el peso, (V) las fuerzas verticales, (H) las fuerzas horizontales y (f) el coeficiente de rozamiento, para que la tubería no precise de anclaje, suponiendo estable el fondo. Entre las fuerzas (H) se encuentran las debidas a arrastres y empujes de olas y corrientes.

En el caso de tuberías de palastro revestido exteriormente con hormigón y para prever un colapso de este material, se calcula la estabilidad del tubo teniendo en cuenta sólo el material metálico.

6.5. Construcción

La construcción del emisario depende fundamentalmente de la clase de materiales, los medios disponibles y las características de la costa en tierra.

Se emplean dos procedimientos:

6.5.1. Colocación tubo a tubo

La colocación tubo a tubo, en el caso de grandes diámetros y material muy pesado (hormigón), se realiza cuando no hay profundidades excesivas, mediante el procedimiento del pantalán de acompañamiento. Para profundidades grandes se utilizan las plataformas en sus múltiples variedades.

6.5.2. Colocación continua

La colocación continua, utilizada generalmente para emisarios sin juntas, reviste varias formas:

a) Por tracción desde el mar.

La tracción desde el mar, mediante una barcaza-cabrestante anclada, precisa de una zona apropiada en tierra y de una resistencia adecuada del tubo. Si existen grandes profundidades y el estado del mar es malo, se combinará con la flotación sumergida, llevando el tubo por el fondo, en ligero contacto con él, para eliminar resistencias y guiarlo mejor.

b) Por flotación.

El método de flotación se empleará con material ligero lanzando el tubo desde tierra y guiándolo en el mar con una ligera tracción. Si el estado del mar empeora, se procederá a hundir el tubo y a reflotarlo en el momento propicio para

seguir la operación. Se empleará preferentemente en aguas protegidas y para tuberías muy largas.

c) Por carrete desde barcaza.

El método del carrete se empleará bobinando sobre éste una tubería muy flexible y de pequeño diámetro y largándola paulatinamente desde una barcaza.

d) Por lanzamiento desde barcaza.

En el método del lanzamiento desde una barcaza, las soldaduras se realizarán en la barcaza, y ésta, desplazándose mar adentro, irá dejando caer la tubería en forma de S (por eso se llama método S). Se empleará especialmente para material de acero y grandes profundidades.

En todos estos métodos debe cuidarse especialmente del guiado y posicionado del tubo empleándose especialmente el método de rayos laser para marcar alineaciones largas.

También debe tenerse especial cuidado en alcanzar amplios radios de curvatura para no someter la tubería a esfuerzos indebidos.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS

INGENIERIA DE RIOS

SEPTIEMBRE, 1984

INGENIERIA DE RIOS.

- 1.- El río que se puede definir como un sistema de canales, a través de los cuales el flujo del agua se conecta directa o indirectamente por efecto de gravedad, de las partes más altas a las más bajas, siendo casi siempre esta el mar. Tiene como función anexa, la del transporte de sedimentos o en su caso el arrastre de estos en el fondo del lecho.

Los flujos que se presentan son, el laminar y el turbulentos, caracterizados estos por el No. de Reynolds para canales, de <250 y >600 respectivamente.

- 2.- El movimiento de partículas o granos a través del agua, se realiza en sentido o dirección del flujo.

La cuantificación de este transporte de partículas, puede ser medido o expresado en peso, volumen o unidad de tiempo, o sea el gasto de material que pasa a través de una sección en un período o unidad de tiempo determinado.

- 2.1 La iniciación del movimiento de las partículas, bajo la acción de fuerzas verticales y horizontales, se realiza debido:

a).- A la transmisión del esfuerzo tangencial.

b).- Acción directa del flujo sobre la partícula.

A).- Transmisión del esfuerzo tangencial.

En un principio de la Teoría de White, que se basa en las características del material, como son:

- d= diámetro del material
- n= coeficiente de abultamiento (empirico)
- ρ_s = densidad del material
- ϕ = ángulo de reposo.

$$\tau_0 \frac{d^2}{n} = \frac{\pi}{6} (\rho_s - \rho_w) g d^3 \tan \phi = \text{Condición de equilibrio.}$$

Esta condición de equilibrio se rompe con la introducción del esfuerzo cortante crítico τ_c y un coeficiente α , provocado por la desviación de la línea de acción del centro de gravedad: $\tau_c = \tau_0 \cdot \alpha$.

B).- Por otra parte, la acción directa del flujo sobre la partícula.

Es un principio de Shields, el cual se basa en la fuerza que actúa sobre la partícula debido a la velocidad del flujo, afectada de un coeficiente de arrastre que está función del No. de Reynolds.

$$\tau_0 d^2 \left[f \left(\frac{u_* d}{\nu} \right) \right] = \frac{\pi}{6} (\rho_s - \rho_w) g d^3 \tan \phi \quad \text{— condición de equilibrio}$$

Y considerando el esfuerzo cortante de equilibrio crítico (τ_c) :

$$\frac{\tau_c}{(\rho_s - \rho_w) g d} = f \left(\frac{u_* d}{\nu} \right) f \left(\frac{d}{\delta} \right)$$

3.- Los tipos de fondo.

La diversidad de éstos, se debe al incremento de la velocidad en el agua:

- a).- PLANO. Con velocidad baja del flujo y las partículas empiezan a rodar formando manchas.
- b).- RIPLES O RIZOS. Se presentan las manchas con pequeñas ondulaciones, presentando longitudes de onda y flecha.
- c).- DUNAS. Con mayor incremento de velocidad en el cual las partículas brincan en las crestas de las dunas, con el incremento de la rugosidad.
- d).- BARRAS. Se presentan las crestas lisas y empieza a bajar la rugosidad.
- e).- DESARROLLO DE UN LECHO PLANO CON CONSIDERABLE TRANSPORTE Y BAJA RUGOSIDAD. Este se presenta en función del número de Froude.
- f).- ANTIDUNAS. La forma de la configuración contraria a las dunas, pero presentan un incremento de rugosidad, debido al depósito material.

4.- La estabilidad de canales. Pretende que aunque exista el transporte de sedimentos, estos no se depositen, ni erosionen el canal que se diseña, para lo cual existen 2 teorías:

a).- Teoría del régimen (Kennedy, Lindley, Lacey, Inglis, Bose y Blench), que mediante el juego de secciones y velocidades, obtiene diferentes coeficientes.

b).- Teoría de la fuerza tractiva. Busca una estabilidad en la velocidad, la cual no sea tan lenta que deposite el sedimento, o tan rápida que lo erosione.

Ambas teorías tienen las siguientes variantes:

- Tipo de fondo.
- Tipo de canal.
- Tipo de sección.

5.- Cálculo del transporte de sedimentos.

La cantidad total de transporte de una cierta sección transversal de una corriente, es la cantidad de sedimento que pasa por la sección en la unidad de tiempo.

$$T = T_s + T_b$$

donde:

T = Transp. total

T_s = Transp. en suspensión

T_b = Transp. por el lecho.

5.1.- Transporte por el Lecho (T_b).

Existen 2 grupos de ecuaciones:

- Unas con parámetros en función del flujo:
 $\nabla, S, h, I, Q, R, \dots, C_s \cdot f(z)$, turbulencia y consecuencias.
- Otras con parámetros en función del sedimento:
 ρ_s, d , forma, distribución granulométrica, - propiedades cohesivas y forma del lecho.

Todas las fórmulas que se generan, parten de un parámetro para el cual no existe transporte de sedimentos:

$$\begin{aligned} \bar{\sigma} &\rightarrow \bar{\sigma}_c \\ q &\rightarrow q_c \\ \bar{u} &\rightarrow \bar{u}_c \end{aligned}$$

La formula más antigua, es la de Du Bois (1879)-

$$q_b = C_s \bar{\sigma} (\bar{\sigma} - \bar{\sigma}_c) \quad [T_b \dots \mu^*]$$

Donde: q_b = Cantidad de transporte en volumen por cantidad de ancho y tiempo

C_s = Coeficiente $f(b)$ (ancho del canal)

$\bar{\sigma}_c$ = valor de $\bar{\sigma}$, cuando $q_b = 0$

a partir de la cual varios investigadores como - Roose, Straub, Shields, Meyer - Peter y Muller-Kalinske, Einstein y Frijlink, proporcionaron -- fórmulas para cuantificar el transporte, en base a los diversos parámetros que consideraron.

5.2.- Transporte en suspensión (T_s).

Para este caso Einstein (1950) proporcionaron 2-
métodos de cuantificación:

- Con la ayuda de gráficas.
- Por medio de una integración numérica del producto de la concentración promedio en un punto y la velocidad:

$$T_s = \int_{z_0}^h \bar{c}_z \cdot \bar{u}_z \cdot dz$$

Para el mismo caso, Lane y Kalinske (1941) propusieron una fórmula simplificada, que el mismo tiempo diera un valor finito en el nivel del Lecho, mediante una distribución exponencial de la velocidad:

$$T_s = \int_0^h c \cdot u \cdot dz = q \bar{c}_a P e^{15 \frac{a}{h} \cdot \frac{w}{\sqrt{g h^3}}}$$

BIBLIOGRAFIA.

APUNTES DE CLASE DE INGENIERIA DE RIOS Y COSTAS

con el Ing. José H. Aguilar A.

UIA 1975

CAUSES ESTABLES.

R. Springall G

Inst. de Ing., UNAM

Pub. 157, Méx. 1968

CRITERIOS GENERALES DE OBRAS FLUVIALES.

Apuntes del Ing. José H. Aguilar, A.

ESTUDIO REGIONAL DE LA LAGUNA MADRE, TAMAULIPAS.

Méx. 1967

INGENIERIA DE LOS RECURSOS HIDRAULICOS

Ray K. Linsley & Joseph B. Francini

Ed. CECSA, Méx. 1974

MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES

Comisión Federal de Electricidad.

Inst. de Invs. de la Industria Eléctrica

Méx. 1969

OPEN CHANEL HYDRAULICS.

Ven Te Chou

Ed. McGraw-Hill.

OCEANOGRAPHICAL ENGINEERING.

R.L. Wiegel.

E.D. Prentice Hall

PROTECCION DE COSTAS, PLANIFICACION Y DISEÑO.

Ejército de los EE.UU.

Centro de Investigación de Ingeniería de Costas

Reporte Técnico No. 4 Tercera edición. 1973.

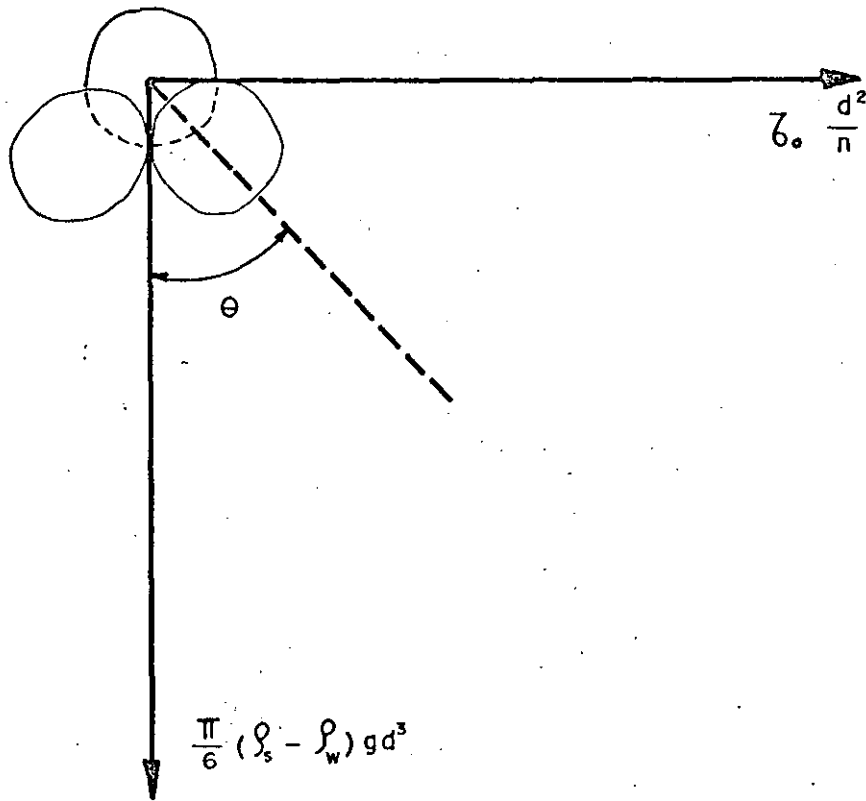
COSTAL ENGINEERING 2

R. SILVESTER.

PORT ENGINEERING.

Per Brun.

Gulf publishing Co. 1974.

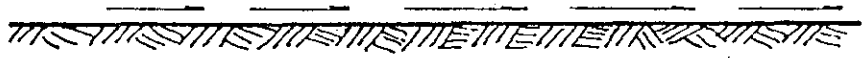


$$z_0 d^2 \left[f \left(\frac{u_* d}{\nu} \right) \right] = \frac{\pi}{6} (\rho_s - \rho_w) g d^3 \tan \theta \quad \text{--- CONDICION DE EQUILIBRIO.}$$

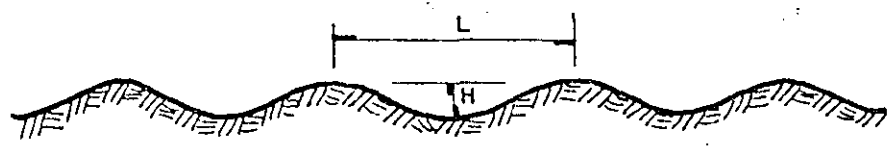
INICIACION DEL MOVIMIENTO DE UNA PARTICULA



PLANO



RIPPLES
O
RIZO



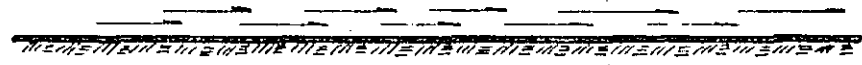
DUNAS



BARRAS



PLANO
CON BAJA
RUGOSIDAD



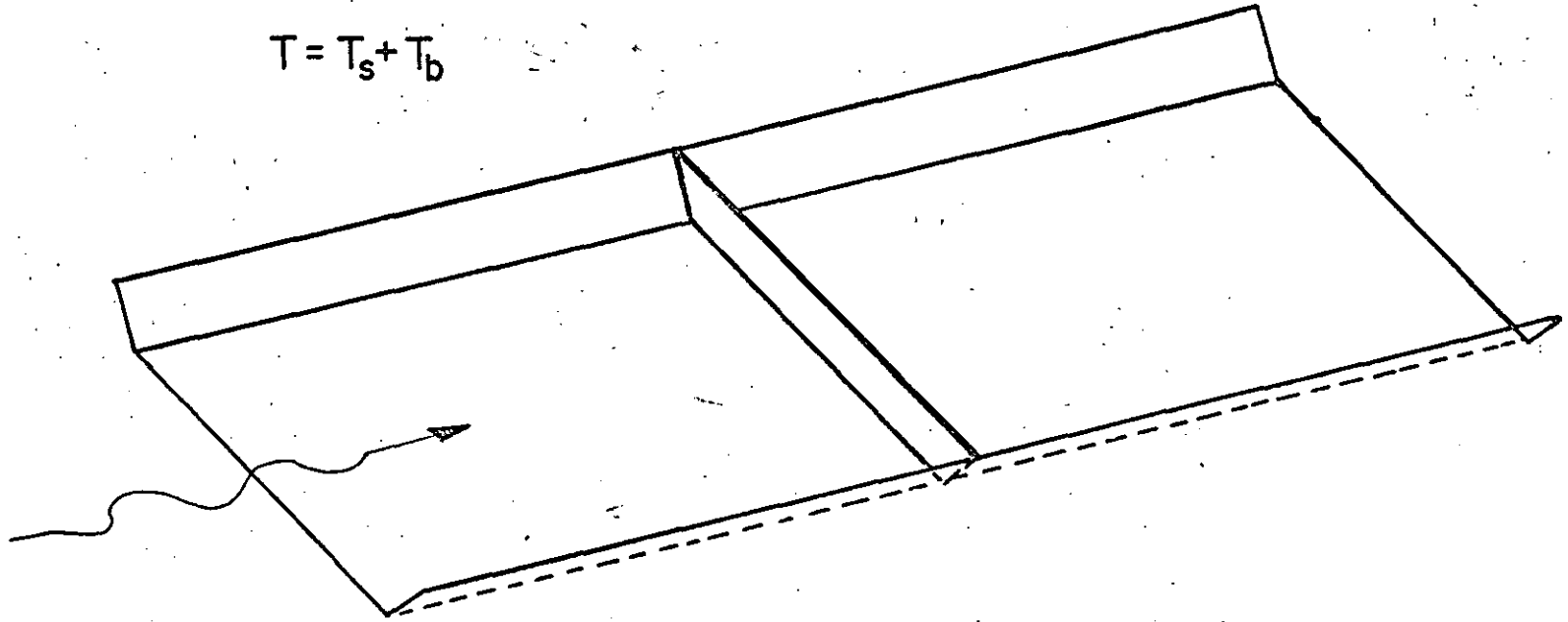
ANTIDUNAS



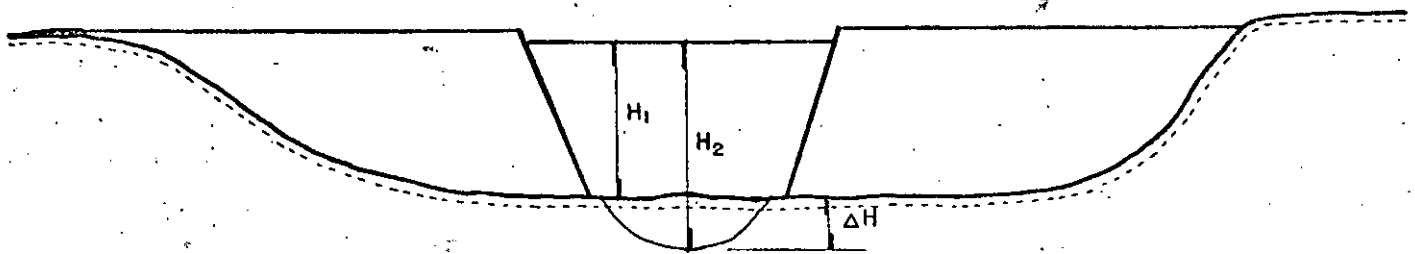
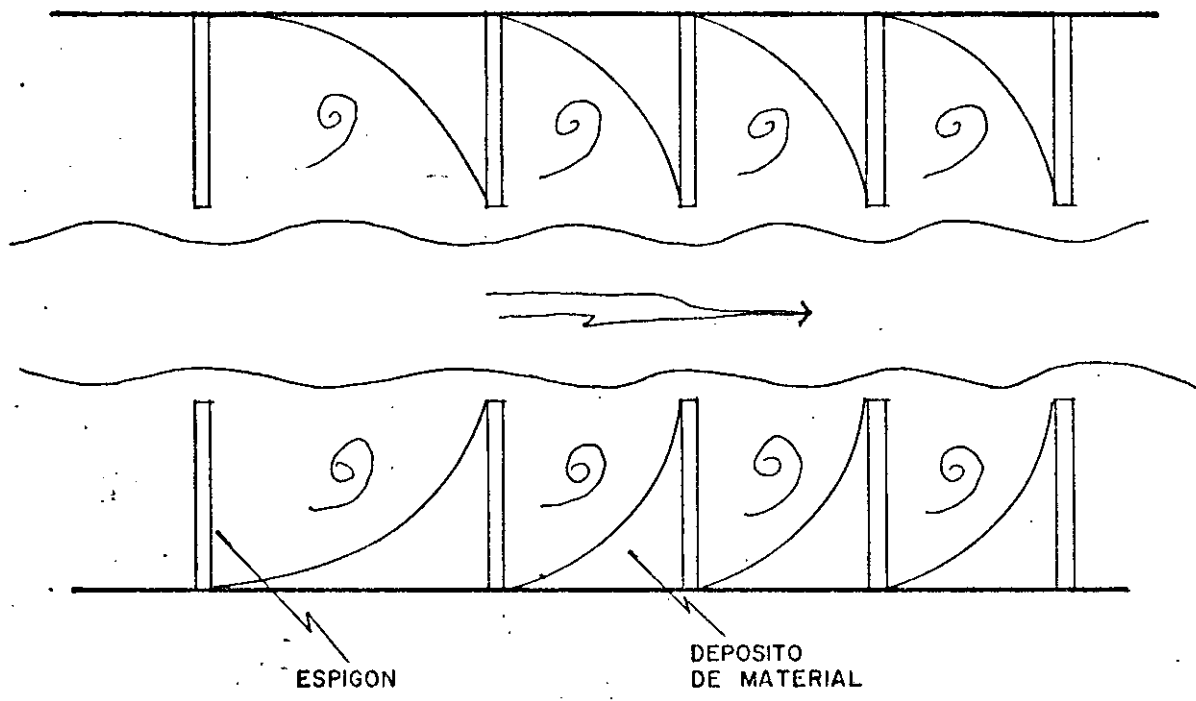
TIPOS DE FONDO



$$\tau = \tau_s + \tau_b$$

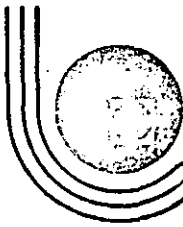


TRANSPORTE DE SEDIMENTOS



APLICACION DE ESPIGONES





DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS

OBRAS EXTERIORES

ING. J. GUILLERMO MACDONEL

SEPTIEMBRE, 1984

OBRAS EXTERIORES

J. Guillermo Macdonel *

1. ANTECEDENTES

En virtud de la creciente necesidad de materias primas por parte de los países desarrollados y de productos elaborados por los restantes, el desigual reparto de estas materias primas sobre la superficie de la tierra, lo cual obliga a la realización de transportes masivos desde los centros productores hasta los consumidores y por otras muchas razones, se ha originado la creación de una red de transportes que cubre toda la superficie terrestre.

Esta red forma una verdadera cadena, cuyos eslabones son los distintos medios de transporte o manipulación, pudiendo estos ser del tipo sencillo (unión de dos puntos por un transporte terrestre) o el de máxima complejidad cuando se trata de unir dos lugares situados en continentes diferentes, realizando la transferencia de mercancía entre los distintos modos de transporte.

Por lo anterior, es un tanto difícil definir a un puerto, sobre todo tratando de encerrar en una definición la misión del puerto conteniendo todas sus facetas. Podríamos entonces decir que:

"Puerto: Es el conjunto de obras, instalaciones y organizaciones, que permite al hombre aprovechar un lugar de la costa más o menos favorable, para realizar las operaciones de intercambio entre el tráfico marítimo y terrestre, atender a las necesidades de los medios de transporte y facilitar el desarrollo de cuantas actividades con

* Ingeniero Civil. Director General de Puertos Industriales.
Comisión Nacional Coordinadora de Puertos.

61 relacionadas se instalen en su zona"

Los puertos pueden clasificarse de muy diversas maneras, dependiendo entre otros muchos factores del emplazamiento o localización. En algunas ocasiones, la localización del puerto es tal, que la naturaleza proporciona en forma completamente natural, condiciones para que los barcos puedan navegar, y al mismo tiempo tener la protección que es requerida para poder hacer las operaciones de carga y descarga.

En algunas otras ocasiones, es necesario crear las condiciones de navegabilidad y abrigo por medio de obras de ingeniería, - las que en terminos generales son bastante costosas.

2. CLASIFICACION DE LAS OBRAS PORTUARIAS

Tratando de esquematizar de una manera general al puerto, podemos decir que este queda integrado por las siguientes zonas: (fig. 1 y 2)

2.1. Zona marítima

- Zona de acceso y maniobra
- Areas de abrigo y fondeo
- Esclusas y dársenas

2.2 Zona marítima y terrestre protuaria

- Areas de atraque
- Muelles
- Terraplenes de primera línea para operaciones

2.3 Zona terrestre portuaria.

- Zona de bodegas de tránsito y almacenamiento
- Enlaces viales
- Segunda zona de almacenamiento
- Zona auxiliar

Para los fines de esta conferencia nos interesa con detalle la zona marítima, la que con las obras de acceso, abrigo y dársenas constituyen lo que genericamente se conoce con el nombre de OBRAS EXTERIORES.

3. OBRAS DE ACCESO Y MANIOBRA

El diseño de las obras de acceso y maniobra en la época actual debe tomar muy en cuenta los grandes cambios que el tráfico marítimo ha sufrido en los últimos años. Como es de todos conocido, los barcos han ido creciendo en tamaño y ahora es de lo mas natural hablar de barcos con portes de 100,000 TPM hasta - 500,000 TPM. Es lógico suponer entonces que, estos barcos requerirán de áreas y distancias de frenado mayores que los más pequeños. Así mismo, la maniobrabilidad de ellos requiere de áreas mayores para mantener la seguridad en todas las operaciones.

Es pues muy importante que para el diseño de este acceso se defina con mucho cuidado el "barco de proyecto"; con lo que quedarán definidas la "eslora", "manga" y "calado" respectivos.

Por otra parte, también deberán establecerse las condiciones de operatividad del puerto, entre las cuales se pueden mencionar:

- marcas: astronómicas y de tormenta.
- viento
- Oleaje
- Corrientes
- Visibilidad

3.1 Profundidad del canal de acceso.

La profundidad en el canal de acceso es una función de los siguientes factores:

- Calado del buque. Se deberá elegir siempre el de plena-carga.
- Sentado del buque por efecto de oleaje. (squat)

Este fenómeno se presenta cuando el buque entra en aguas bajas y que consisten en el hundimiento que este sufre por el incremento en la altura de ola. Este fenómeno se ha estudiado y es posible establecer este valor de una manera empírica. (Fluctúa entre 0.5m a 1.0m para barcos de 40 000 TPM a 250,000 TPM respectivamente)

- Oleaje de operación. El que en términos generales depende del regimen medio anual, pero que podría considerarse $H= 3.0$ m.
- Resguardo bajo la quilla, el cual permite dejar un espacio para que el barco pueda gobernar adecuadamente y con seguridad. (0.5 m en fondo arenoso 1.0 m en fondo rocoso)
- Aterramiento y dragados; los cuales en virtud de que son difíciles de precisar, deberán dejar un espacio libre como factor de seguridad en la profundidad. (0.5m)

En forma resumida, en la fig. 3 siguiente se indican los factores anteriores.

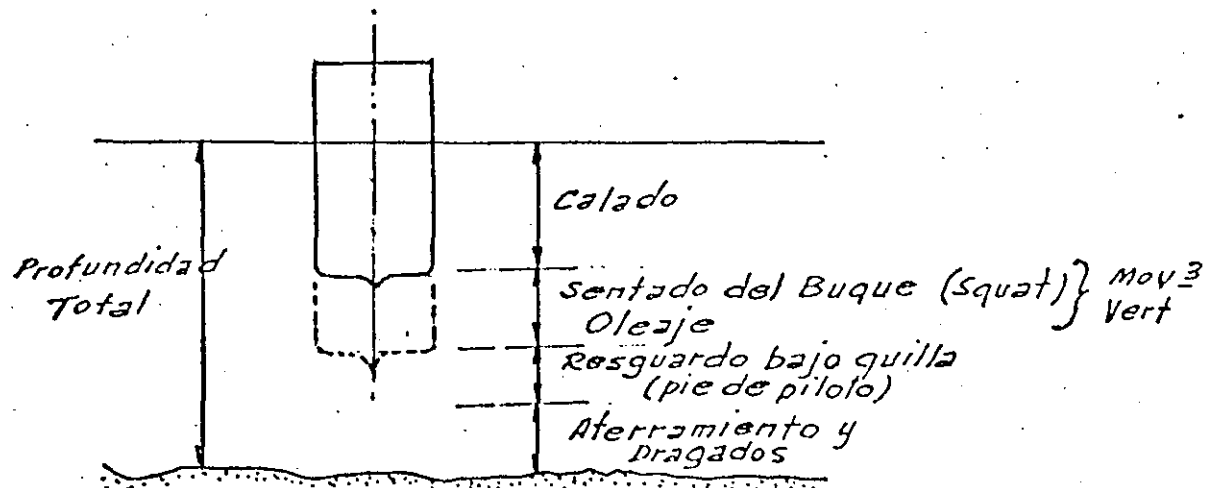
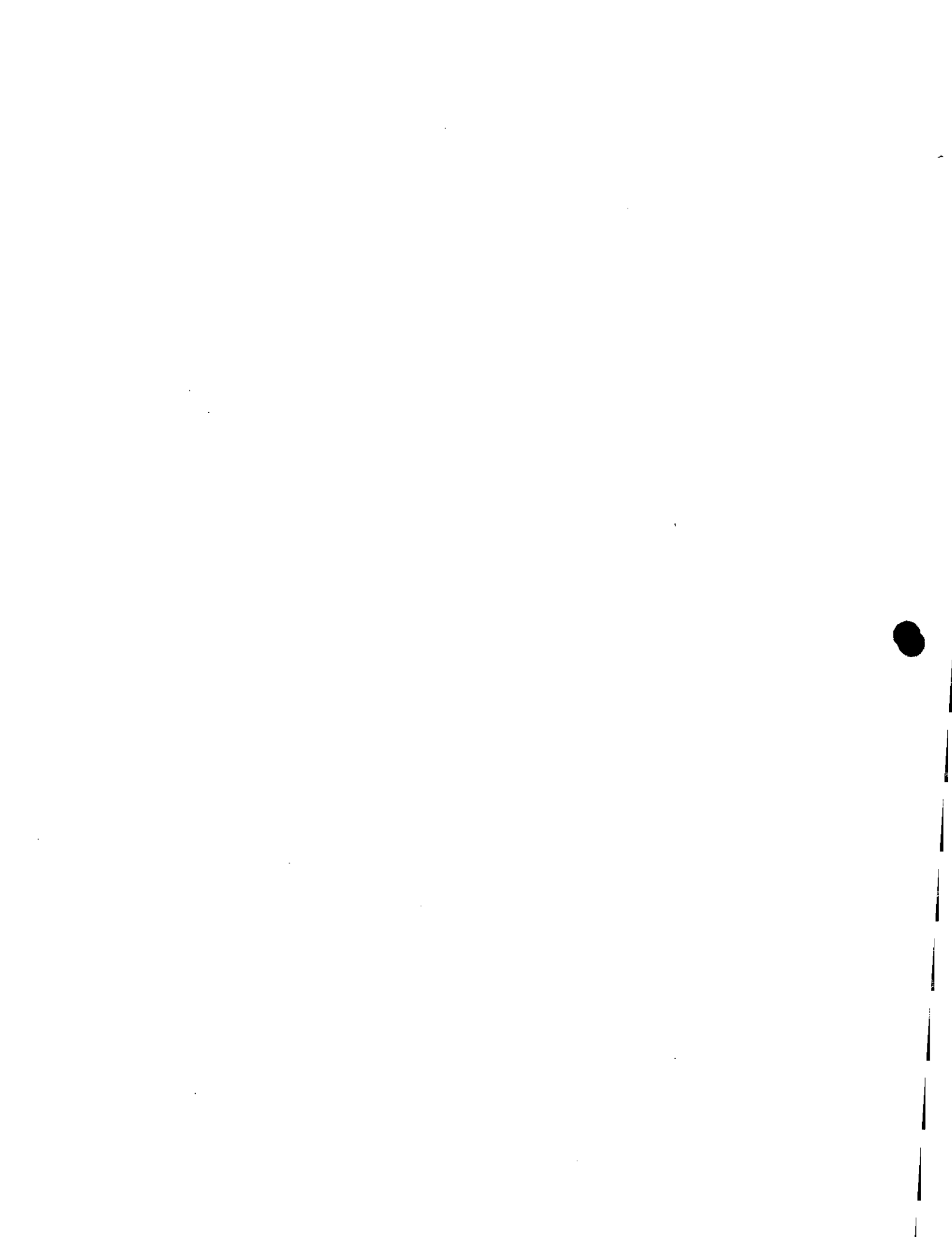


Fig. 3. Profundidad del Canal de Acceso



3.2 Ancho del Canal de Acceso

El ancho del canal de acceso depende también de varios factores, entre los cuales podemos mencionar:

- La manga, velocidad y maniobrabilidad del barco de diseño
- El número de sentidos de navegación
- La profundidad del canal
- El trazo en planta del canal
- La estabilidad de los taludes del canal
- Los vientos, corrientes y oleajes de través al eje del canal.

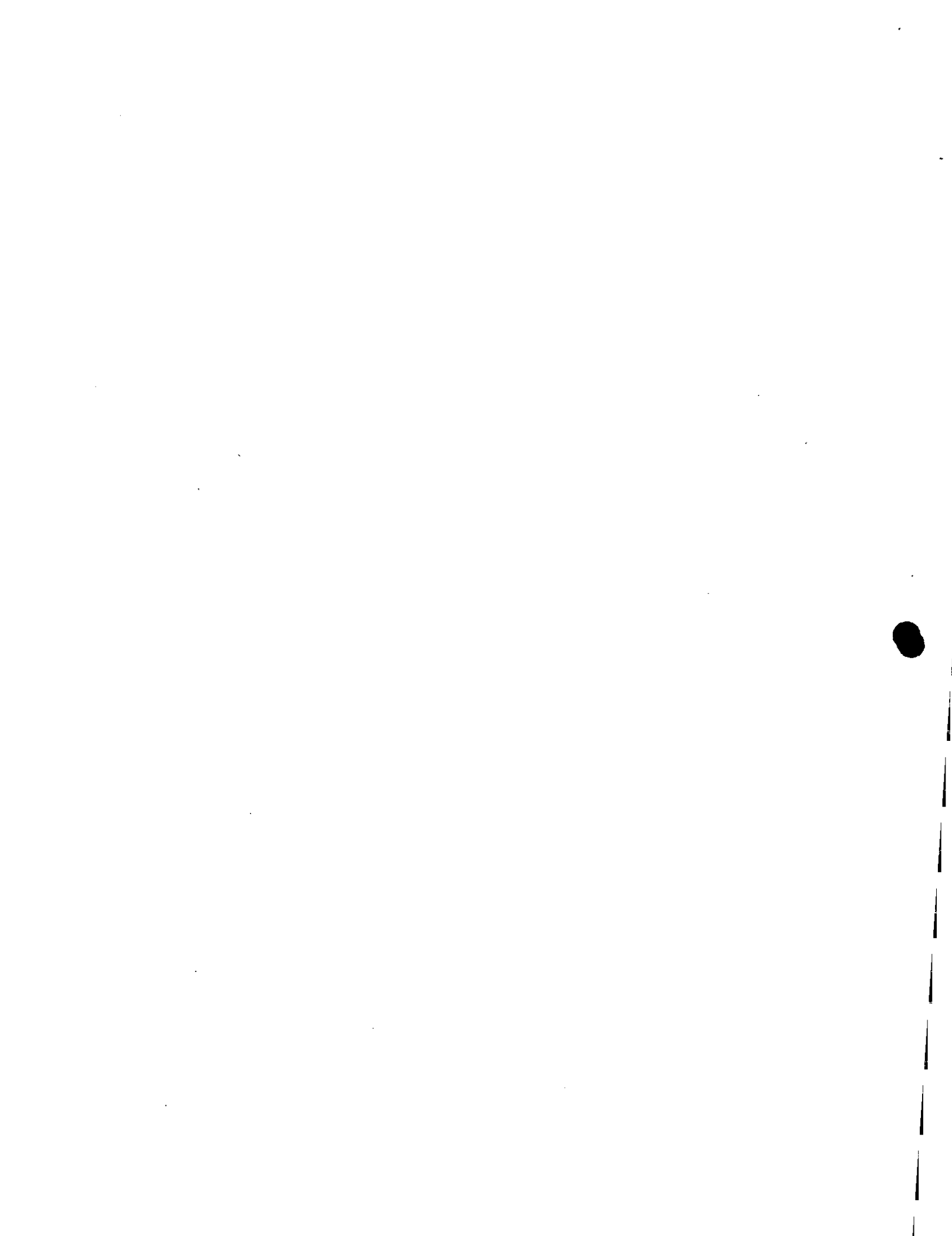
En términos generales no se recomienda que los canales de acceso permitan dos líneas de navegación y se sugiere que el ancho en la plantilla no sea menor de 5 veces la manga del barco de diseño.

De todas maneras, el ancho final, así como también la profundidad deberán ser analizadas en modelos especiales de maniobrabilidad.

3.3 Trazo del Canal de Acceso.

El canal de acceso debe trazarse de tal manera que la navegación se realice sin maniobras difíciles que sean originadas por corrientes transversales a dicho canal,

El trazo ideal del canal de acceso es el rectilíneo, lo cual es casi siempre difícil, ya que las batimetrías en general son irregulares y hacen por lo tanto necesario el cambio de dirección.



de preferencia, la dirección del canal deberá ser la misma que la del temporal, para que los anchos sean los mínimos.

En el caso de requerirse curvas, estas deberán ser muy amplias y los radios de cuando menos cinco esloras del barco de diseño.

En estas curvas, el ancho del canal también deberá ser incrementado en un ancho adicional igual a $\frac{L}{40}$, donde L es la eslora del barco.

Para mayores detalles en el dimensionamiento, se refiere al lector a la siguiente publicación:

" Big Tankers and Their Reception". Final Report 1974. Permanent International Association of Navigation - - Congresses."

4. OBRAS DE ABRIGO Y FONDEO

El abrigo necesario para los puertos ha de conseguirse mediante unas obras que impidan la acción del mar (salvo en los casos en que se trate de puertos naturales) y que al mismo tiempo cumplan con las condiciones necesarias en la entrada, evolución y giro; y que dejen superficie abrigada suficientemente.

De acuerdo con su trazo en planta podemos agrupar a los diques de abrigo en los siguientes tipos principales.

- Diques paralelos a la costa. (figura 4)
- Puede ser de dos tipos: dique arrancado desde la costa o dique aislado abierto por los dos extremos.
- Diques Convergentes (fig. 5)

Este tipo de diques se utilizan en los puertos en que las profundidades se encuentran alejados de la costa, en donde existen algunos problemas de acarreo litoral, etc. Tiene el inconveniente de que si no se proyectan con la debida amplitud, el puerto puede quedar saturado en poco tiempo.

Tambien tienen el inconveniente de que permiten el paso del oleaje, no existiendo zona totalmente abrigada; en cambio ofrecen facil entrada al barco.

- Diques convergentes con antemurales

En algunos puertos con diques convergentes, donde los morros están muy separados entre sí dejando una boca muy amplia y poco abrigo, en vez de prolongar uno de los diques se prefiere dejar dos bocas a base de construir delante otro dique aislado.

Este tipo de diques presentan muchos inconvenientes para la navegación y son poco empleados.

- Diques paralelos entre si.

Se usa esta disposición de diques en los puertos creados avanzando sobre tierra o bien en las desembocaduras de ríos navegables. Ofrecen muchos inconvenientes, con azolvamientos importantes, malas condiciones a la navegación penetración de la -- agitación.

Las obras de abrigo, de acuerdo a las características de la estructura que la constituye las podemos clasificar como sigue:

- Diques rompeolas. (fig. 8) (a talud)

Este tipo de dique ofrece grandes ventajas desde el punto de vista constructivo, pocos peligros de destrozos y averías, facil reparación de las que se originen , bajas cotas de corona-



nación, aunque en cambio requieren la existencia de canteras en lugares mas o menos próximos, pues en caso de no existir, es necesario utilizar elementos prefabricados en las capas exteriores, lo cual hace que se incremente el costo y el plazo de ejecución.

Por otra parte, tambien tienen el inconveniente de que resta superficie util a la zona abrigada, por la gran longitud de taludes.

- Diques Verticales (fig. 8)

El empleo de este tipo de dique es menos común que el rompeolas a talud mencionado anteriormente, por las condiciones especiales de cimentación y profundidad, debiendo esta última ser mayor de 2 H para evitar que las olas rompan contra ellos. Estos diques estan constituidos por grandes cajones de concreto, que se llevan flotando hasta el sitio de colocación en donde se hunden y se rellenan con arena. Tienen la ventaja de no requerir de canteras en las proximidades, y la relativa rapidez de construcción. Pueden además utilizarse como atracaderos, ya que presentan paramento vertical; aunque sus anchos no permiten que sobre la corona se realicen operaciones de carga general.

- Diques Mixtos.

Este tipo de dique utiliza enrocamientos en la base y cajones de concreto sobre estos, y su uso se restringe a profundidades en donde se obliga a romper al oleaje sobre el enrocamiento y la energía que queda se refleja con el muro vertical.

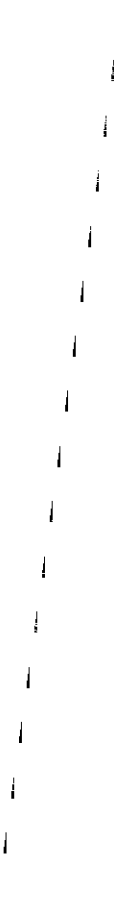
5. ESTABILIDAD DE DIQUES A TALUD

Una estructura de enrocamiento a talud se compone de varias capas de rocas colocadas al azar, protegidas con una coraza, que bien puede ser de piedra o de elementos de concreto con determinada forma. Los elementos de la coraza deben colocarse de una manera ordenada, a fin de que se logre una buena interconexión entre cada una de las unidades individuales,

El fenómeno que se presenta sobre los taludes de las obras, y las fuerzas que se generan, no es posible analizarlas de una manera teórica, sino que el problema se ha resuelto en una forma empírica y los resultados que se pueden obtener han sido satisfactorios. Desde luego, siempre es conveniente analizar los casos particulares por medio de modelos hidráulicos de estabilidad, tanto en dos como tres dimensiones.

Los factores que deben tomarse en cuenta para el diseño son los siguientes: las características de oleaje en aguas profundas, la profundidad del agua en el extremo de la estructura, la batimetría y el peso específico del agua en donde se construirá la obra.

De los factores anteriores, uno de los importantes es la profundidad, ya que ésta determinaría si la estructura estará sujeta a oleaje rompiente, no rompiente o ya roto para una determinada condición. Por otra parte, también la altura de la ola depende de la profundidad por el efecto de los fenómenos de refracción y fricción de fondo.



También, la profundidad a la que se encuentra ubicada la estructura se puede ver modificada por otros efectos tales como las mareas astronómicas y las mareas de tormenta.

Por todo lo anterior, se puede observar la importancia de estos efectos que son función de la profundidad y que deberán ser tomados en cuenta para un buen diseño. Es importante recordar que las condiciones de diseño para una estructura tendrán que ser más estrictos si no se pueden permitir fallas que conduzcan a altos costos de mantenimiento.

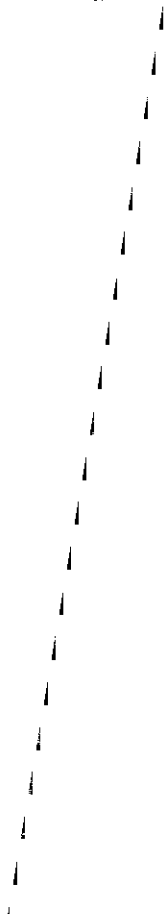
6. OLEAJE DE DISEÑO

El otro factor fundamental para el diseño de estas obras es el relativo a las características del oleaje; el cual se puede obtener de muy diversas maneras, ya sea de estudios de medición directa, de información proporcionada por alguna agencia hidrográfica, o de predicción basada en condiciones meteorológicas.

Generalmente la altura de la ola de diseño para una estructura de enrocamiento a talud es menor que la máxima dentro de una distribución de alturas (generalmente la altura significativa); y esto es debido a que en caso de existir una falla debida a oleaje mayor, ocurre en una forma progresiva y el desplazamiento de elementos de la coraza y su pérdida, no significaran una pérdida completa de protección. Sin embargo, puede en ocasiones utilizarse la máxima altura del tren y de esa manera no permitir daño alguno.

En algunas otras ocasiones, la altura de ola de diseño es la que puede ocurrir a la profundidad a que llega la obra, es decir, este es el criterio de la máxima ola que puede romper a esa profundidad.

Como es sabido, para una ola periódica que avanza sobre un fondo con pendiente, eventualmente se vuelve inestable y rompe y la altura y profundidad de rompiente, son una función de la pendientes de la playa y de la relación de esbeltez en aguas profundas. Para el caso de olas periódicas que se propagan



en agua de profundidad constante, la altura y profundidad de rompiente es función solamente de la relación de esbeltez. Para el caso de ondas de tipo solitario, en aguas de profundidad constante, el criterio de rotura es independiente de la relación de esbeltez, y de acuerdo con Mc Cowan la máxima altura de ola en la rompiente es

$$H_b = 0.78 db \quad (1)$$

De acuerdo con Keulegan y Patterson

$$H_b = 0.73 db \quad (2)$$

La ecuación (1) se ha utilizado para olas periódicas a profundidad constante, o cuando la pendiente de fondo es pequeña y la relación $d/L < 0.1$

7. DISEÑO DE UN ENROCAMIENTO A TALUD

El diseño de un enrocamiento a talud consiste en determinar tanto los pesos como espesores de las capas que los constituyen.

En las figuras 9 y 10 se muestran diferentes tipos de enrocamientos a talud, en donde se tienen diferentes condiciones de diseño, tales como ola rompiente, o no rompiente, con overtopping o sin él, etc.

Hasta el año de 1930, el diseño de estas estructuras se basaba exclusivamente en la experiencia y conocimiento específico del sitio donde se construirían. Posteriormente se desarrollaron fórmulas empíricas que proporcionan los pesos de los enrocamientos para resistir ciertas condiciones de ola de diseño.

Dentro de las investigaciones que iniciaron en forma racional estos análisis podemos mencionar a Iribarren (1938, 1950) y más recientemente a Hudson (1953, 1959 a 1961) el cual hizo investigaciones extensas en el U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station (WES) y desarrolló una fórmula que determinará la estabilidad de este tipo de estructuras. Esta fórmula se basó en un extenso programa de ensayos en modelo hidráulico y es la siguiente:



$$W = \frac{W_r H^3}{K_d (S_r - 1)^3 \cot \theta} \quad (3)$$

donde:

W = Peso en Kg. de cada unidad en la capa de coraza. Cuando la coraza está compuesta de dos capas de enrocamiento, el peso puede variar entre $0.75W$ a $1.25W$ con un 75% de las piedras pesando más que W .

W_r = Peso específico de la unidad de coraza en kg/m^3 .

H = Altura de la ola de diseño en el sitio en metros.

S_r = Gravedad específica de la unidad de coraza

$$S_r = \frac{W_r}{W_{\text{agua}}} = \frac{2560}{1026} = 2.495$$

θ = Angulo de la pendiente de la estructura medido de la horizontal en grados.

y

K_D = Coeficiente de estabilidad que varía principalmente con la forma de las unidades de la coraza, rugosidad y grado de interconexión logrado durante la construcción (En la Tabla 1 se muestran los valores recomendados para el diseño).

La expresión anterior (3) nos fija entonces el peso de los elementos, sean estos de enrocamiento natural o de concreto prefabricados.

Estos elementos prefabricados se han desarrollado en virtud de que en algunas ocasiones, dada la carencia de roca en las proximidades de la obra, es preferible fabricarlos. En la Figura 11 se muestran algunos de estos elementos, en la Figura 12 las especificaciones del Tetrápodo y en la Tabla 2, los tipos existentes a la fecha, el País en donde se ha desarrollado y la patente, en caso de existir.



En relación con el coeficiente K_D que se muestra en la Tabla 1, podemos indicar que no considera daño permisible en la estructura. Sin embargo, a fin de poder tener inversiones iniciales menores es posible considerar en el diseño que se podría aceptar un por ciento de daño, lo que equivale a un gasto de mantenimiento anual. Esto lo podemos lograr aumentando los valores de K_D de acuerdo a lo que nos muestra la Tabla 3.

Se hace notar que no existe problema en aumentar un poco el valor de K_D en virtud de que durante la construcción existen asentamientos y reajustes en la interconexión de elementos que pueden hacerla más estable que la estructura original.

En la tabla 3 se muestran los resultados de las pruebas de daño donde H/H_{DW} y K_D son funciones del por ciento de daño D .

En la tabla H es la altura de ola significativa correspondiente a un daño D ; H_{DW} es la altura de ola significativa para condición de no daño y K_D el coeficiente de estabilidad correspondiente para la condición de daño seleccionada.

Ejemplo:

Si un enrocamiento rugoso a talud de 2 capas en coraza, para una condición de ola no rompiente y no overtopping tiene una ola significativa $H_{DW} = 2.4m$ y $K_D = 4$; encontrar:

- Porcentaje de daño producido por una ola de 2.70m.
- Porcentaje de daño producido usando $K_D = 8.2$ en el análisis de estabilidad.
- ¿Cuáles serán los valores de H y K_D para un daño de 30-40 %.

$$a) \quad H/H_{DW} = \frac{2.70}{2.40} = 1.125$$

El valor de D queda comprendido entre 10% y 20% pero más cerca de 10%.

- b) Si $K_D = 8.2$ D estaría entre 15% y 20%
- c) Si $D = 30-40\%$

De la tabla 3

$$\frac{H}{H_{DW}} = 1.47 \quad K_D = 12.4$$

$$H = 1.47 H_{DW} = 1.47 \times 2.4 = 3.53 \text{ m.}$$

Un factor muy importante a considerar es el relativo al peso específico de las unidades de coraza; ya que la estabilidad de la estructura es función directamente de éste. En el caso de la piedra natural, los pesos específicos son muy variables, dependiendo del tipo de roca, y otros factores. En el caso de los concretos, ocurre una cosa similar; y así podemos tener diferentes tipos de acuerdo al agregado utilizado.

En la Figura 13 se muestra dicha variación tanto para concreto como piedra natural.

Ejemplo:

Una unidad de 24 toneladas de concreto se requiere para proteger un rompeolas. El peso así determinado se hizo en base a un concreto con $W_r = 2300 \text{ Kg/m}^3$ encontrar.

¿Cuál sería el peso del elemento para un

$$W_r = 2200 \text{ kg/m}^3 \text{ y } W_r = 2700 \text{ kg/m}^3.$$

Usando la fig.13

Para W_r	2200	$f = 1.38$
W_r	2700	$f = 0.62$
W_r	2300	$f = 1.18$

Entonces para $W_R = 2200 \text{ kg/m}^3$

$$W = 24 \times \frac{1.38}{1.18} = 28 \text{ ton.}$$

$$\text{Si } W_R = 2.700 \text{ kg/m}^3$$

$$W = 24 \times \frac{0.62}{1.18} = 12.6 \text{ ton.}$$

8. ALTURA Y ANCHO DE LA CORONA

La altura de una estructura como la que hemos analizado hasta ahora depende de si se permite el que exista "overtopping" (salto de la ola) sobre ella.

La existencia o no de este overtopping depende del fenómeno de "run up" (lamido de la ola) y este a su vez depende de la pendiente, porosidad y rugosidad de la capa de coraza.

Cálculo del "run up"

Para calcular este efecto, se han realizado estudios muy completos en modelo hidráulico y los resultados se muestran en las Figuras 14 a 18.

En éstas, la nomenclatura utilizada es la siguiente:

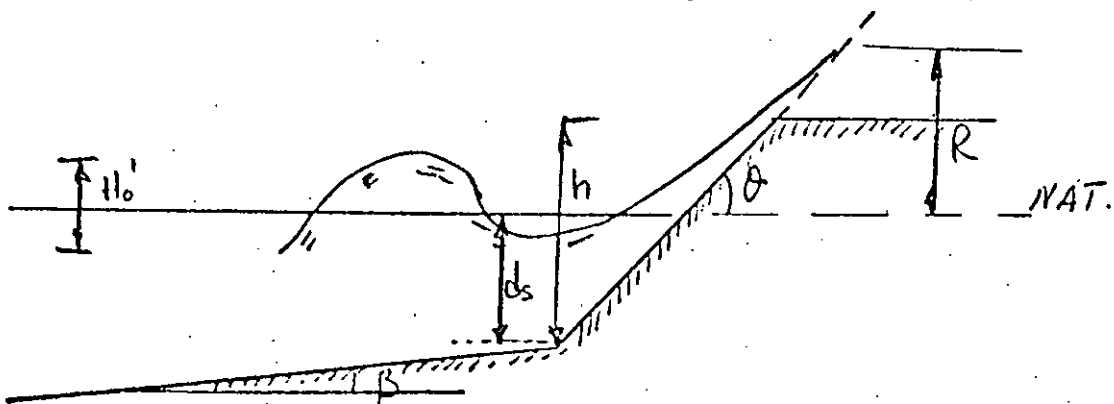


FIG.14 DEFINICION DEL RUN UP Y OVERTOPPING

Donde:

H_0 = Altura de ola en aguas profundas sin considerar refracción. (Tabla C-1)

Para tomar en cuenta los efectos de escala se ha preparado la Figura 19 en la que se hace la corrección respectiva

Sin embargo, se puede observar que todas las gráficas corresponden a taludes lisos e impermeables, y que en la realidad no se presenta ese caso, por lo que es necesario tomar en cuenta esa rugosidad, para lo cual Battjes en 1974 definió valores de un coeficiente "r" para diferentes calidades de superficie y las cuales se muestran en la siguiente tabla.

TABLA 4 VALORES DE "r"

CARACTERISTICAS DE LA SUPERFICIE	COLOCACION	r
Impermeable, lisa	-----	1.0
Bloques de concreto	Colocados	0.90
Bloques de basalto	Colocados	0.85 a 0.90
Bloques tipo Gobi	Colocados	0.85 a 0.90
Pasto	-----	0.85 a 0.90
1 capa de piedra (apoyo impermeable)	Azar	0.80
Piedra	Colocada	0.75 a 0.80
Piedra redondeada	Azar	0.60 a 0.65
3 capas de piedra	Azar	0.60 a 0.65
Piedra	Colocada	0.50 a 0.55
Unidades de concreto (50% vacíos)	Azar	0.45 a 0.50

se define a "r" como

$$r = \frac{R \text{ (pendiente rugosa)}}{R \text{ (pendiente lisa)}} = \frac{R/H_0 \text{ (pendiente rugosa)}}{R/H_0 \text{ (pendiente lisa)}}$$

Ejemplo:

Se tiene una estructura con una pendiente lisa de 1:2.5 y sujeta a una ola de diseño de 2.1 m. medida en un ológrafo fondeado a $d=4.5$ m. El período de diseño es de $T=8$ seg. La profundidad al pie de la obra es de $d_s=3$ m.

Encontrar

- La altura sobre SWL a la cual la estructura deberá construirse para evitar el overtopping de la ola de diseño.
- La reducción en altura de la estructura suponiendo que en la pendiente se le coloca un enrocamiento.

Solución

- La longitud de onda

$$L_o = 1.56 T^2 = 1.56 \times 64 = 99.84 \text{ m.}$$

$$\frac{d}{L_o} = \frac{4.5}{99.84} = 0.450$$

De la tabla C-1 del apendice.

$$\text{Para } \frac{d}{L_o} = 0.0450 \quad \frac{H}{H_o} = 1.042$$

$$\therefore H_o = \frac{H}{1.042} = \frac{2.1}{1.042} = 2.015 \text{ m.}$$

Para calcular el run up.

$$\frac{H_o}{gT^2} = \frac{2,015}{9.81 \times 64} = 0.00321$$

$$d_s = 3.0 \text{ m.}$$

Entonces

$$\frac{d_s}{H_o} = \frac{3.0}{2.015} = 1.48$$

Interpolando entre las Figuras 16 y 17.

De la Fig.16, para $\theta = 2.5$, $\frac{d_s}{H'_0} = 0.80$ y $\frac{R}{H'_0} = 2.8$

De la Fig.17, para $\theta = 2.5$, $\frac{d_s}{H'_0} = 2.0$ y $\frac{R}{H'_0} = 2.7$

Interpolamos para $\frac{d_s}{H_0} = 1.48$ $\frac{R}{H'_0} = 2.75$

Entonces el run up, sin tomar en cuenta los efectos de escala:

$$R = 2.7 (H'_0) = 2.7 \times 2.015 = 5.44 \text{ m.}$$

El factor de corrección por escala se puede ver en la Figura 19.

$$\tan\theta = \frac{1}{2.5} = 0.40 \quad k = 1.17$$

Entonces el run up corregido.

$$R = 1.17 \times 5.44 = 6.37 \text{ m.}$$

b) Veamos como decrece el run up con el enrocamiento a talud 1:1.5

$$\left[\frac{R}{H'_0} \right]_{\text{liso}} = 3.1$$

De la figura 21

Con $\frac{H_0}{gT^2} = 0.033$ y $\frac{d_s}{H'_0} = 1.5$

$$\left[\frac{R_0}{H'_0} \right]_{\text{enrocamiento}} = 1.5$$

Por lo tanto,

$$\frac{\left[\frac{R}{H_0} \right]_{\text{enrocamiento}}}{\left[\frac{R}{H_0} \right]_{\text{liso}}} = \frac{1.5}{3.1} = 0.48$$

Si aplicamos esta corrección

$$R_{\text{enroc.}} = 0.48 R_{\text{liso}} = 0.48 \times 6.37 = 3.05 \text{ m.}$$

9. ANCHO DE LA CORONA

El ancho de la corona de un enrocamiento a talud depende principalmente de la cantidad de overtopping que se desee permitir, de las limitaciones constructivas; y en general se calculan con la siguiente expresión:

$$B = n k_{\Delta} \left(\frac{W}{W_r} \right)^{1/3} \quad (4)$$

donde

B = ancho de la cresta, metros

n = número de rocas (n=3 mínimo recomendado)

k_{Δ} = coeficiente de capa (Tabla 5)

W = peso de las unidades de coraza kg.

W_r = peso específico de la unidad de coraza (kg/m^3)

TABLA No.5 COEFICIENTES DE CAPA Y POROSIDAD
PARA DIFERENTES UNIDADES DE CORAZA

UNIDAD	N	COLOCACION	COEF. DE CAPA k_{Δ}	POROSIDAD P (%)
Piedra redondeada	2	Azar	1.02	38
Piedra rugosa	2	Azar	1.15	37
Piedra rugosa	3	Azar	1.10	40
Cubo (Modificado)	2	Azar	1.10	47
Tetrápodo	2	Azar	1.04	50
Cuadrípodo	2	Azar	0.95	49
Hexapodo	2	Azar	1.15	47
Tribar	2	Azar	1.02	54
Dolos	2	Azar	1.0	63
Tribar	1	Uniforme	1.13	47
Piedra	Graduada	Azar	---	37

Espesor de las capas

El espesor de las capas que constituyen a los enrocamientos está determinado por las siguientes fórmulas

$$r = n k_{\Delta} \left(\frac{W}{W_r} \right)^{1/3} \quad (5)$$

donde

r = espesor promedio capa, metros

n = número de elementos que componen la capa de coraza

w = peso de las unidades de la capa en kg.

w_r = peso específico de los elementos kg/m^3 .

La densidad de colocación de los elementos está dada por la ecuación (6)

$$\frac{N_r}{A} = n k_{\Delta} \left(1 - \frac{P}{100}\right) \left(\frac{W_r}{W}\right)^{2/3} \quad (6)$$

donde

N_r = número de elementos requeridos para un área dada

A = área dada en (m^2)

k_{Δ} = coeficiente de capa (Tabla 5)

P = porosidad promedio, en % (Tabla 5)

Es importante mencionar que como lo indican las figuras 8 y 9 los pesos de los elementos de las diferentes capas están dadas por esas especificaciones, tales como que la capa secundaria sea $W/10$ y el núcleo de $W/200$ a $W/4000$. Sin embargo, se comprende que durante la construcción, es imposible lograr que los tamaños que se obtienen de la cantera sean uniformes, por lo que los valores estimados tienen tolerancias que fluctúan entre el 75 y 125%.

Lo que es importante es considerar que estos enrocamientos funcionen con las condiciones de un filtro de tal manera que las piedras pequeñas del núcleo no vayan a salir por los vacíos de la capa secundaria, y que los elementos de ésta a su vez, no vayan a salir por la de la coraza.

Por lo anterior, se debe revisar que la condición de filtro cumpla con la siguiente especificación:

$$D_{15} (\text{filtro}) \leq 5 D_{85} (\text{cimentación})$$

Finalmente es conveniente mencionar que siempre es recomendable colocar una plantilla entre el fondo natural y la estructura ya que esto la protegerá de erosiones que se presentan al pie provocadas por oleaje. Las condiciones en las cuales no sería necesario la utilización de esta plantilla son:

- Cuando la profundidad es mayor de 3 veces la altura de ola.
- Cuando el fondo es rocoso
- Cuando las corrientes producidas no sean lo suficientemente grandes para mover material del fondo:

10. DISEÑO DE DIQUES VERTICALES

Como ya se mencionó, en el caso de que la profundidad de desplante de estas estructuras sea mayor que $2H$, la ola incidente no romperá y se reflejará en el muro vertical.

Se llama clapotis al patrón de oleaje estacionario que se forma al reflejarse la onda.

La presión de una onda estacionaria, de acuerdo con la teoría de 2º orden de Miche está dada por la ecuación (7):

$$\frac{p}{\rho g} + y = \frac{H}{2} \frac{\cosh 2\pi(y+d)/L}{\cosh 2\pi d/L} \operatorname{SEN} \frac{2\pi x}{L} \operatorname{SEN} \frac{2\pi t}{T}$$

$$-\frac{\pi H^2}{8L} \frac{\cos^2 2\pi t/T}{\operatorname{senh} 2\pi d/L \cosh 2\pi d/L}$$

$$\left[\cosh \frac{4\pi}{L} (y+d) + \cos \frac{4\pi x}{L} - 1 \right]$$

$$+ \frac{3\pi H^2}{16L} \frac{\cosh 4\pi (y+d)/L}{\operatorname{senh}^3 2\pi d/L \cosh 2\pi d/L} \cos \frac{4\pi x}{L}$$

$$\cos \frac{4\pi t}{T} + \frac{\pi H^2}{4L} \operatorname{tanh} \frac{2\pi d}{L} \cos \frac{4\pi t}{T} \quad (7)$$



Sin embargo, para simplificar los diseños, sabiendo que los resultados estarán un poco dentro del lado de la seguridad se utiliza la teoría de Saintflou, que para el fondo da el mismo valor

$$\frac{P_b}{\rho g} - d = \pm \frac{\bar{H}}{\cosh \frac{2\pi d}{L}} \quad (8)$$

dónde: \bar{H} se refiere a la altura de ola que existiría en el muro si este no estuviera ahí y P_b se refiere a la presión máxima y mínima durante un ciclo de ola (esto es, cuando la cresta y valle de la ola se encuentran en el muro.)

A fin de poder calcular las presiones máximas y mínimas es necesario encontrar el nivel medio de la onda estacionaria, el cual está dado por la ecuación (9)

$$A_h = \frac{\pi \bar{H}^2}{L} \left[1 + \frac{3}{4 \sinh^2 \left(\frac{2\pi d}{L} \right)} - \frac{1}{4 \cosh^2 \left(\frac{2\pi d}{L} \right)} \right] \coth \frac{2\pi d}{L} \quad (9)$$

En la figura 28 se muestra el diagrama de presiones y a continuación se describe el fenómeno.

(1) es la elevación máxima de la ola en el muro y (10) es la elevación mínima. El nivel medio de la ola sobre SWL es A_h y la distancia (1) (2) es \bar{H} . La carga hidrostática d , se dibuja en el fondo a partir de (12) como (3) ó (7). El triángulo formado por (12) (2) (3) es la distribución de presiones hidrostáticas sobre el muro debido al agua en el nivel SWL.

La presión dinámica se obtiene dibujando $\frac{P_b}{\rho g} - d$ en tanto la dirección (+) como la (-) a partir de (3),^{PS} esto es (4) y (11). Estas son las presiones máximas y mínimas en el fondo. La fuerza total aproximada por unidad de longitud son los triángulos (4) (12) (1) y (11) (12) (10).

En el caso de que exista agua con la misma profundidad en ambos lados del muro vertical con la presencia de oleaje de un solo lado, existe una distribución de presiones hacia el lado del mar que está dada por (3) (2) ó (7) (2). La distribución resultante de presión en el muro vertical está dada por (6) (5) (1) cuando el agua está a su máxima elevación y por (9) (8) (2) cuando el agua está en su mínima elevación.

La fuerza resultante R por unidad de longitud para un muro vertical así como el momento M con respecto al fondo y el punto de aplicación l medido desde el fondo están dados por las siguientes ecuaciones en las que el índice "C" se refiere a la máxima elevación de la ola y "t" a la mínima elevación de ella.

$$R_c = \frac{1}{2} (d + Ah + \bar{H}) \left[d + \frac{\bar{H}}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \right] - \frac{d^2}{2} \quad (10)$$

$$M_c = \frac{1}{6} (d + Ah + \bar{H})^2 \left[d + \frac{\bar{H}}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \right] - \frac{d^3}{6} \quad (11)$$

$$l_c = \frac{M_c}{R_c} \quad (12)$$

$$R_t = \frac{1}{2} (d + Ah - \bar{H}) \left[d - \frac{\bar{H}}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \right] - \frac{d^2}{2} \quad (12)$$

$$M_t = \frac{1}{6} (d + Ah - \bar{H})^2 \left[d - \frac{\bar{H}}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \right] - \frac{d^3}{6} \quad (13)$$

$$l_t = \frac{M_t}{R_t} \quad (14)$$

Ejemplo:

Si tenemos una ola con $H = 6.0$ ft y $L = 100$ ft que se refleja en un muro en el que $d = 20$ ft.

$$\frac{d}{L} = \frac{20}{100} = 0.2$$

De las tablas de funciones hiperbólicas.

$$\sinh \frac{2\pi d}{L} = 1.614 \quad \cosh \frac{2\pi d}{L} = 1.899 \quad \tanh \frac{2\pi d}{L} = 0.8501$$

$$Ah = \frac{\pi \times 6^2}{100} \left(1 + \frac{3}{4 \times 1.614^2} - \frac{1}{4 \times 1.899^2} \right) \frac{1}{0.8501} = 1.62 \text{ ft.}$$

$$\frac{\bar{H}}{\cosh \frac{2\pi d}{L}} = \frac{6}{1.899} = 3.15 \text{ ft.}$$

$$R_c = \frac{L}{2} (20 + 1.62 + 6) (20 + 3.15) - \frac{20^2}{2} = 119 \text{ ft.}$$

Tomando como $\gamma = 64 \text{ lb/ft}^3$

$$R_c = 119 \times 64 = 7620 \text{ lb/ft. lineal}$$

$$M_c = 1590 \text{ ft-ft/ft} = 102,000 \text{ ft-lb/ft lineal}$$

$l_c = 13.4$ sobre el fondo

$$R_t = -68.5 \text{ ft/ft} = 4380 \text{ lb/ft lineal}$$

$$M_t = -41500 \text{ ft-lb/ft lineal}$$

$l_t = 9.5$ ft sobre el fondo

(El signo (-) indica que el sentido de R_t y M_t son hacia el mar)

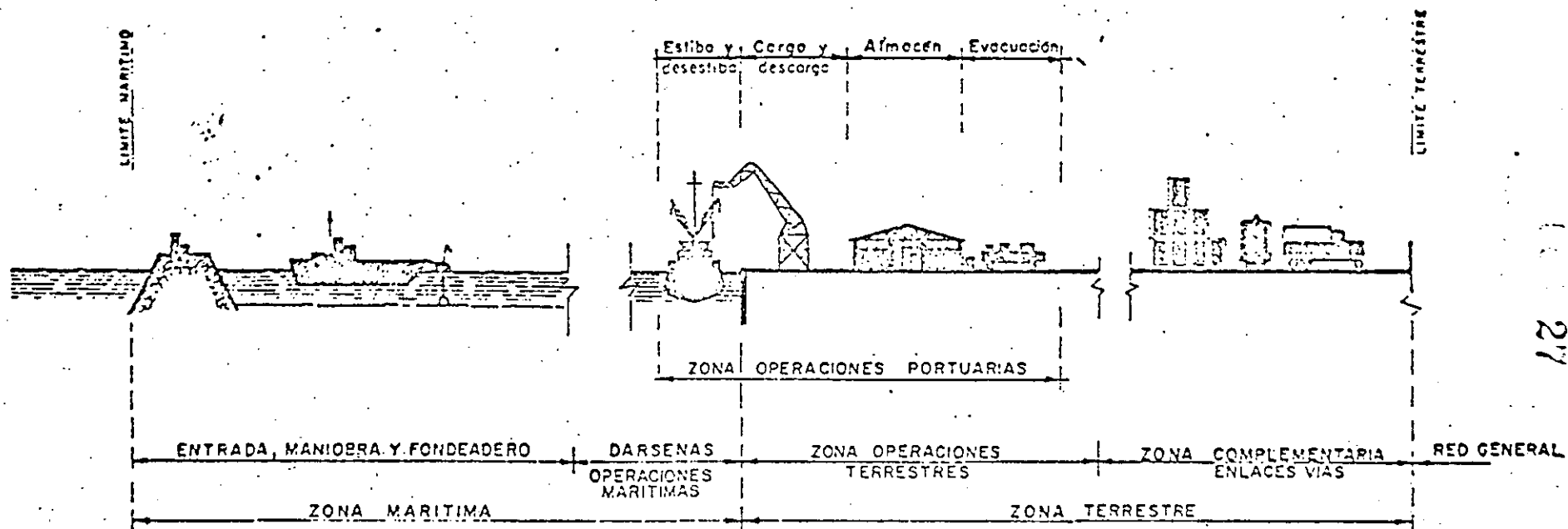


Fig. 1. ESQUEMAS DE LAS OBRAS, INSTALACIONES Y SERVICIOS

27



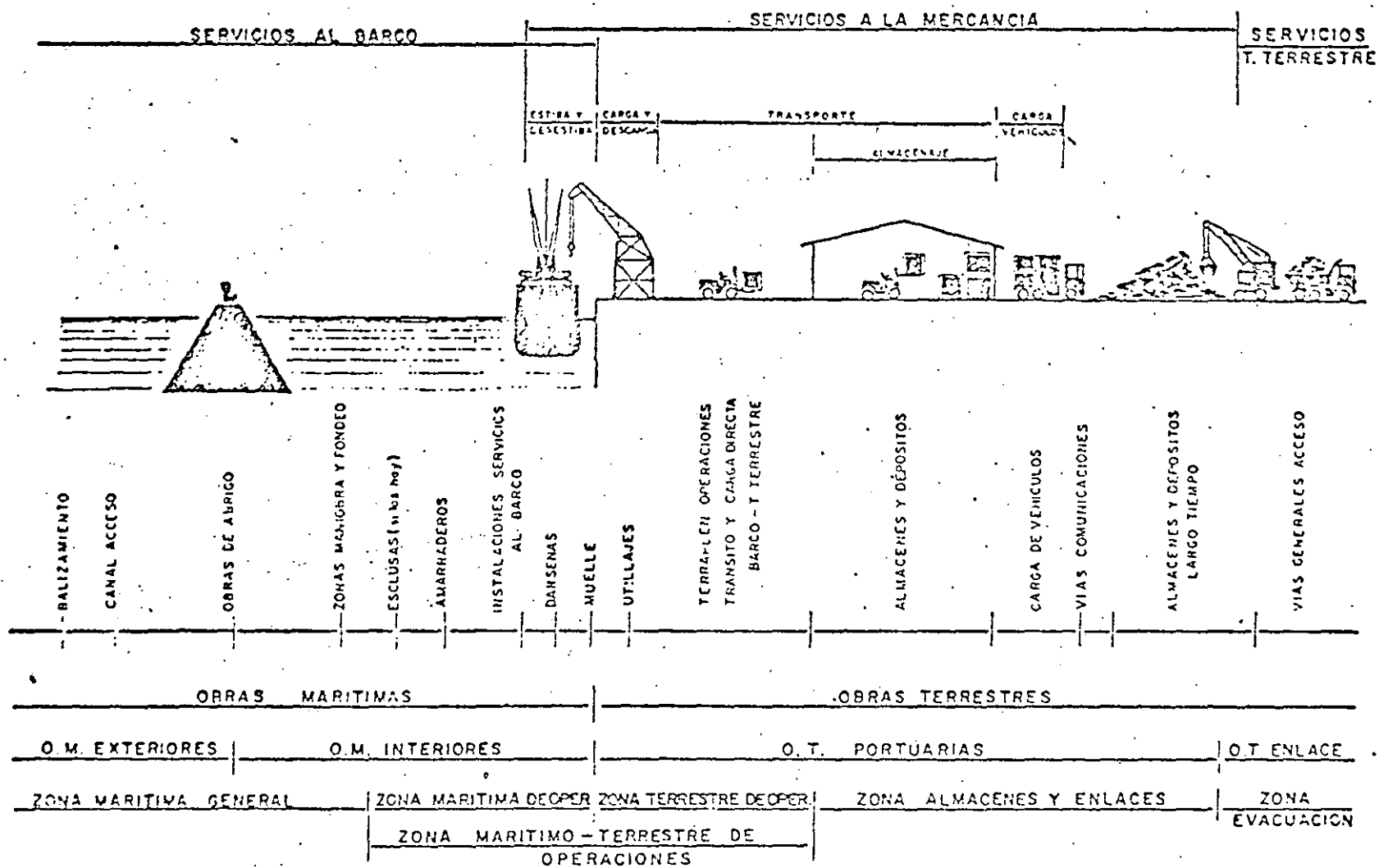
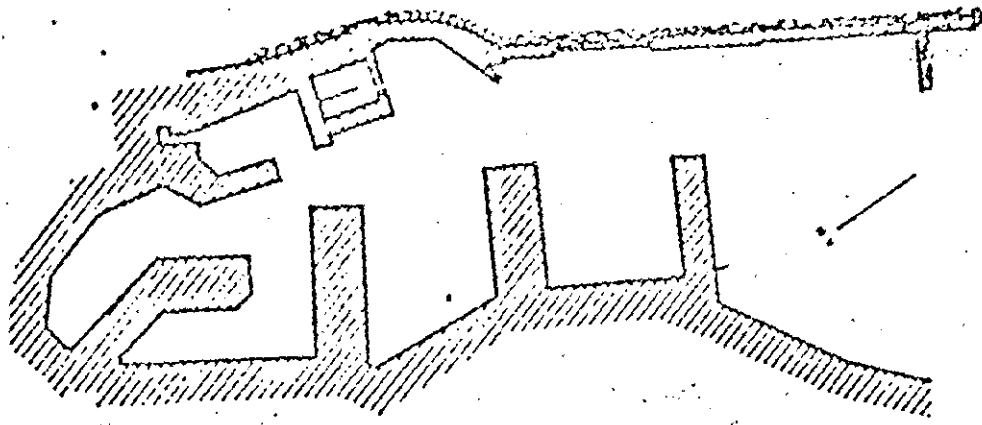
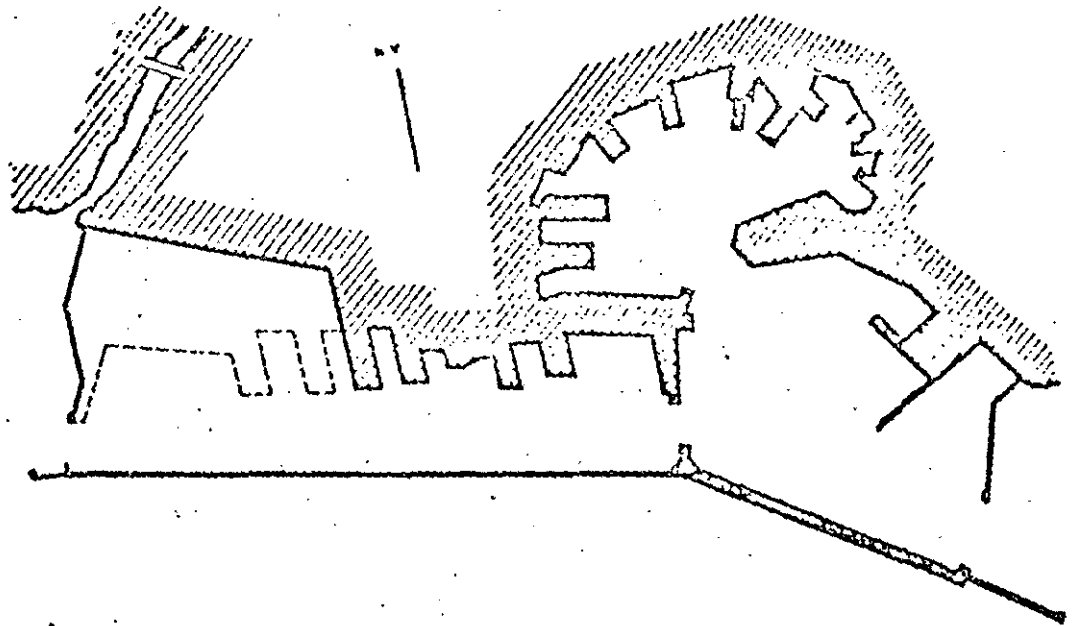


fig. 2.





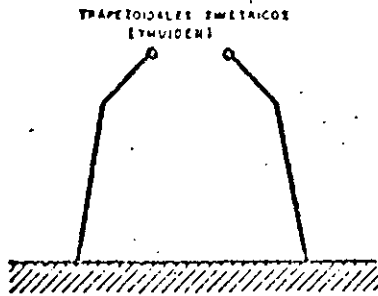
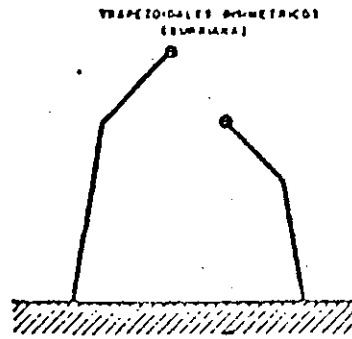
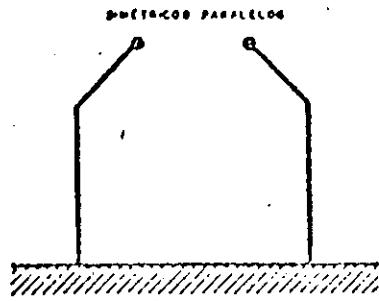
DIQUE PARALELO A LA COSTA UNIDO A TIERRA.- BARCELONA



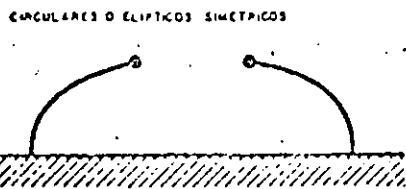
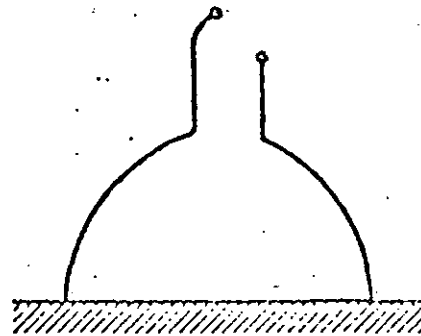
DIQUE AISLADO PARALELO A LA COSTA.- GENOVA

fig. 4

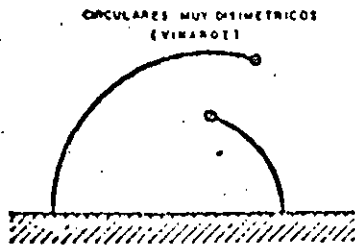
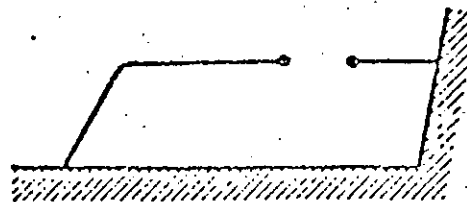
DIQUES CONVERGENTES



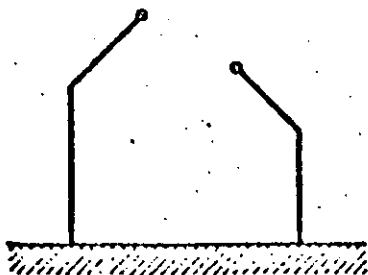
CIRCULARES O ELIPTICOS DISIMÉTRICOS CON ENTRADAS DE ENTRADA (CORNIA)



PARALELOS A LA COSTA EN PROLONGACION



BISIMÉTRICOS PARALELOS (CASTELLON)



EN PROLONGACION CON DOBLE ENTRADA

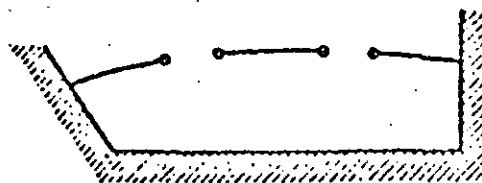
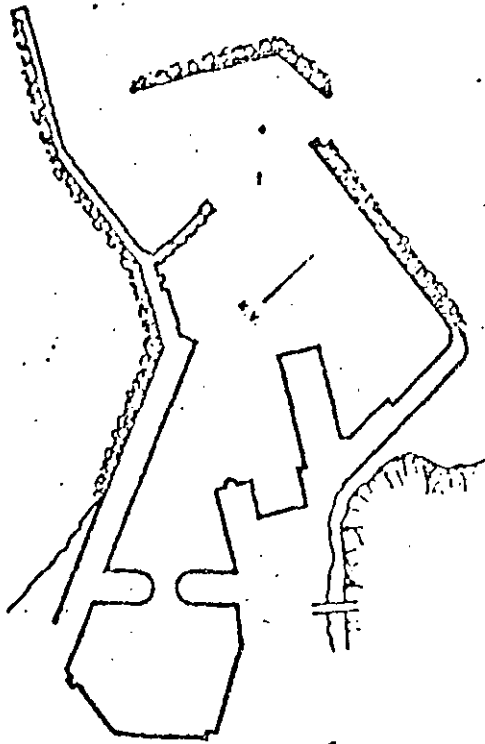


fig 5.

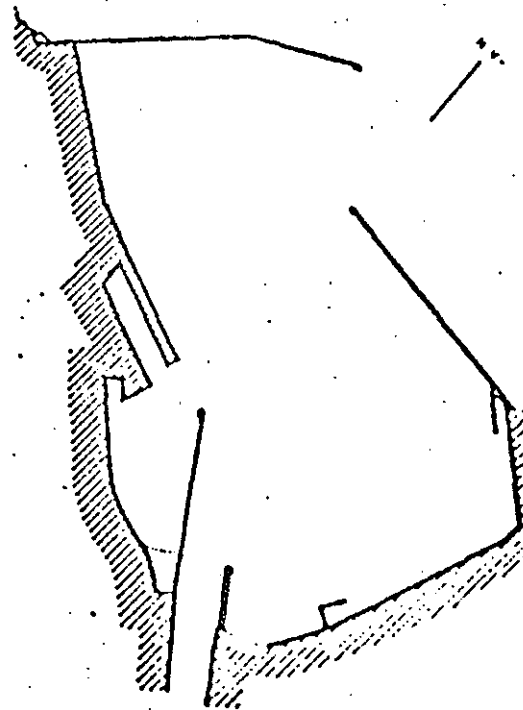


DIQUES CONVERGENTES CON ANTEMURAL



VALENCIA

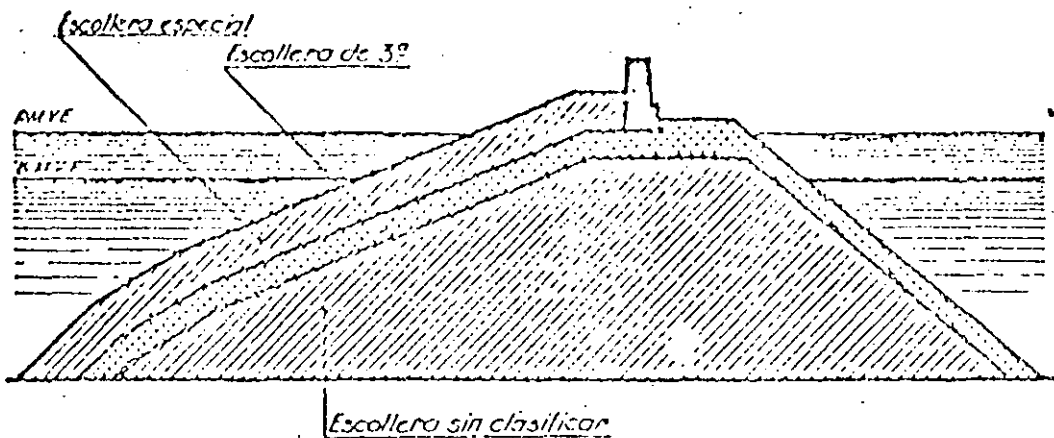
fig. 6



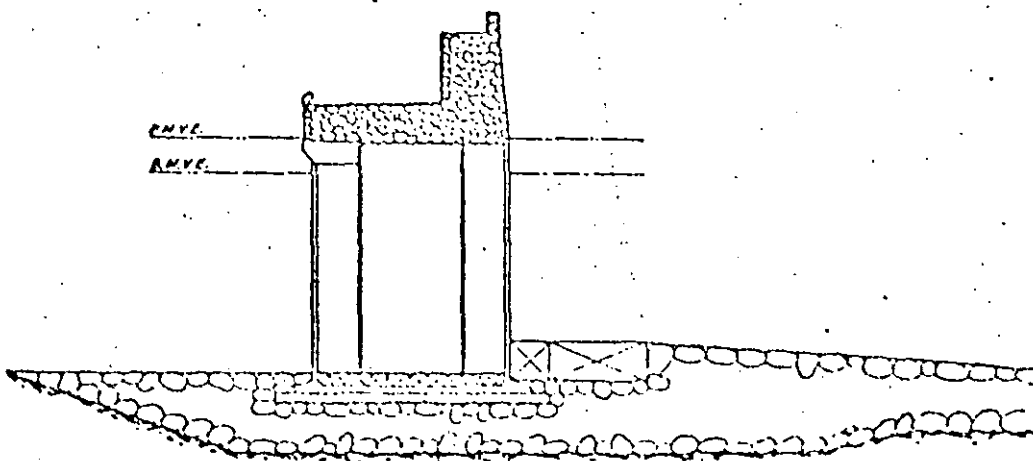
BILBAO

fig. 7

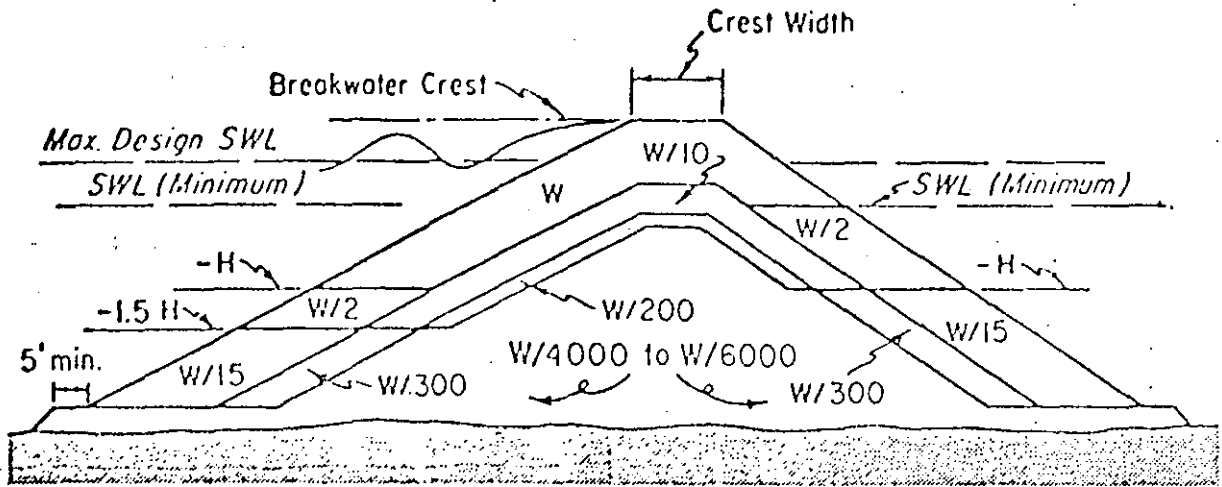




SECCION TIPO DE DIQUE ROMPEOLAS



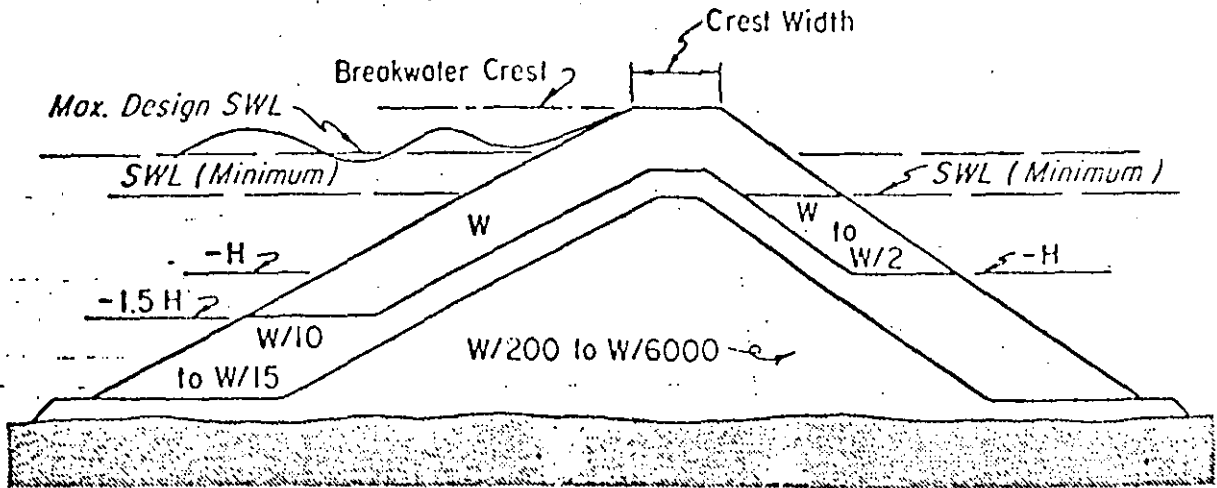
SECCION TIPO DE DIQUE REFLEJANTE



Idealized Multilayer Section

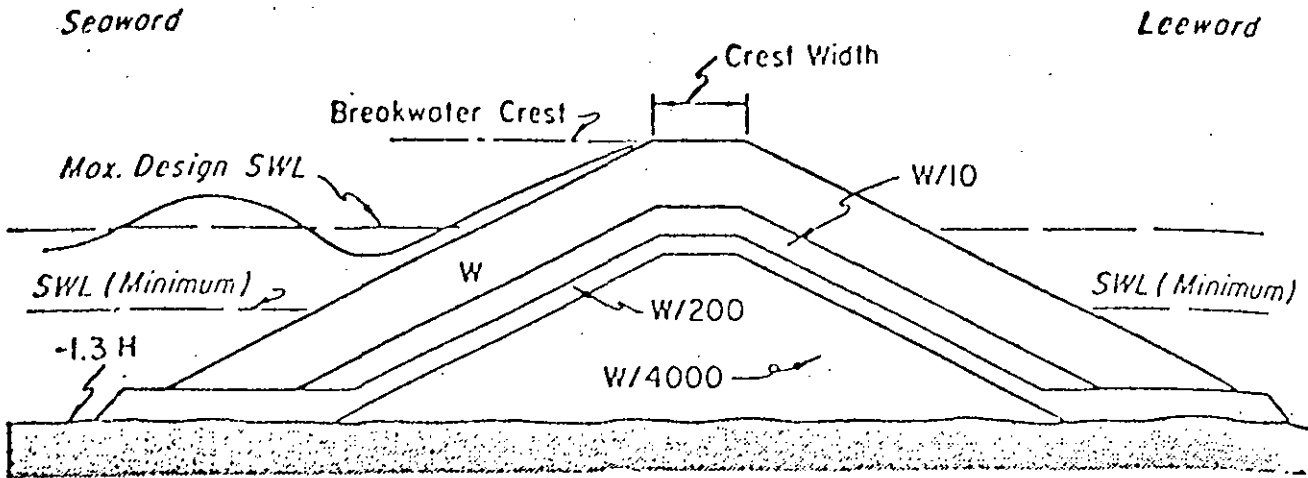
Rock Size	Layer	Rock Size Gradation (%)
W	Primary Cover Layer	125 to 75
W/2 and W/15	Secondary Cover Layer	125 to 75
W/10 and W/300	First Underlayer*	130 to 70
W/200	Second Underlayer	150 to 50
W/4000-W/6000	Core and Bedding Layer	170 to 30

*See Section 7.377g



Recommended Three-layer Section

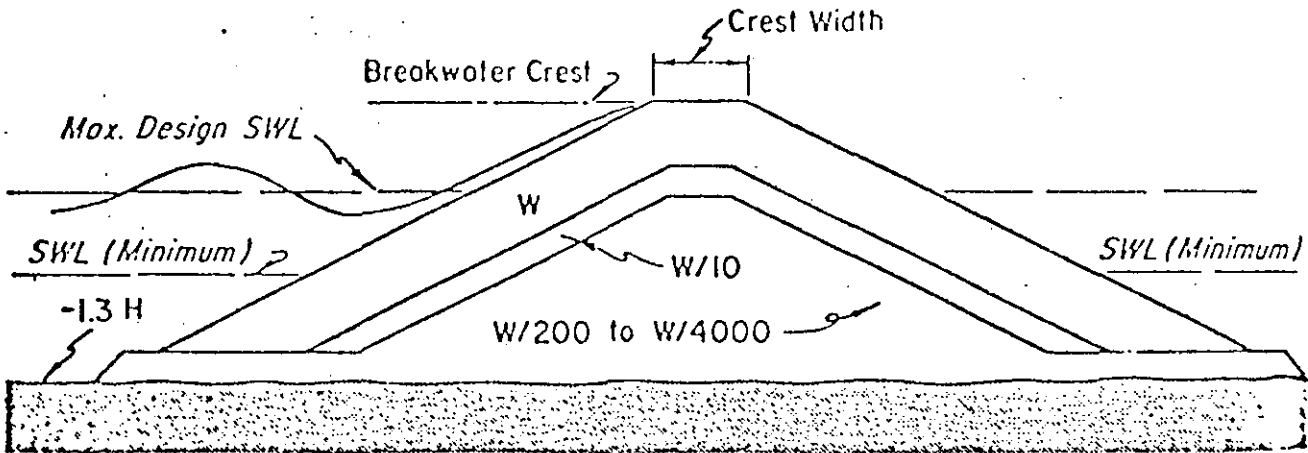
FIG. 9 ENROCAMIENTO A TALUD PARA CONDICION DE OLA NO ROMPIENTE (NO OVERTOPPING)



Idealized Multilayer Section

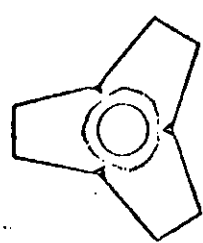
Rock Size	Layer	Rock Size Gradation (%)
W	Primary Cover Layer	125 to 75
W/10	First Underlayer*	130 to 70
W/200	Second Underlayer	150 to 50
W/4000	Core and Bedding Layer	170 to 30

* See Section 7.377g

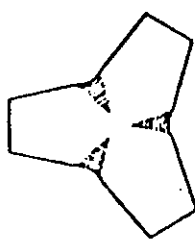


Recommended Three-layer Section

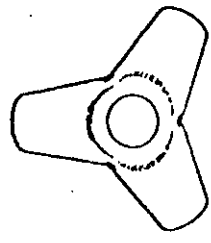
FIG. 10 ENROCAMIENTO A TALUD PARA CONDICION DE OLA ROMPIENTE (OVERTOPPING MODERADO)



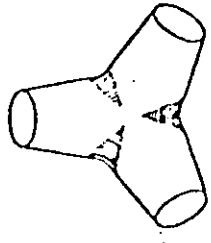
Plan



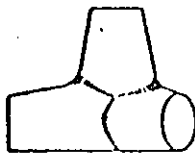
Bottom



Plan

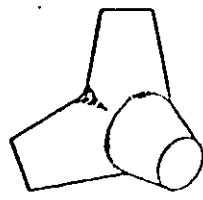


Bottom



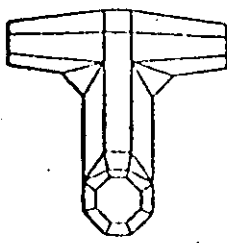
Elevation

QUADRIPOD

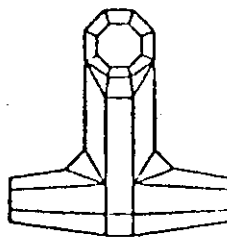


Elevation

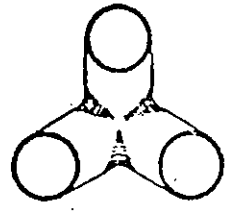
TETRAPOD



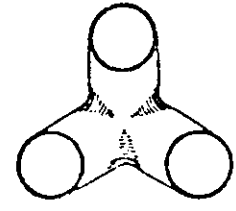
Plan



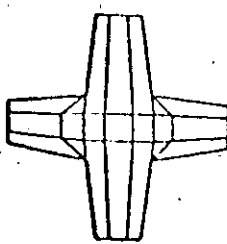
Bottom



Plan

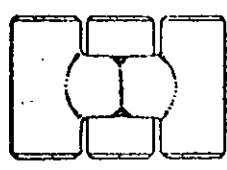


Bottom



Elevation

DOLOS
(DOLOSSE, plural)



Elevation

TRIBAR

FIG. 11 ELEMENTOS DE CONCRETO PREFABRICADOS

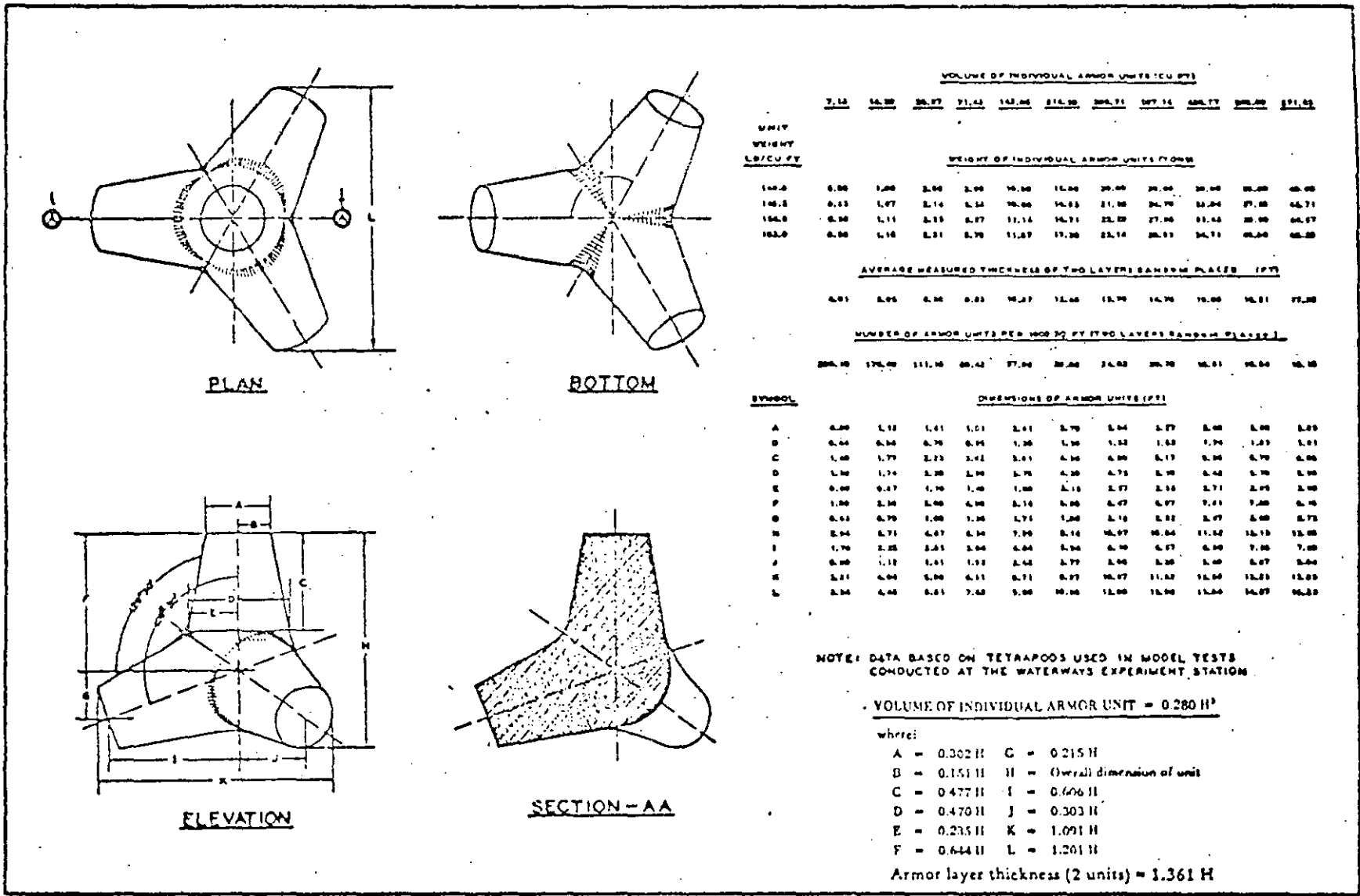


FIG. 12 ESPECIFICACIONES DEL TETRAPODO

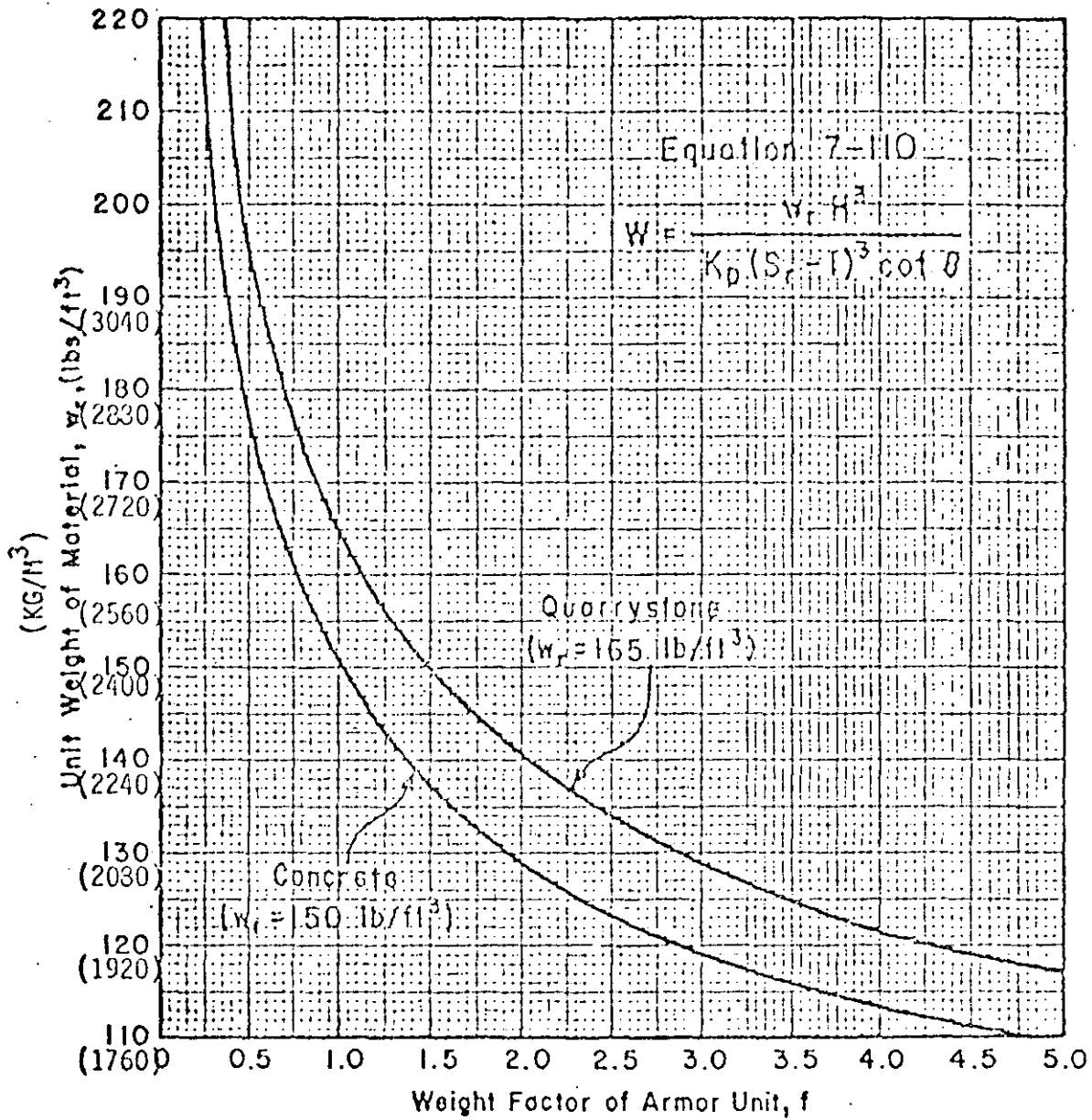


FIG.13 EFECTOS EN EL CAMBIO DE PESO ESPECIFICO DE UNIDAD DE CORAZA

Concreto $W_r = 2400$ Kg/m³
 Piedra $W_r = 2650$ Kg/m³



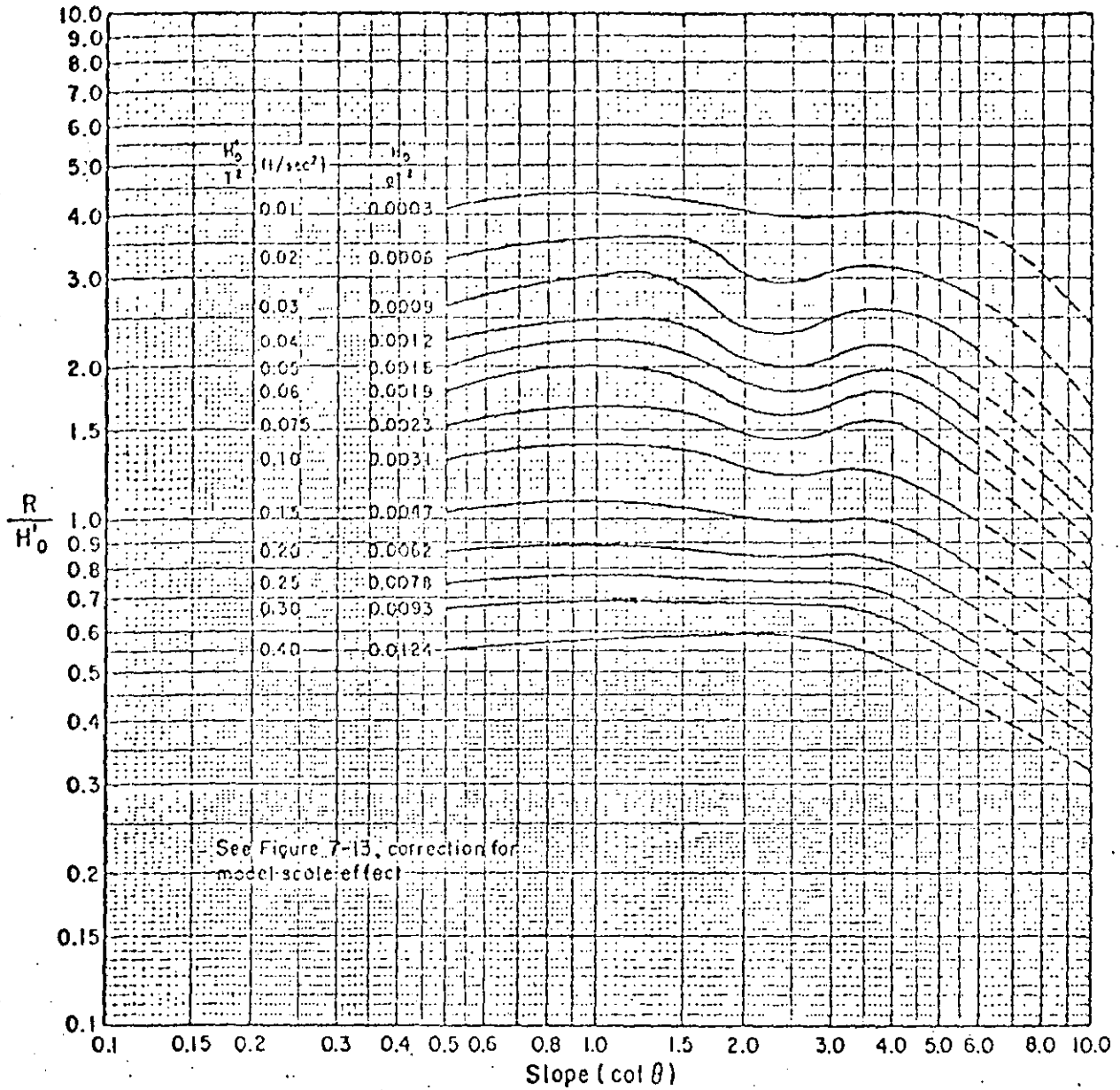


FIG. 15 RUN UP EN PENDIENTE IMPERMEABLE Y LISA

$ds/H'_0 = 0 \quad B = 1:10$

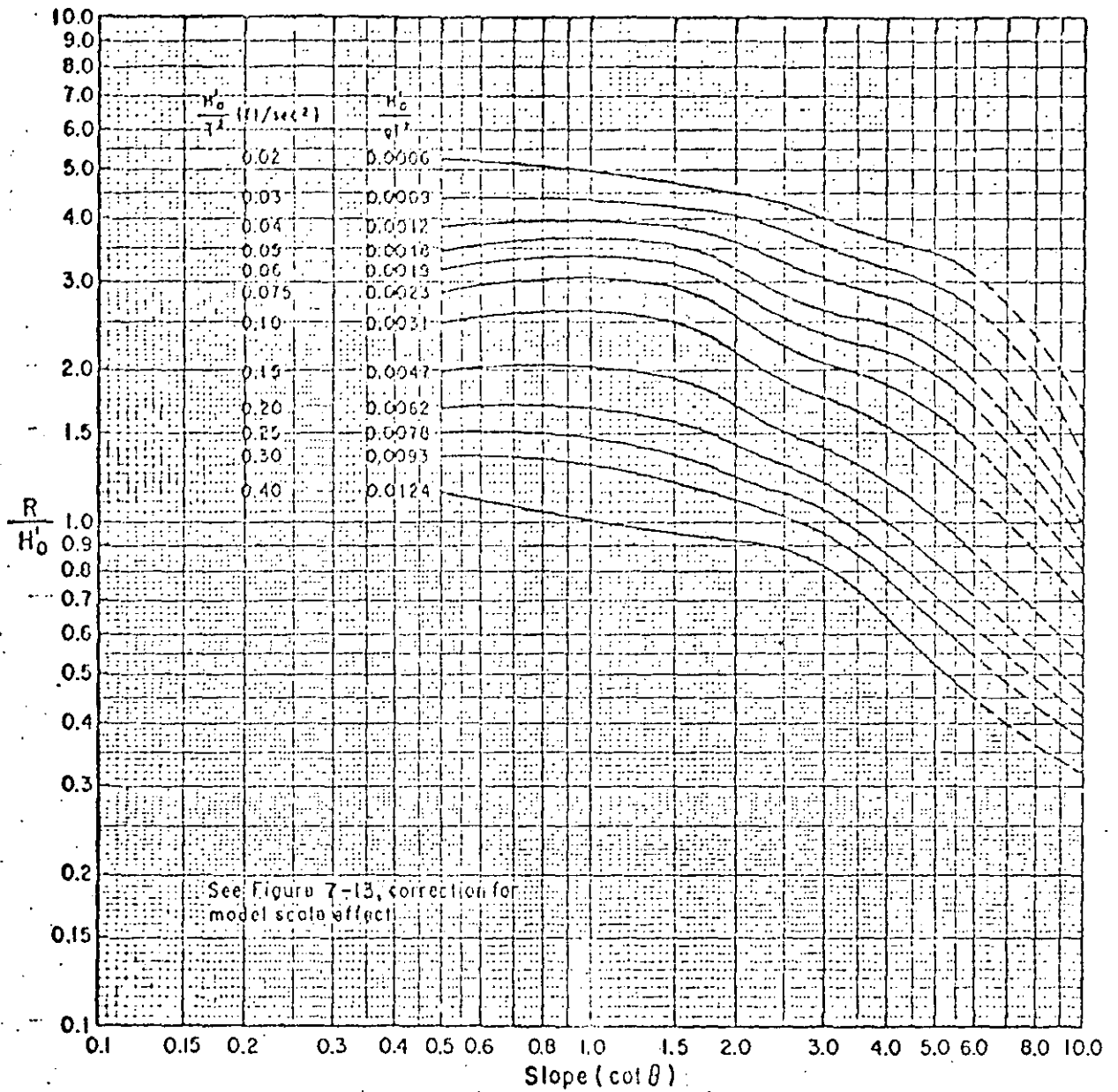


FIG. 16 RUN UP EN PENDIENTE IMPERMEABLE Y LISA,

$d_s / H_0' = 0.45 \quad B = 1:10$



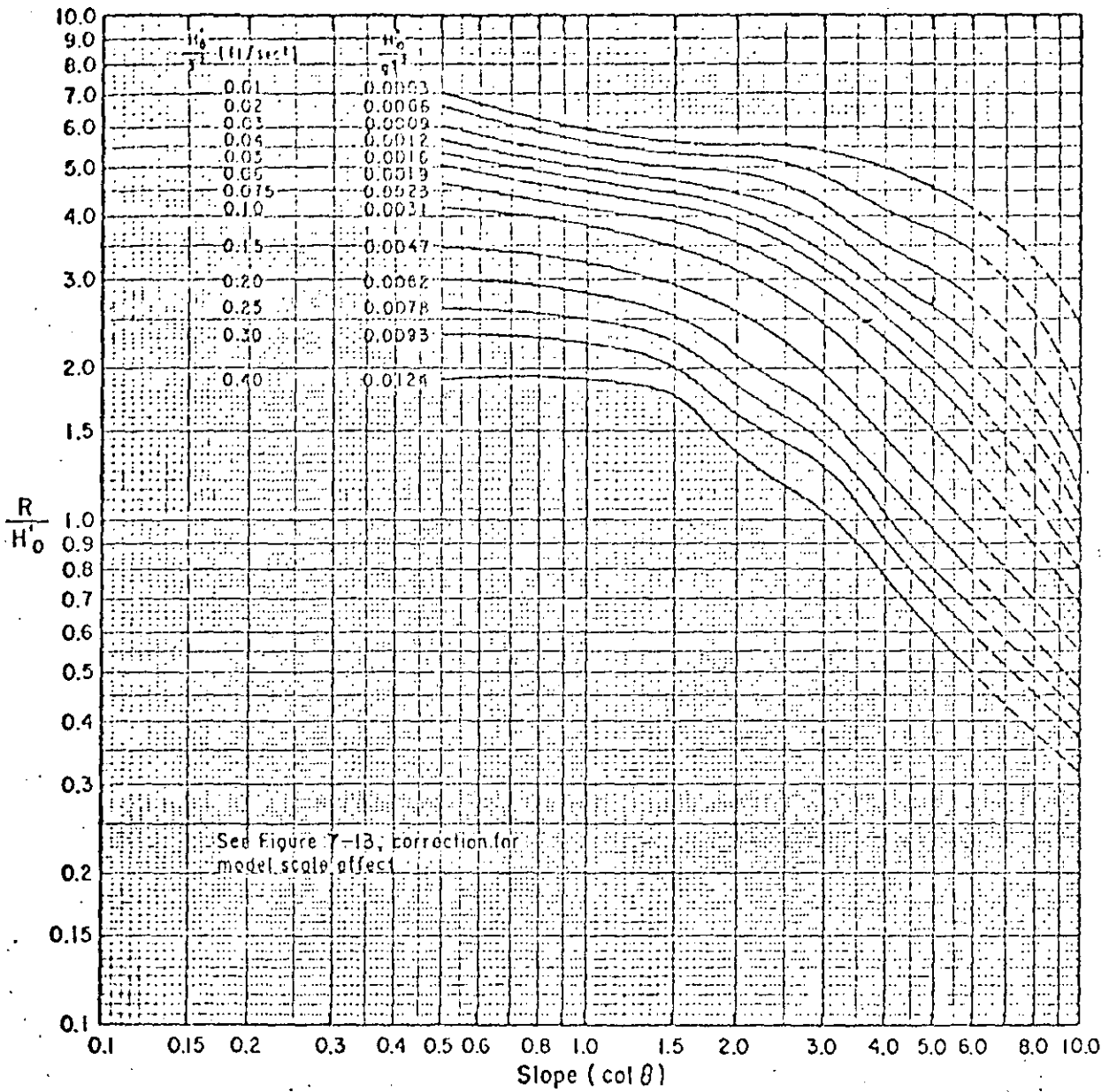


FIG. 17 RUN UP EN PENDIENTE IMPERMEABLE Y LISA,
 $d_s/H'_0 = 0.8$ B: 1:10

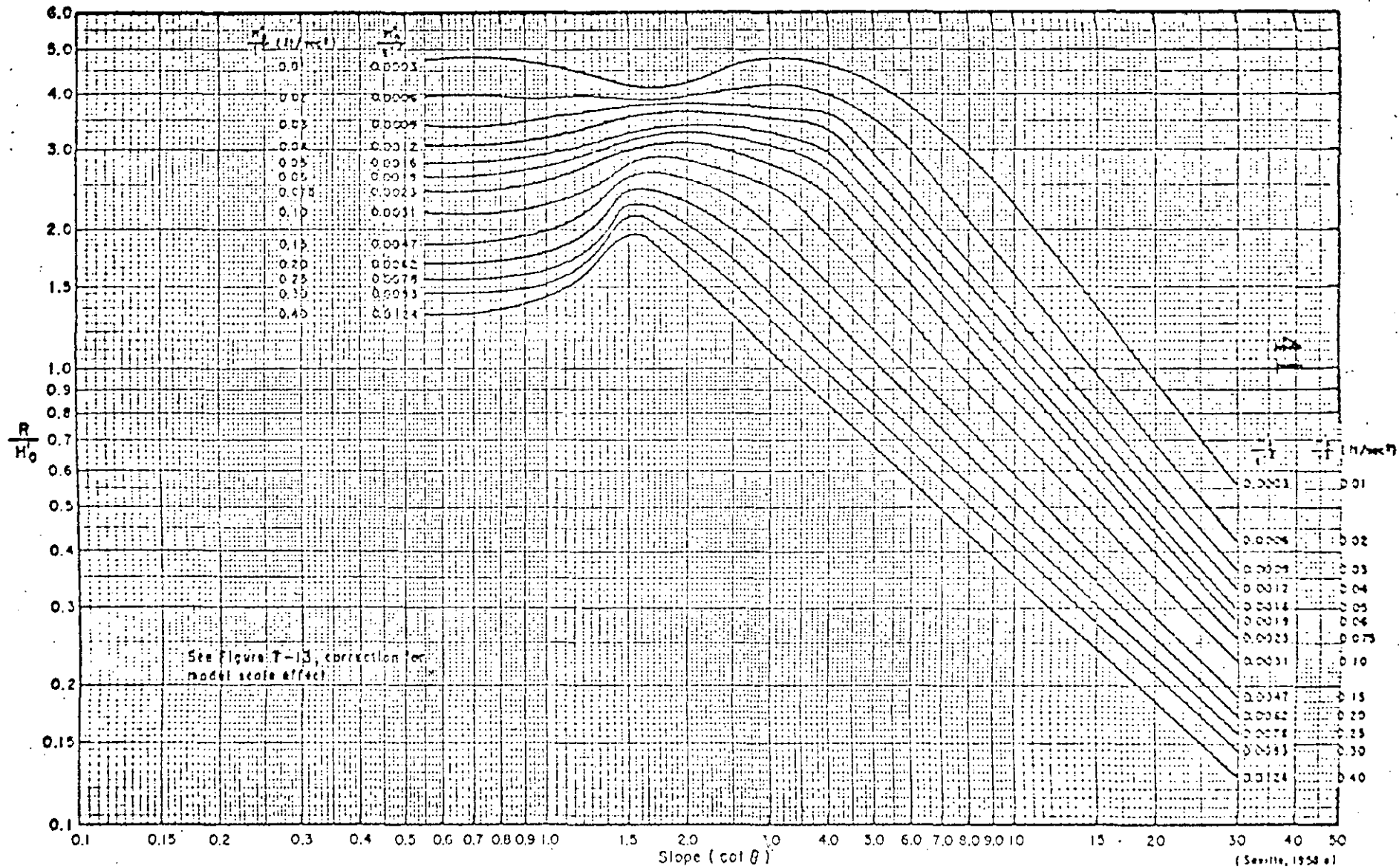


FIG. 18 RUN UP EN PENDIENTE IMPERMEABLE Y LISA

$d_s / H_0 = 2,0$



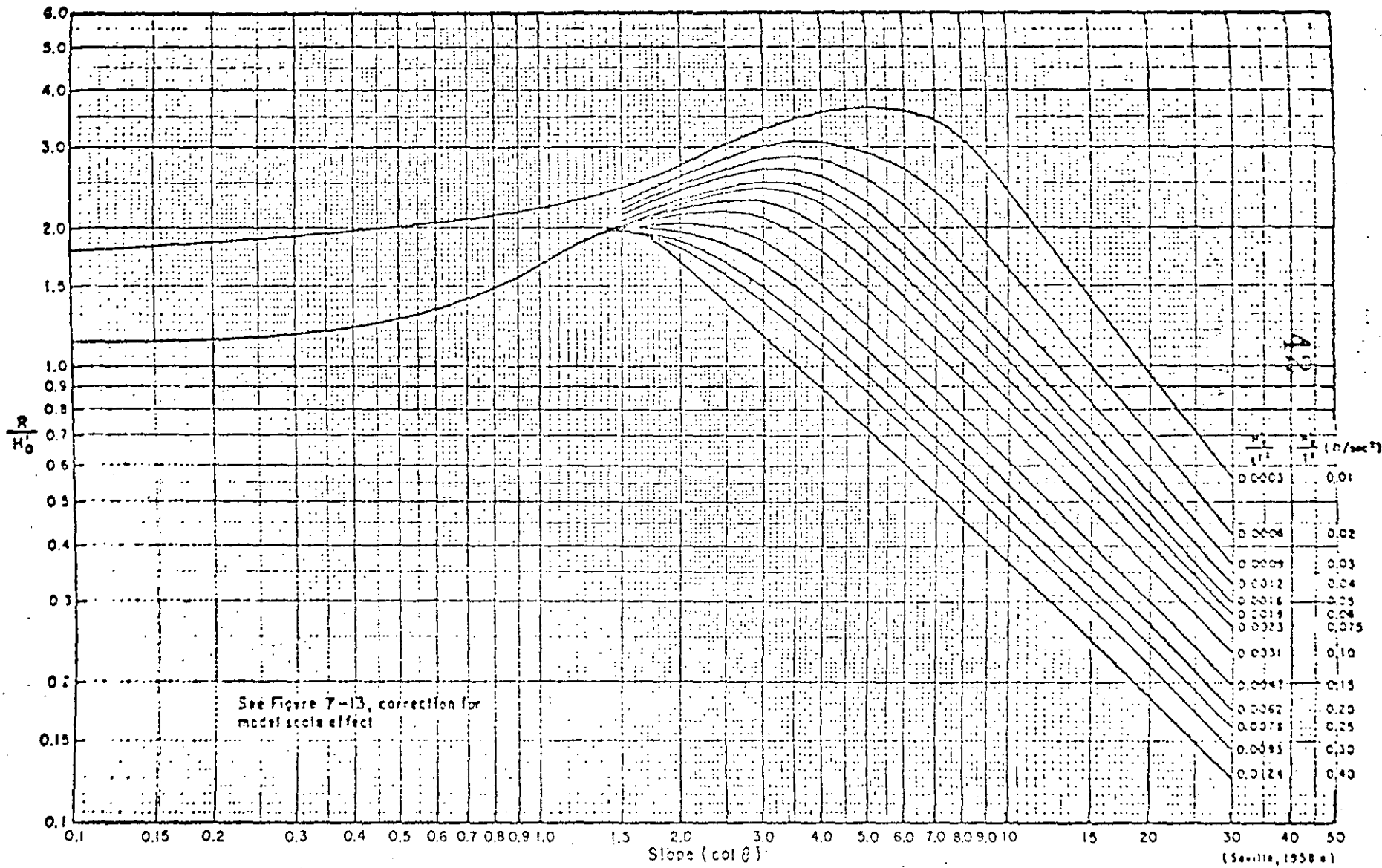


FIG. 19 RUN UP EN PENDIENTE IMPERMEABLE Y LISA

$$d_s / H_0 \geq 3$$

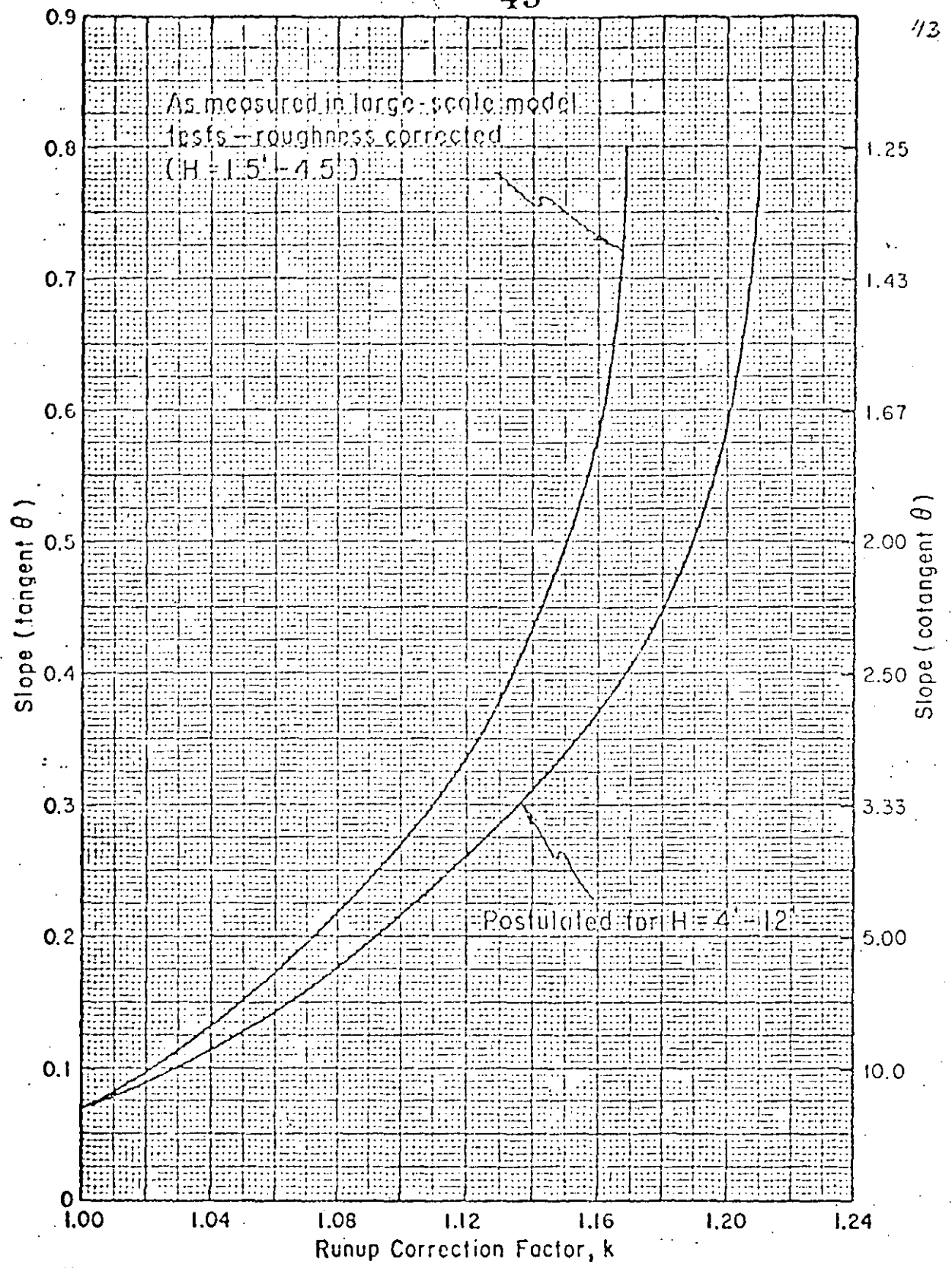


FIG. 20 CORRECCION AL RUN UP POR EFECTOS DE ESCALA.



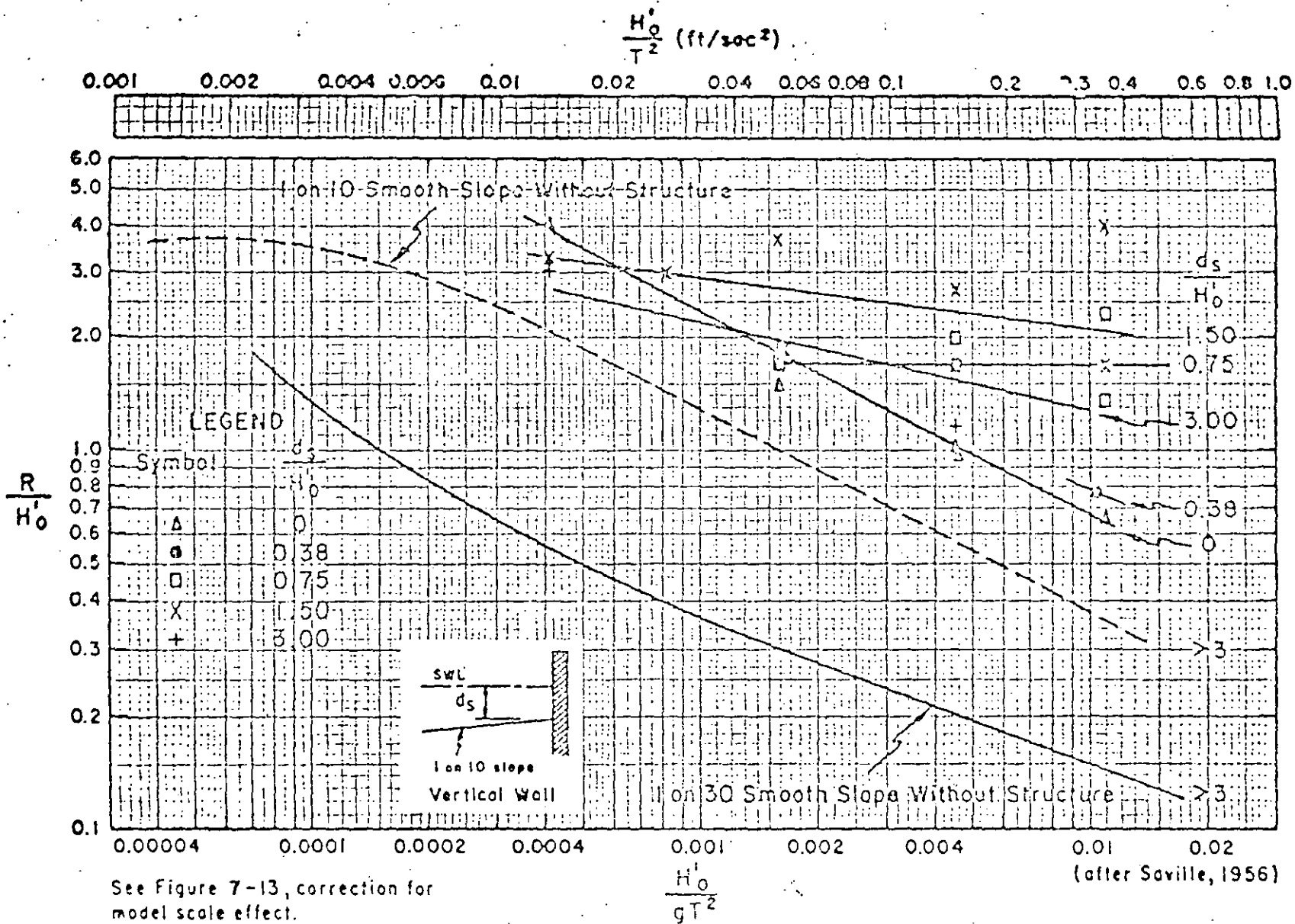


FIG. 21. RUN UP EN MURO VERTICAL E IMPERMEABLE VS. H_0/gT^2

44

44

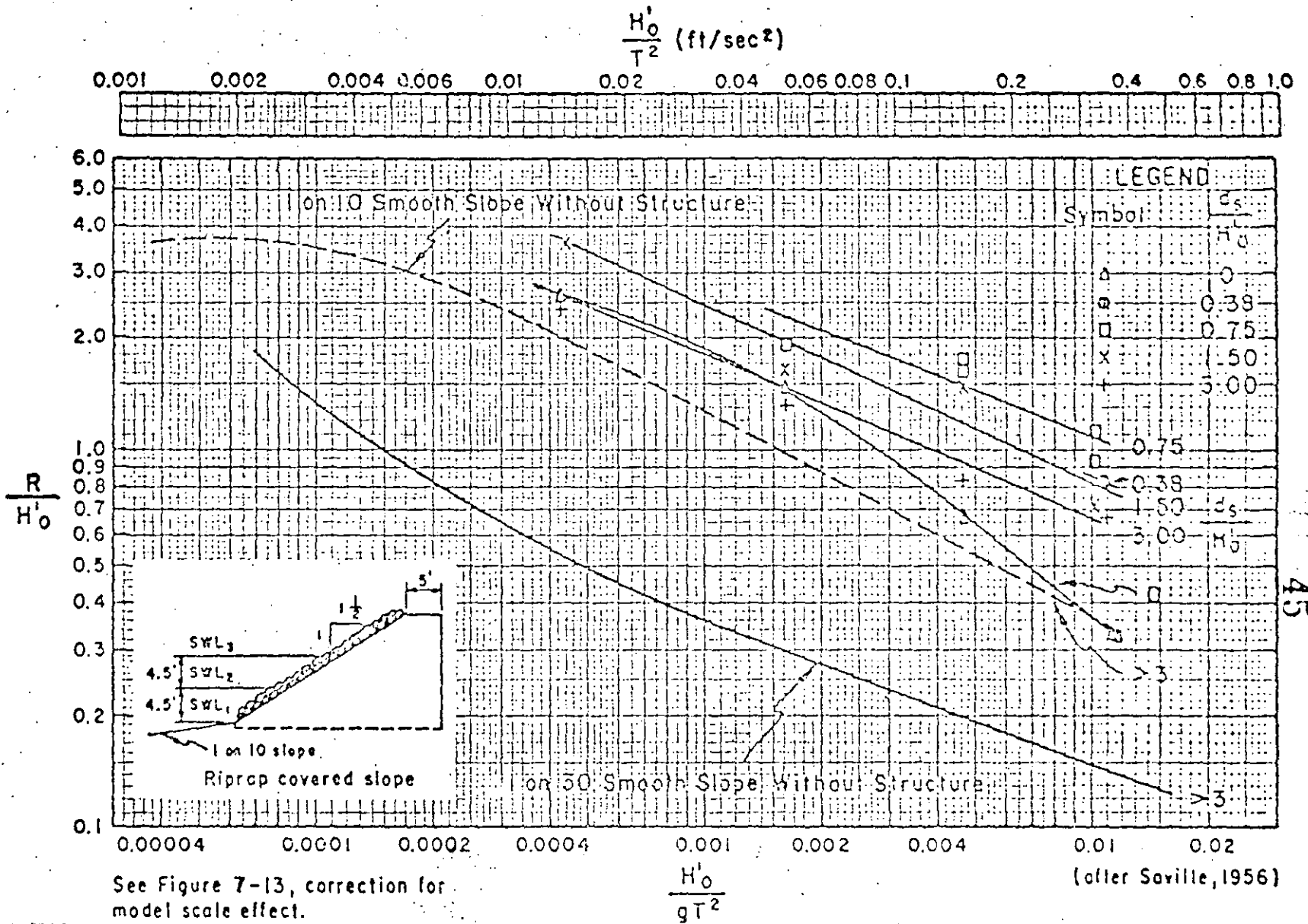


FIG. 22 RUN UP EN ENROCAMIENTO CON TALUD 1:1.5 VS. H_0 / gT^2

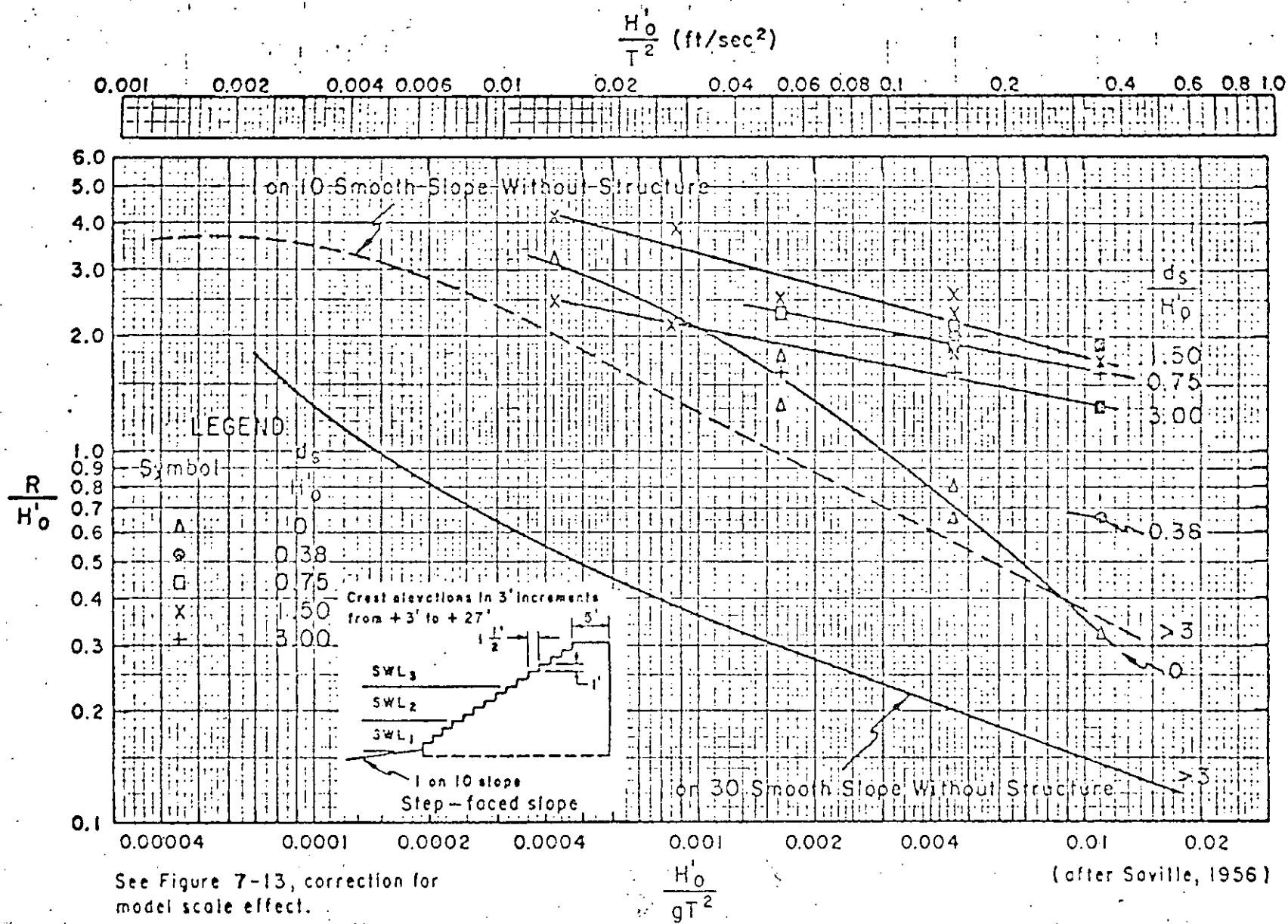


FIG. 23 RUN UP EN PENDIENTE ESCALONADA 1: 1.5 VS. H_o/gT^2

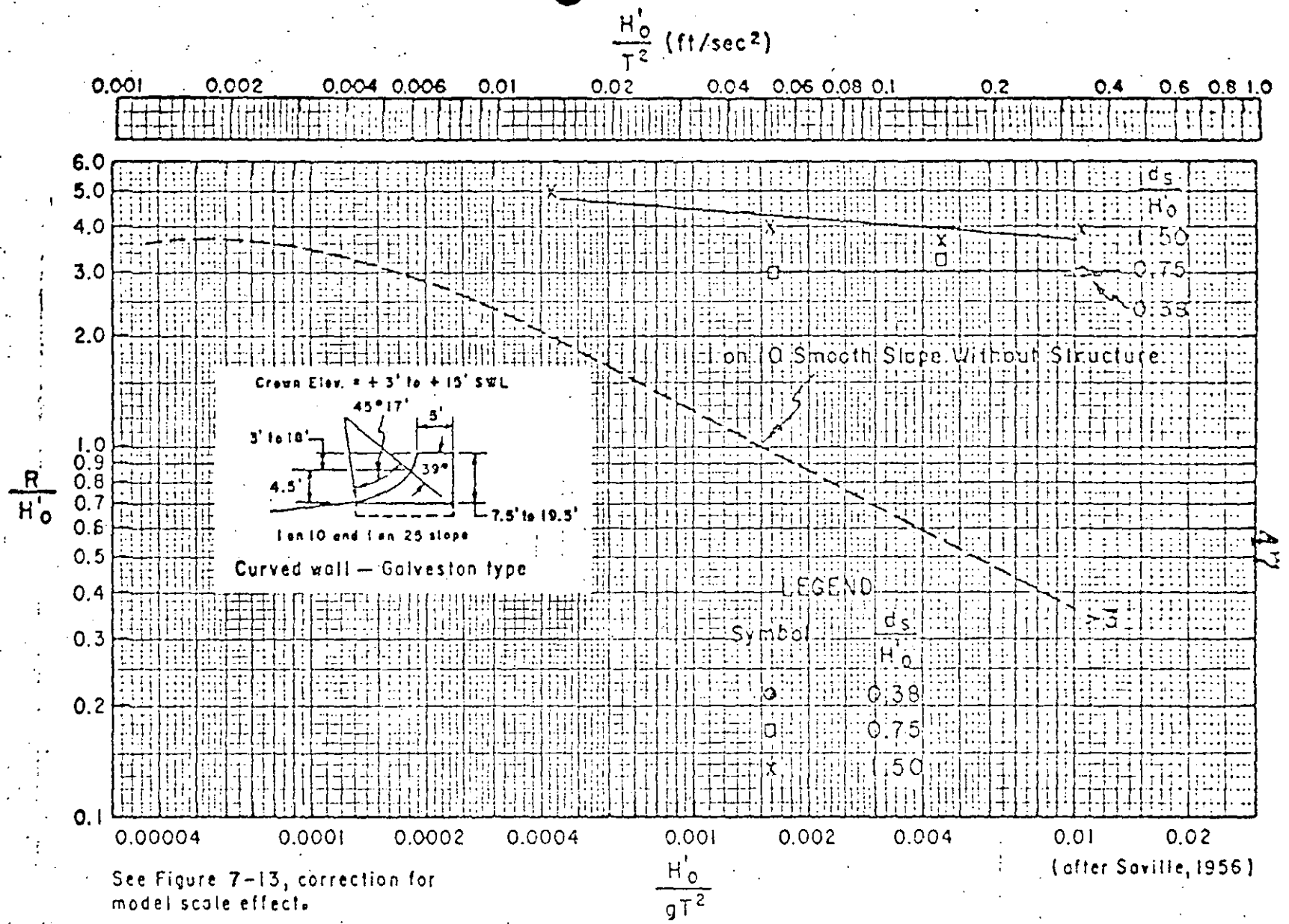


FIG. 24 RUN UP EN UN MURO DE MAR VS. $\frac{H_o'}{gT^2}$

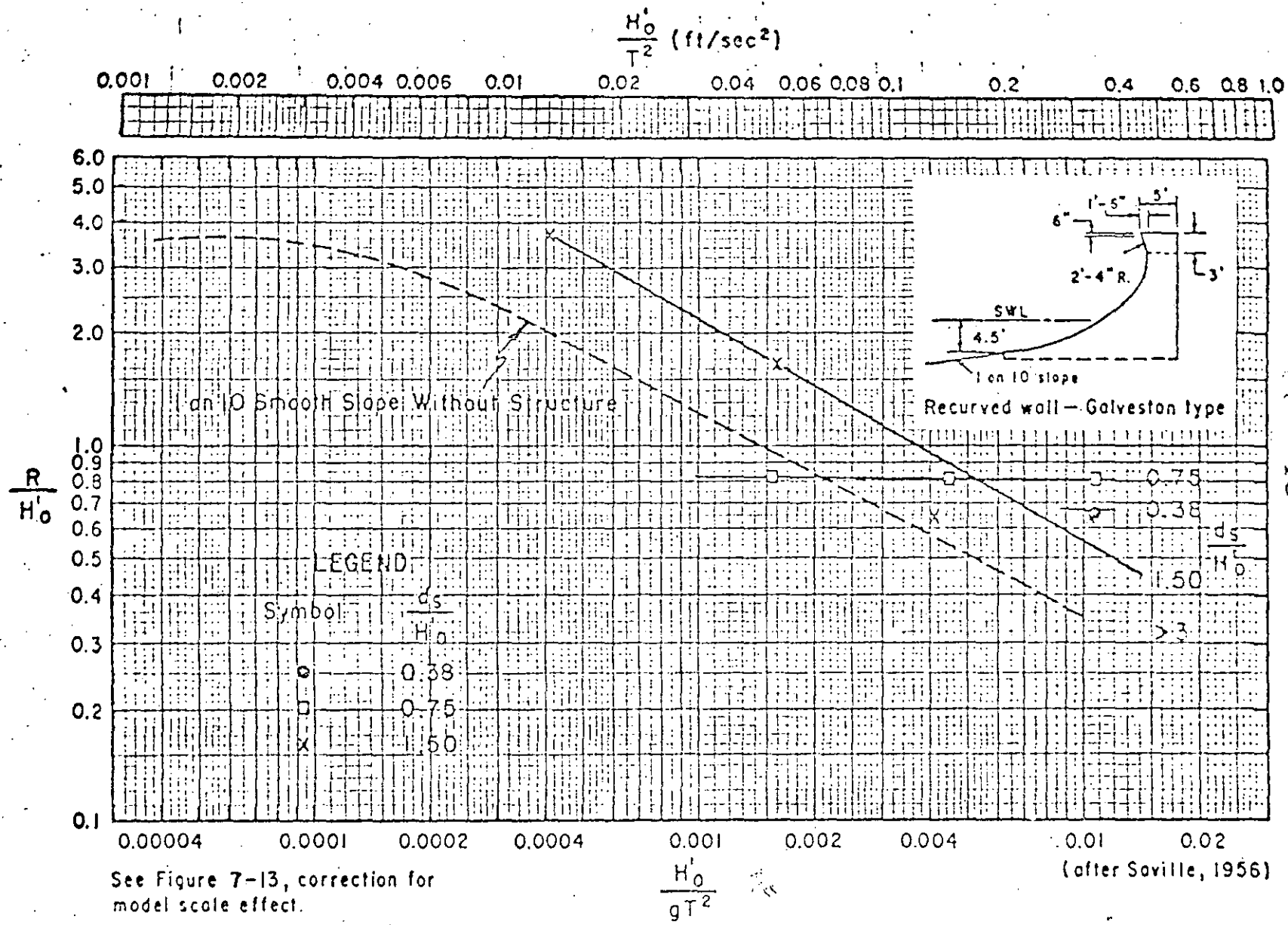


FIG.25 RUN UP EN UN MURO DE MAR TIPO GALVESTON VS. H_0'/gT^2



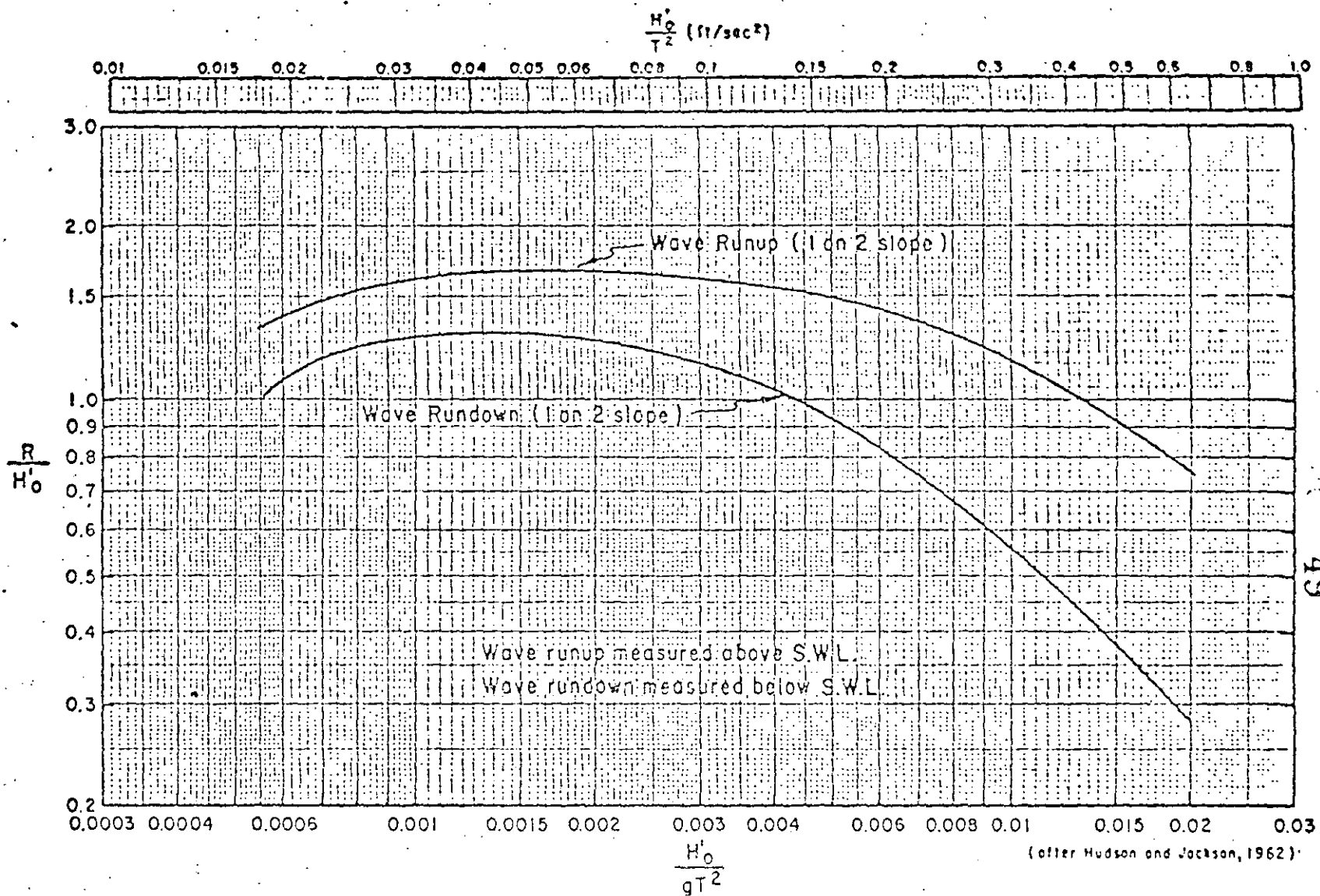


FIG. 26 RUN UP Y ESCURRIMIENTO EN ENROCAMIENTO GRADUADO, PENDIENTE 1:2 VS. H_o / gT^2

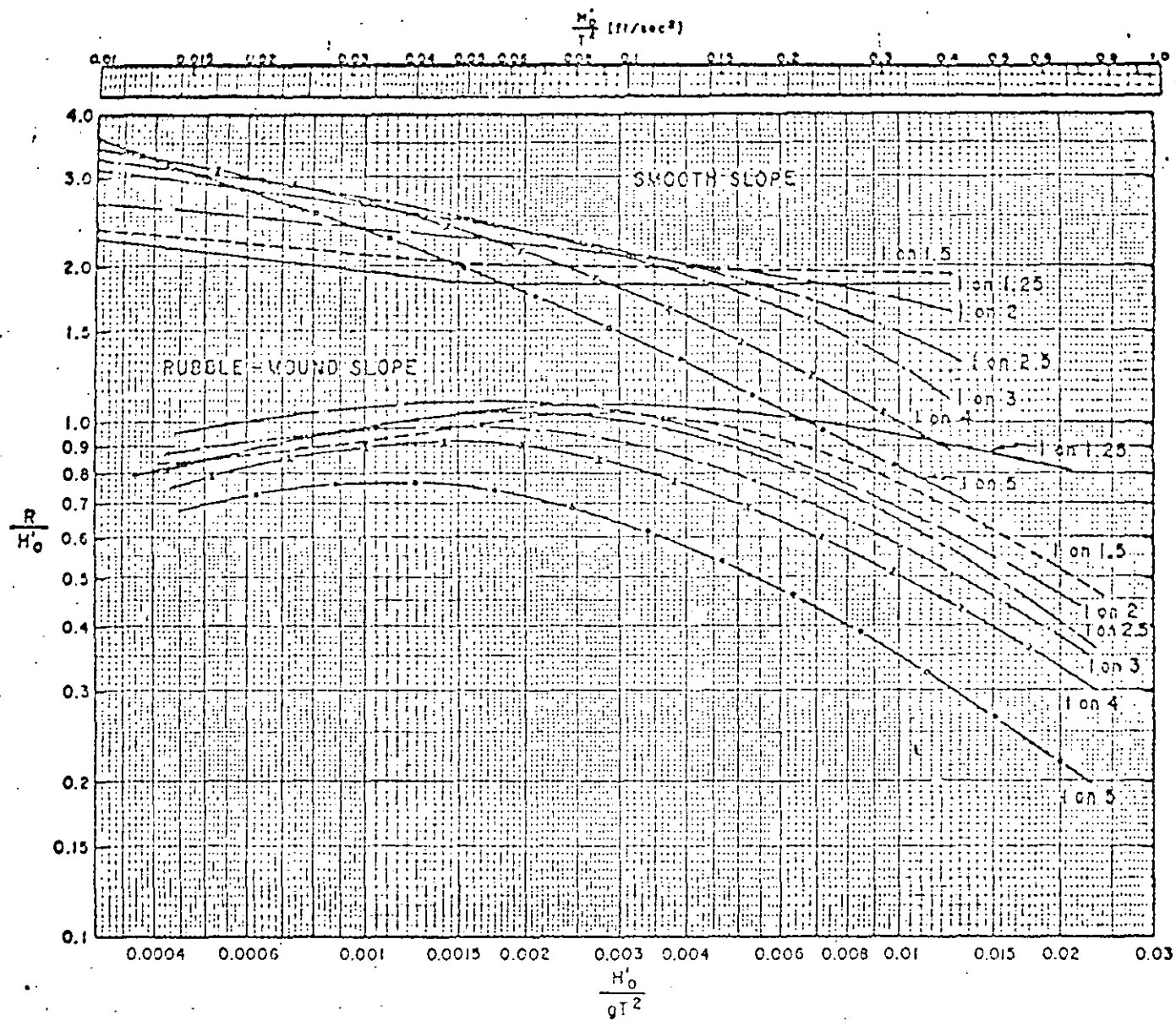


FIG. 27 COMPARACION DE RUN UP EN PENDIENTES LISAS Y RUGOSAS (Datos para $d_{50}/H_0 > 73.0$)

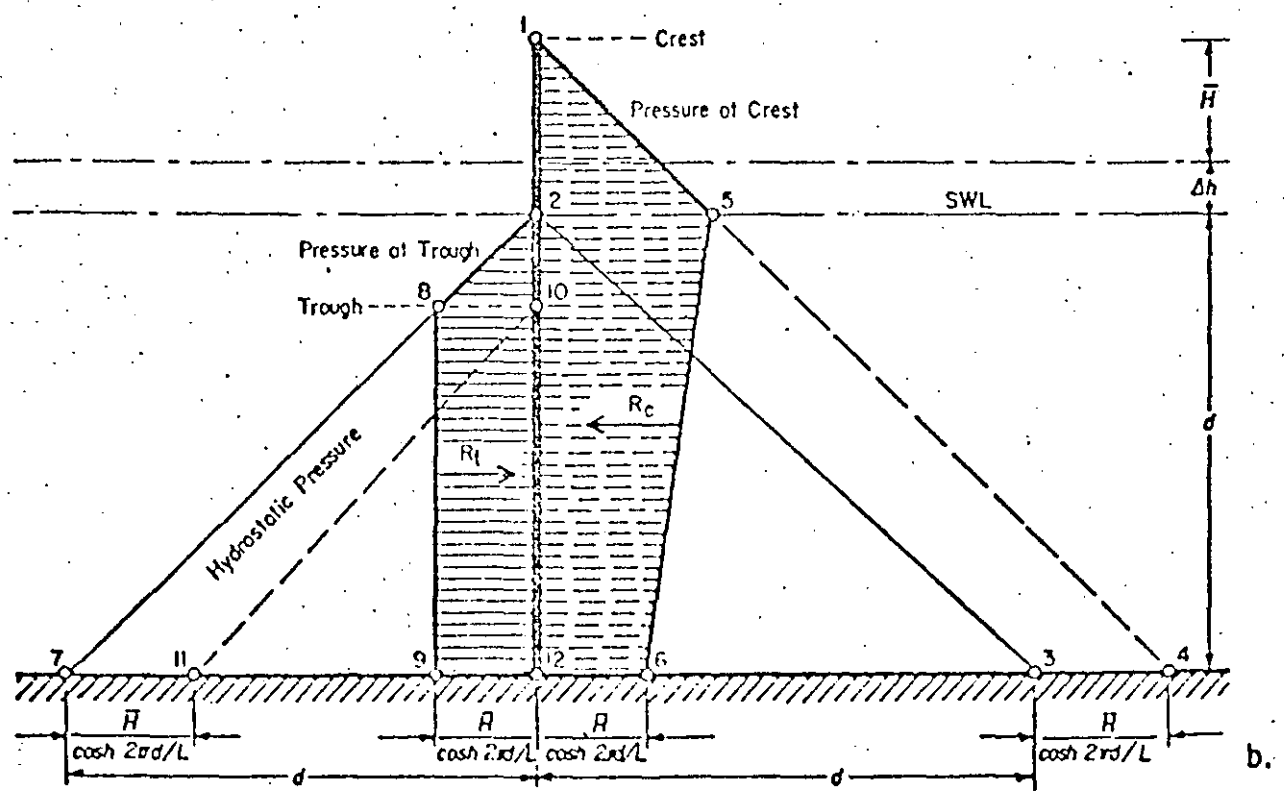
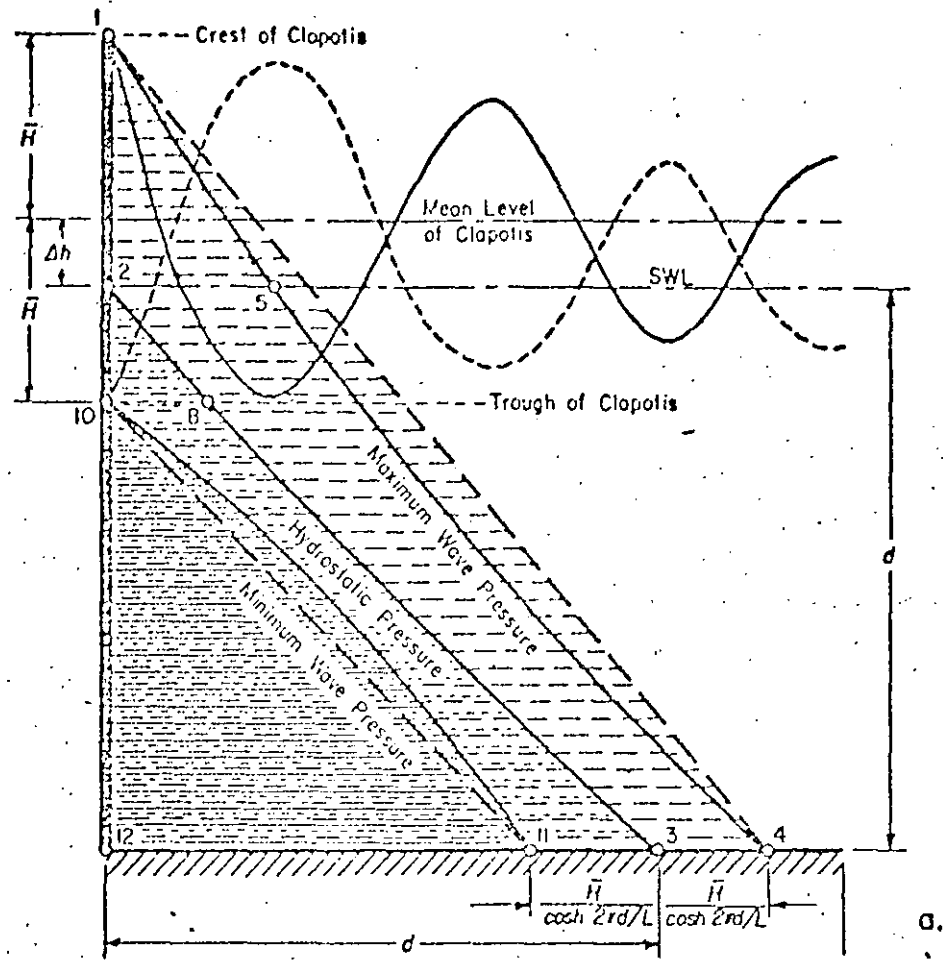


Fig. 28. Wave force diagrams for fully reflected waves

52
 TABLA 1 VALORES DE K_D RECOMENDADOS PARA DISEÑO

Recommended* Values of K_D for Design of Structure Trunk

Breaking and Nonbreaking Waves, No-Damage and No-Overtopping Criteria

Unit	n	Placing Technique	K_D	
			Breaking Waves	Nonbreaking Waves
Smooth quarrystone	2	Random	2.1	2.4
Rough quarrystone	2	Random	3.5	4.0
Tetrapod	2	Random	7.2	8.3
Quadripod	2	Random	7.2	8.3
Tribar	2	Random	9.0	10.4
Tribar	1	Uniform	12.0	15.0
Dolos	2	Random	22.0**	25.0**

* Breaking-wave data are tentative and subject to change after more comprehensive ES 815 tests are completed.

** Tentative and subject to change after comprehensive ES 815 tests are completed. A few preliminary ES 815 tests, conducted in 1971, indicated that K_D for dolosse on steep slopes may be limited by slope failure rather than damage to the armor-unit cover layer. Therefore, a sea-side slope steeper than $\cot \alpha = 2.0$ is not recommended at this time.

Recommended* Values of K_D for Design of Structure Head

n = 2, Random Placing Technique, No-Damage and No-Overtopping Criteria

Unit**	cot α	K_D	
		Breaking Waves	Nonbreaking Waves
Smooth quarrystone	1.5-3.0	1.7	1.9
Rough quarrystone	1.5	2.9	3.2
Rough quarrystone	2.0	2.5	2.8
Rough quarrystone	3.0	2.0	2.3
Tetrapod and quadripod	1.5	5.9	6.6
Tetrapod and quadripod	2.0	5.5	6.1
Tetrapod and quadripod	3.0	4.0	4.4
Tribar	1.5	8.3	9.0
Tribar	2.0	7.8	8.5
Tribar	3.0	7.0	7.7
Dolos	2.0	15.0	16.5
Dolos	3.0	13.5	15.0

* Tentative and subject to change after comprehensive ES 815 tests are completed.

** No data presently available for other armor units.

54
 TABLA 2 TIPOS DE ELEMENTOS DE CONCRETO PREFABRICADOS

Name of Unit	Development of Unit		U. S. Patent Number	Reference Number
	Country	Year		
<u>Akmon</u>	Netherlands	1962	None	23
<u>Bipod</u>	Netherlands	1962	None	23
<u>Cob</u>	England	1969	None	24
<u>Cube*</u>	---	---	None	8
<u>Cube (modified)</u>	USA	1959	None	12
<u>Dolos</u>	Rep. So. Africa	1963	None	13
<u>Dom</u>	Mexico	1970	(?)	--
<u>Cassho block</u>	Japan	1967	None	25
<u>Grobbelaar block</u>	Rep. So. Africa	1957	None	26
<u>Hexaleg block</u>	Japan	(?)	None	27
<u>Hexapod</u>	USA	1959	None	12
<u>Hollow square</u>	Japan	1960	3,176,468	25,28
<u>Hollow tetrahedron</u>	Japan	1959	None	25,14,29
<u>Interlocking H-block</u>	USA	1958	None	30
<u>H-shaped block</u>	Japan	1960	3,176,468	25,28
<u>Pelican stool</u>	USA	1960	None	15
<u>Quadripod</u>	USA	1959	None**	12
<u>Rectangular block*</u>	---	---	None	16
<u>Stabit</u>	England	1961	None	17
<u>Stabilopod</u>	Rumania	1965	None	31
<u>Sta-Bar</u>	USA	1966	3,636,713	32
<u>Sta-Pod</u>	USA	1966	3,399,535	32
<u>Stolk cube</u>	Netherlands	1965	3,548,600	33
<u>Svee block</u>	Norway	1961	3,210,944	34
<u>Tetrahedron (solid)</u>	USA	1942	None	12
<u>Tetrahedron (perforated)</u>	USA	1959	None	12
<u>Tetrapod</u>	France	1950	2,766,592	9,12
<u>Toskane</u>	Rep. So. Africa	1966	None	26
<u>Trihar</u>	USA	1958	2,909,037†	12,35
<u>Trigon</u>	USA	1962	(?)	--
<u>Tri-long</u>	USA	1968	None	36
<u>Tripod</u>	Netherlands	1962	None	23

* Cubes and rectangular blocks are known to have been used in masonry type breakwaters since early Roman times, and in rubble-mound breakwaters during the last two centuries. The cube was tested at WES as early as 1943.

** Patent for tetrapods applies also to quadripods.

† Royalty free to agencies of U. S. Government.

The underscored units have been tested, some extensively, at WES.

*Table 7. Recommended Values of K_D for Design of Structure Trunk When Some Damage to Structure Can Be Allowed; n = 2, Random Placing Technique, Nonbreaking Waves**

Table 7

Recommended Values of K_D for Design of Structure Trunk When Some Damage to Structure Can Be Allowed; $n = 2$, Random Placing Technique, Nonbreaking Waves*

Unit	D, Percent					
	0-5	5-10	10-20	20-30	30-40	40-50
Smooth quarrystone						
H/H_{DW}	1.00	1.08	1.19	1.29	1.41	1.54
K_D	2.4	3.0	4.0	5.1	6.7	8.7
Rough quarrystone						
H/H_{DW}	1.00	1.08	1.23	1.37	1.47	
K_D	4.0	4.9	7.3	10.0	12.4	
Quadripod and tetrapod						
H/H_{DW}	1.00	1.09	1.21	1.32	1.41	1.50
K_D	8.3	10.8	14.5	19.2	23.4	27.8
Tribar						
H/H_{DW}	1.00	1.11	1.30	1.50	1.59	
K_D	10.4	14.2	22.8	35.2	41.8	
Dolos	(No data presently available)					

54

* See paragraph 14.

DETERMINACION DE LA ALTURA DE OLA DE CALCULO

Por **Rafaol DEL MORAL CARRO**

Director del Laboratorio de Puertos

y **Rafaol ESCUTIA CELDA**

Ingeniero de Caminos del Laboratorio de Puertos

El desarrollo del transporte marítimo de los últimos años, ha ido forzando la capacidad de los barcos hacia un gigantismo que ha obligado a los grandes puertos a buscar nuevas áreas adecuadas a este incremento de barcos, al agotarse las áreas protegidas, bien natural o artificialmente, que el hombre había escogido en anteriores décadas.

Este nuevo planteamiento, en áreas costeras profundas hasta ahora no utilizadas, da como consecuencia una gran inseguridad al ignorar si la extrapolación de las teorías empleadas para la fecha, y sancionadas por la práctica, es correcta o no.

La experiencia de importantes averías producidas en diques de grandes profundidades nos hace sospechar que la extrapolación del tratamiento determinado y preconizado por Tribarren para la determinación de las características del oleaje, que él mismo admitía ser una simplificación de la complejidad de la realidad que se da en la naturaleza, no es adecuada.

Por tanto, la generalización de las fórmulas para el cálculo de los efectos de los elementos del oleaje regular, y relacionadas con el punto anterior, mediante un simple aumento de la altura de cálculo

para salvar el paso del oleaje regular al real irregular, es inadecuada dentro del campo de grandes profundidades a que nos referimos. La frontera que separa ambos campos ya es más difícil de delimitar.

El problema se complica, aún más, por la carencia actual de fuentes de información fiables de datos de oleaje sobre el cual se pueda elaborar una estadística representativa de los fenómenos locales, no teniendo otra alternativa el proyectista que aceptar como buenas unas bases de partida muy discutibles. Las campañas de toma de datos es uno de los objetivos prioritarios que persigue el Laboratorio de Puertos y desde estas líneas hacemos una llamada de atención para concienciar a los portuarios sobre las graves inconvenientes que plantea la pobreza de información básica.

El proyecto definitivo de las obras de abrigo de un puerto es función de las necesidades previstas en su desarrollo y de los condicionantes marítimos.

Elegido el año horizonte para el desarrollo del puerto, mediante una previsión de tráfico podremos conocer las consecuencias necesidades tanto de áreas de agua abrigada como de líneas de atraque, equipo de manipulación, superficies de almacenamiento y vías de comu-

nicación que dentro de una racional explotación portuaria nos den una capacidad de tráfico acorde con la previsión realizada.

Estas necesidades deben quedar reflejadas en unos planos de planta compatibles con los condicionamientos físicos propios del puerto tales como la presencia de cauces que impidan el desarrollo del puerto en determinada dirección; el entorno ciudad-puerto, la batimetría y geotécnica de los posibles emplazamientos de las obras y sobre todo, por las condiciones que impone el mar como agente dominante.

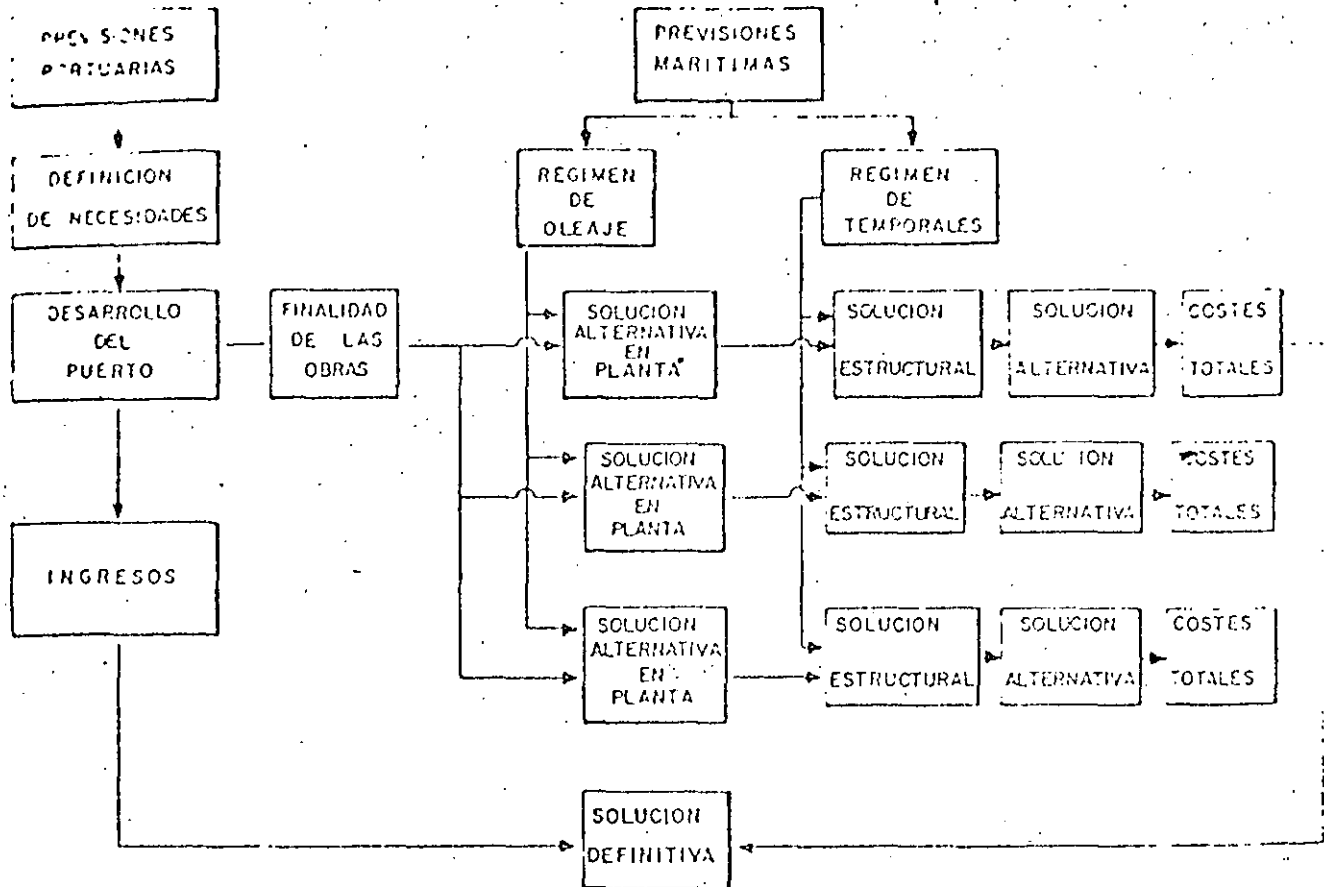
En el análisis de las diversas soluciones alternativas, la acción del mar interviene en dos facetas diferentes. Por un lado será necesario estudiar el régimen de oleaje para definir la situación en planta de los diques de forma que las condiciones de abrigo creadas permitan la operatividad del puerto durante un porcentaje de días suficiente. Fijada la planta de las soluciones alternativas, el siguiente paso es determinar, en función de las condiciones extremas del mar definidas por el régimen de temporales, la solución estructural óptima para cada solución obteniéndose entonces la definición completa de las alternativas y por lo tanto el coste de cada una de ellas que deberá incluir, además de los costes de construcción, las pérdidas previstas por averías en el dique y las debidas al porcentaje de tiempo en el cual las funciones portuarias deberán suspenderse por no cumplirse las condiciones de abrigo requeridas.

La comparación de los costes con los ingresos portuarios, calculados según las hipótesis de partida, será la base para la decisión final.

DETERMINACION DE LA ALTURA DE OLA DE CALCULO

EXPLOTACION Y
PLANIFICACION PORTUARIA

OBP PORTUARIAS



Este trabajo trata únicamente del proceso a seguir para llegar a la solución estructural óptima, determinada ya la solución en planta. Para ello, es necesario:

1. El cálculo o dimensionamiento de las diversas secciones del dique ante diferentes hipótesis de temporales.
2. Elección de unos criterios que lleven a la obtención de la solución estructural óptima.

El cálculo o dimensionamiento de las secciones de un dique será objeto de otra publicación donde se expondrán los diversos aspectos a considerar en el cálculo, así como los métodos normalmente empleados. Sin embargo, y dada su estrecha relación con el punto segundo, se incluye en esta exposición unas notas necesarias para poder comprender y juzgar los procedimientos seguidos para llegar a la solución óptima.

Por tanto, en este artículo,

que es un resumen avance de una de las publicaciones de la serie patrocinada por la Dirección General de Puertos, se pretende reflejar todos estos problemas, recogiendo la inquietud de multitud de consultas presentadas ante este Laboratorio. Los autores hemos intentado tener en cuenta las tendencias existentes, basándonos en la experiencia acumulada: en la dirección de los ensayos realizados en el Laboratorio de Trondheim (Noruega), para el dique en talud del superpuerto de Bilbao; en el asesoramiento de los realizados en el Danish Hydraulic Institute para el dique vertical de la IV Planta Siderúrgica de Sagunto; en la preparación de las últimas conclusiones del «Rapport Final de la 2ª Commission Internationale pour l'Etude des effets des Lames» (1977) del A.I.P.C.N., así como en los primeros trabajos reali-

zados para la 3ª «Commission Internationale pour l'etude des effets des Lames», constituida expresamente con este fin.

A lo largo de las sucesivas páginas, hemos querido expresar nuestra prudencia ante todo proceso matemático que, al encadenar sucesivas hipótesis cada una de ellas con errores perfectamente naturales del orden del 10 al 20%, sin saber hacia dónde se dirigen estos errores, nos puede llevar a conclusiones finales posiblemente separadas de la realidad hasta incluso un 200%.

Igualmente expresamos nuestra intranquilidad ante la dificultad de generalizar resultados, ya que al considerar todas las variables que realmente influyen en un fenómeno, es necesario multiplicar hasta tal punto los ensayos que hacen inviable el buscar seriamente resultados generales fiables.

COMPORTAMIENTO DE UN DIQUE ANTE EL OLEAJE

57

CUANDO se somete un dique a la acción de un temporal de intensidad superior a su capacidad resistente, se producen averías que pueden llegar a considerarse como destrucción del dique si la intensidad del temporal alcanza una cierta magnitud. El conocimiento de la evolución de las averías, es decir, del comportamiento del dique frente al oleaje, y consecuentemente, de los métodos apropiados de cálculo, tiene una importancia fundamental para llegar a su correcto dimensionamiento.

Los métodos de cálculo pueden clasificarse en dos grupos:

- Métodos semi-empíricos o empíricos generales.
- Métodos empíricos particulares.

En el primer grupo se incluyen aquellos métodos basados en consideraciones teóricas, y ajustados a través de la experimentación, cuya aplicación puede ser considerada general dentro de una serie de limitaciones dependientes de la amplitud de la experimentación realizada. El inconveniente que presentan estos métodos, independientemente de su mejor o peor exactitud, es consecuencia de la necesidad de la generalización, que obliga a realizar los ensayos de tarado de la formulación en unas condiciones poco reales. Así por ejemplo, los ensayos sobre diques en talud han sido efectuados con un talud indefinido y los correspondientes a diques verticales, sobre un paramento que no permite el rebalse. La aplicación de los resultados a los casos particulares, donde el talud no es indefinido, y se corona éste con un espal-

dón relleante; o al tratarse de un dique vertical, el disponer un botaolas para disminuir el rebalse, puede conducir a resultados erróneos. A estas diferencias en cuanto a la forma de la sección, se puede añadir la forma de realización de los ensayos en cuanto al oleaje a que está sometido. Gran cantidad de fórmulas de aplicación general han sido obtenidos a través de ensayos con oleaje regular o monocromático. Este tipo de oleaje es esencialmente diferente al existente en la naturaleza. Desde hace más de una década se han realizado ensayos tendentes a conseguir una fórmula de equivalencia entre oleajes regular e irregular sin resultados definitivos hasta el momento. Por otro lado, el gran número de variables que intervienen en la definición de un temporal en la naturaleza impide la realización de ensayos con oleaje irregular de forma general. Debido a estas deficiencias, sólo es recomendable el empleo de estos métodos a nivel de anteproyecto debiendo recurrir siempre que sea posible a los métodos empíricos particulares para llegar al dimensionamiento definitivo.

Los métodos empíricos particulares consisten en ensayos en modelo reducido de las diversas secciones tipo del dique realizados en las condiciones más próximas posibles a las existentes en la naturaleza. El equipo de que constan los canales de ensayo es capaz de reproducir temporales con las características que se deseen. Con ello se consigue comprobar, previamente a la construcción del dique, el efecto de los posibles temporales y dimensionarlo de forma mucho más

aproximada que con los métodos anteriores

El desarrollo de las averías en los diques difiere según su tipología. Pueden considerarse dos grandes grupos a efectos de comportamiento: los diques verticales y los diques en talud.

Los primeros están constituidos básicamente por un muro cuyo paramento del lado del mar es vertical construido normalmente mediante bloques o cajones prefabricados. El peso del muro a través del rozamiento con la banqueta de cimentación produce un esfuerzo horizontal resistente que deberá ser capaz de soportar los esfuerzos producidos por el temporal de cálculo. Estos esfuerzos en síntesis son de dos tipos: un esfuerzo horizontal sobre la cara exterior del dique y un esfuerzo vertical ascendente debido a la subpresión generada por el paso de la ola. Cuando las sollicitaciones debidas al oleaje superan un cierto umbral, el dique deja de ser estable produciéndose un desplazamiento de la cuya magnitud depende de la intensidad de aquellas sollicitaciones y de su duración. Aunque podría admitirse, en función de las características del dique, un desplazamiento acumulado máximo de las secciones a partir del cual se considere como avería total, la dificultad en la evaluación del desplazamiento debido a la acción de una sola ola y de los desplazamientos acumulados, producidos por olas contenidas en un mismo temporal o en sucesivos temporales, obliga en la práctica normal, a suponer que la excedencia de las condiciones de cálculo implica la destrucción del dique.

Los diques en talud presentan un comportamiento diferente en razón de su diferente constitución. La destrucción de un dique en talud no es súbita, sino que viene precedida por una serie de averías en el manto de protección en forma de elementos

(cantos de escollera, bloques, tetrápodos, etc.) desplazados por el oleaje fuera de la sección o al menos fuera de la zona donde ejercen su función resistente. El desarrollo de las averías depende de la intensidad del temporal y de su duración. Sin embargo, cuando el temporal excede el de iniciación de averías pero su intensidad no es muy elevada, el desarrollo de las averías se detiene alcanzando un estado de equilibrio que puede ser de dos tipos: absoluto y ficticio. En el primer caso, la duración no tiene influencia puesto que la sección es totalmente estable. En el segundo

cionan, en su acepción general, una relación entre la intensidad del temporal, su duración, y los daños acumulados producidos. En las curvas que se muestran a continuación (figura 1) la intensidad del temporal estará representada por la altura de ola significativa, H_s .

La curva 1 representa la curva de daños correspondiente a un oleaje de altura de ola significativa H_{s1} . Los daños crecen a medida que se incrementa la duración, llegando un momento en que dejarían de producirse daños. Los daños máximos producidos son $d_1\%$.

La curva 3 muestra una fase de estabilidad, pero, a partir de un cierto momento, continúa el incremento de daños alcanzándose la rotura rápidamente.

Para la curva 3', la fase de estabilidad es duradera prolongándose indefinidamente.

La curva 3'' es similar a la curva 3. En este caso la estabilidad se prolonga durante más tiempo, pero la destrucción ha tenido lugar igualmente.

La curva 4, para la altura de ola H_{s4} , muestra un crecimiento casi constante de los daños hasta alcanzar la destrucción total en un plazo de tiempo relativamente breve.

Finalmente, la curva 5 representa la evolución de averías para un temporal H_{s5} , que produce la rotura inmediata de la sección.

La determinación de las curvas de averías es importante en cuanto proporciona una información fundamental sobre el comportamiento de la sección y permite realizar una previsión de la posible evolución de los daños en el dique a lo largo de su vida previsible, de acuerdo con la probabilidad de ocurrencia de temporales de diversas duraciones y de la repetición de temporales. Con ello, se podría dimensionar un dique bajo criterios de rotura. Sin embargo, en la práctica, esto no es factible en la mayoría de los casos; las curvas de averías se podían obtener mediante laboriosos ensayos en modelo reducido, pero la translación de resultados a la realidad está imposibilitada por la carencia de datos estadísticos fiables que relacionen temporales de una cierta intensidad con sus duraciones.

En consecuencia, y como conclusión a estos últimos párrafos, se puede decir que el dimensionamiento de un dique vertical es posible hacerlo para condiciones de rotura, mientras que el de un dique en talud sólo para condiciones de iniciación de averías.

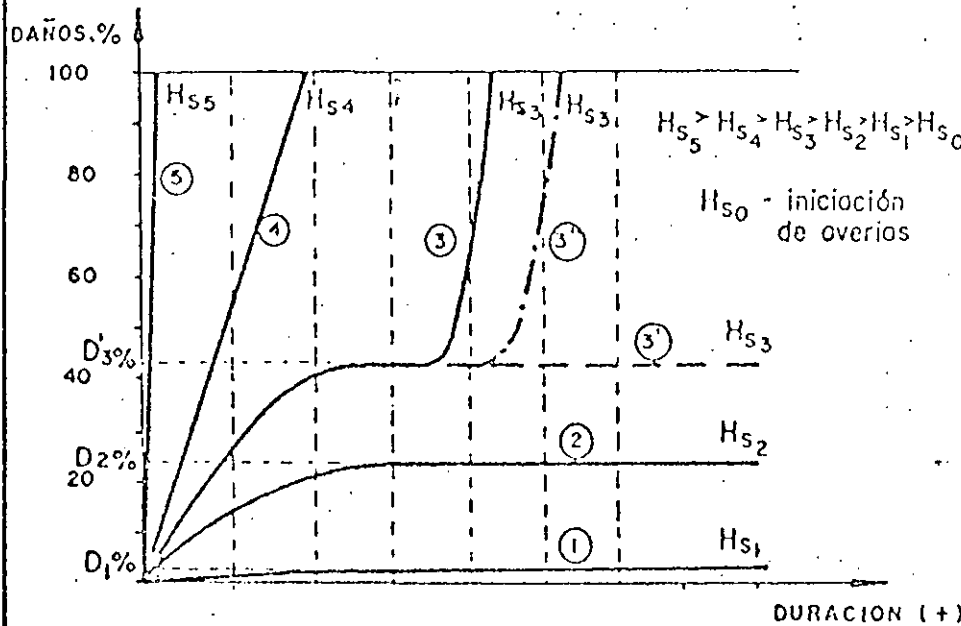


FIG. 1.— CURVAS DE AVERIAS DE UN DIQUE EN TALUD.

caso, la estabilidad puede prolongarse durante un cierto tiempo a partir del cual el desarrollo de las averías continúa. Cuando la intensidad del temporal es suficientemente elevada, el crecimiento de los daños es continuo y función de la duración sin llegar a alcanzar en ningún momento una situación de estabilidad frente al oleaje.

De acuerdo con lo expuesto, el comportamiento del dique podría estar representado por sus curvas de averías que propor-

La curva 2 corresponde a un oleaje de altura H_{s2} . Como puede observarse, el crecimiento de los daños es superior, pero se alcanza igualmente la estabilidad para un nivel de daños $d_2\%$.

Las curvas para la altura H_{s3} corresponden a la fase de estabilidad ficticia. En este momento, el comportamiento de la sección no puede predecirse y por ello se han dibujado tres curvas que muestran diferentes posibilidades.

DIMENSIONAMIENTO DE UN DIQUE

PREVIAMENTE al estudio de diversas alternativas estructurales de las secciones de un dique hay que realizar una predicción de oleaje donde, como resultado final, se obtendrá la distribución extremal de temporales o régimen de temporales. Este régimen de temporales proporciona la probabilidad de ocurrencia de cada temporal de

una intensidad dada y simultáneamente —ya que está relacionado con esa probabilidad— el periodo medio de retorno definido como el intervalo de tiempo medio entre la presentación de dos temporales cuyas intensidades excedan una dada.

La forma típica de presentación de un régimen de temporales se muestra en la figura 2.

donde en ordenadas figura la intensidad de temporal (definida por su H_s máxima) y en abscisas la probabilidad de un temporal no sea excedido, $F(H_s)$. El periodo medio de retorno, T , correspondiente a un temporal de intensidad H_s , se puede calcular mediante la relación:

$$T = \frac{1}{1 - F(H_s)}$$

En definitiva, el régimen de temporales no indica cuál deberá ser la altura de ola de cálculo

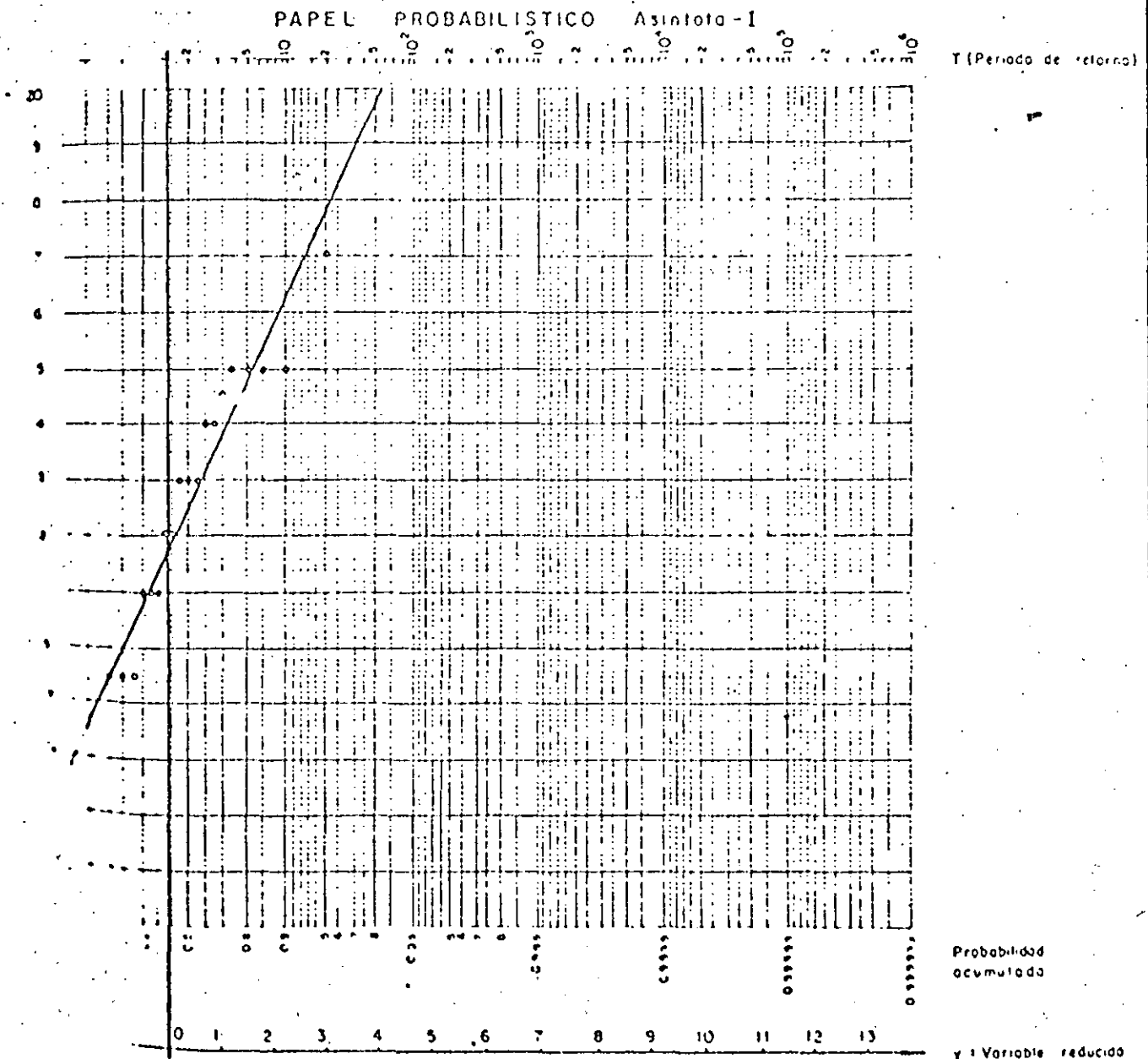


FIG 2—REGIMEN DE TEMPORALES

1957

1958

1959

para el dique, sino simplemente la probabilidad de exceedencia en un año de las condiciones de cálculo o dimensionamiento que hayan sido tomadas.

Iribarren, dando un avance gigantesco en su época, propuso un método determinista para el cálculo de la altura de ola simple obteniéndola mediante la fórmula $H = 1,2 \sqrt{F}$, modifiable por los planos de retracción y sujeta a unos ciertos coeficientes de seguridad. Sin embargo, esta postura determinista no es compatible con la realidad, puesto que es evidente, de acuerdo con la naturaleza, que, en general, la ocurrencia de temporales de diversas intensidades es siempre posible. Lógicamente cuanto mayor sea la intensidad del temporal, menor será la probabilidad de que éste ocurra, y viceversa.

Entonces, es incuestionable, que salvo en condiciones muy particulares (como puede ser la limitación de altura de ola por rotura de ésta) es absolutamente imposible calcular una obra marítima de forma que soporte todos los temporales que se puedan presentar durante la vida previsible de la obra. Cualquiera que sea la altura de ola o cálculo en los niveles de dimensionamiento en que nos movemos siempre existe una probabilidad, o un riesgo de que ésta sea superada. Si la altura de ola de cálculo es relativamente pequeña, la probabilidad de que se presente un temporal de altura superior será grande y existirá un riesgo alto de que la obra sea destruida durante su vida. Si aumentamos la altura de ola de cálculo, las probabilidades de destrucción disminuirán, pero el coste de construcción será más elevado que en el caso anterior. Se plantea entonces un problema de decisión: ¿qué altura de ola se debe adoptar como más conveniente para el cálculo?, o lo que es lo mismo, ¿qué período de retorno

se debe tomar para fijar la altura de ola de cálculo?

La presente publicación no pretende solucionar el problema de la decisión, sino proporcionar unos elementos de juicio que faciliten la tarea.

Dos han sido los artículos seleccionados relativos al tema:

- CRITERIO DE RIESGO, de León E. Borgman.
- DISEÑO OPTIMO DE UN DIQUE, de J. van de Kreeke y A. Paape.

Borgman, en su artículo, presenta tres modelos para la evaluación del riesgo. La diferencia entre ellos está, exclusivamente, en las hipótesis de partida en cuanto a ocurrencia de sucesos. No obstante, los tres modelos proporcionan la misma información. De ellos, el más interesante a efectos prácticos es el modelo I, ya que los requerimientos básicos admiten, en parte, una respuesta. Este modelo consta de dos apartados claramente diferenciados. En primer lugar, y apoyándose en el régimen de temporales, proporciona la probabilidad o «riesgo» de que un temporal de una cierta intensidad, H_1 , sea superado durante la vida previsible de la obra, L . La ecuación que proporciona el «riesgo» es:

$$E_1 = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^L$$

donde T es el período medio de retorno del temporal, cuya intensidad es H_1 . Ello permite conocer el riesgo de destrucción o de iniciación de averías de un dique conocidos el régimen de temporales, su vida previsible, y la intensidad del temporal de destrucción del dique o de iniciación de averías según el caso.

Con estos datos, es el criterio del ingeniero que proyecta la obra el que debe decidir qué nivel de riesgo considera admisible teniendo en cuenta:

- Las características tanto físicas como económicas de la estructura.
- La finalidad de la obra
- La importancia de los bienes defendidos o protegidos

La parte segunda del modelo proporciona la probabilidad de que dado un valor de daños, éste no sea superado durante la vida de la obra, y, de forma particular, la probabilidad de que los daños sean nulos. Sin embargo, todo el proceso está apoyado en una distribución típica empírica de daños que no ha sido contrastada con una distribución de daños real. Bajo este aspecto, y hasta un mejor conocimiento de la bondad del ajuste o de una nueva función de distribución, la aplicación de esta segunda parte del método no es viable.

Otro criterio de dimensionamiento es el propuesto por Van de Kreeke y Paape. Según ellos, la altura de ola de cálculo óptima es la que corresponde a una estructura para la cual la inversión efectuada sea mínima. Esta inversión es la suma de los costes de construcción y el valor de las pérdidas económicas debidas a avería o rotura de la estructura teniendo en cuenta no sólo el valor de la propia obra sino también los bienes defendidos por ella. De forma gráfica, las curvas de costes y pérdidas económicas adoptan la forma que se muestra en la figura 3.

La aplicación del estudio económico difiere en la obtención de la curva de pérdidas económicas según se trate de un dique vertical o de un dique en talud. Las diferencias son consecuencia de su diferente comportamiento frente al oleaje.

En el caso de un dique vertical, si éste ha sido dimensionado para una altura de ola significativa H_{10} , cuando ésta es excedida se produce, o se considera que se produce, la destrucción total de la obra. Las pérdidas económicas deberán incluir el coste de reconstrucción del di-

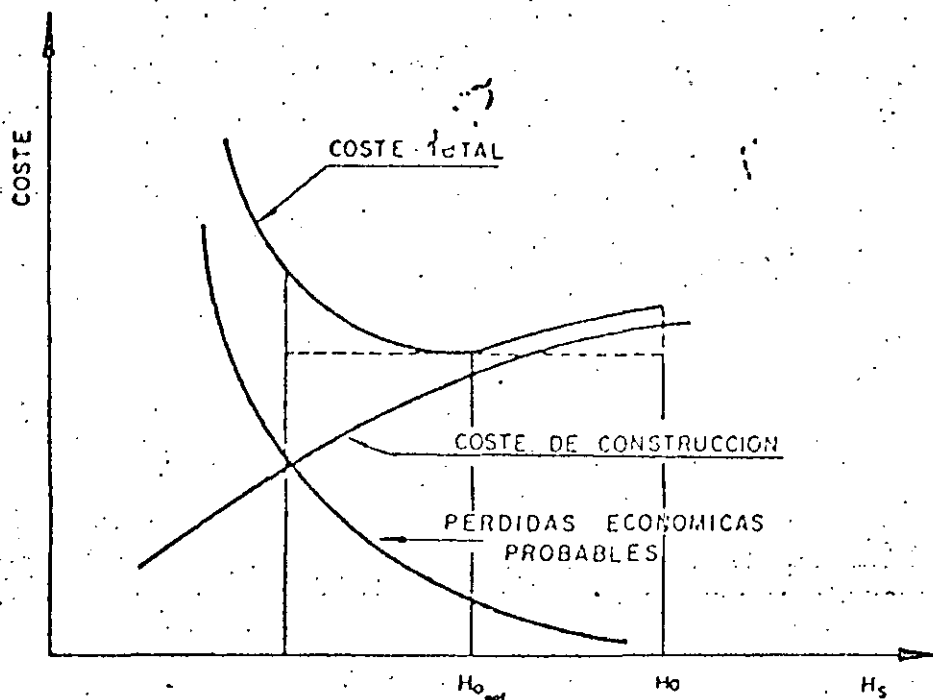


FIG 3.- RELACION COSTES-ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE

que, βP , donde β es un factor de mayoración de costes y las pérdidas en bienes defendidos, B. Este valor puede ser capitalizado aplicándole entonces un factor que depende del interés continuo anual, i , que adopta la forma:

$$\frac{100}{i} (1 - e^{-\frac{iL}{100}})$$

siendo L la vida probable de la obra. La probabilidad de que se produzca la destrucción del dique puede ser obtenida del régimen de temporales calculando la probabilidad de excedencia anual de $H_{0,s}$. En resumen, la curva de costes totales cuyo mínimo hay que determinar adquiere la siguiente expresión:

$$C(H_s) = P(H_s) + \frac{100}{i} (1 - e^{-\frac{iL}{100}}) \cdot \Pr(H_s > H_{0,s}) [\beta P(H_s) + B]$$

$$\Pr(H_s > H_{0,s}) [\beta P(H_s) + B]$$

Cuando se trata de un dique en salud el proceso es similar a partir del momento de la rotura.

pero esta situación viene precedida por una fase de averías parciales que hay que considerar. Cuando se producen solo averías parciales, las pérdidas económicas sólo incluyen los costes de reparación del manto principal del dique, ya que los daños no afectan al resto de la estructura y tampoco a los bienes protegidos. Para el cálculo de estas pérdidas es necesario disponer de las curvas de averías que permiten conocer, dada la presentación de un temporal de una cierta H_s , el porcentaje de daños, d , que registrará la sección. La expresión final del coste total será:

$$C(H_s) = P(H_s) + \frac{100}{i} (1 - e^{-\frac{iL}{100}}) \cdot \sum \Delta \Pr(H_s) \Delta W$$

$$\cdot \sum \Delta \Pr(H_s) \Delta W$$

donde:

$$\Delta \Pr(H_s) = \Pr(H_{s,1} \leq H_s < H_{s,2})$$

$$\Delta W = \frac{d_i}{100} \beta P M$$

para la fase de averías parciales, siendo $[H_{s,1}, H_{s,2}]$ intervalos de alturas de ola delimitados en la zona de averías parciales, d_i el porcentaje de averías medio correspondiente al intervalo y $P_{0,s}$ el coste de construcción del manto principal.

Para la fase de rotura del dique:

$$\Delta \Pr(H_s) = \Pr(H_s > H_{0,s})$$

$$\Delta W = \beta P + B$$

siendo $H_{0,s}$ la altura de ola significativa del temporal que produce la rotura de dique.

En el caso de que se considere que el interés del capital sea igual a la tasa de incremento de costes, las expresiones anteriores adoptan la forma.

$$C(H_s) = P(H_s) + L \cdot \Pr(H_s > H_{0,s}) [\beta P(H_s) + B]$$

$$C(H_s) = P(H_s) + L \sum \Delta \Pr(H_s) \cdot \Delta W$$

DETERMINACION DE LA ALTURA DE OLA DE CALCULO

ANALISIS DE LAS VARIABLES

ESTUDIO ECONOMICO

Los datos de entrada necesarios para realizar el estudio económico de una obra son:

Régimen de temporales. Proporciona la relación entre altura de ola significativa representativa de un temporal y su probabilidad de presentación, obtenida mediante el ajuste estadístico a una serie de puntos.

Las estimas obtenidas a partir de la muestra ajustada a los puntos mediante diversos métodos pueden dar resultados ampliamente variables lo cual implica una variación igualmente amplia en la obtención de la solución óptima. Es, por lo tanto, muy importante conocer de antemano cual es el tipo de distribución que debe emplearse.

Altura de ola de dimensionamiento para fórmulas de estabilidad. Existe una gran disparidad de criterios en cuanto a qué altura de ola característica debe tomarse para el cálculo. Las más usadas son las siguientes:

$H_{1.5}$	=	H_s
$H_{1.10}$	=	1,271 H_s
$H_{1.20}$	=	1,403 H_s
$H_{1.100}$	=	1,666 H_s
$H_{0.01}$	=	1,513 H_s
$H_{max,N}$	=	1,60 H_s
$H_{max,N}$	=	1,90 H_s
$H_{max,N}$	=	2,00 H_s

Comandose frecuentemente los valores de $H_{max,N}$ para el cálculo de diques verticales y valores menores para el caso de diques en talud.

Para cualquiera de ellas, conociendo su relación con H_s , se puede modificar el régimen de temporales para adecuarlo a esta altura de ola característica.

El problema de elección de la más apropiada para el cálculo es complicado, y mas aún, teniendo en cuenta que los esfuerzos producidos sobre diques verticales son funcion del cuadrado de la altura de ola en el término más significativo y para los diques en talud, del cubo de la misma. Este problema desaparece automáticamente mediante ensayos en canal de oleaje irregular ya que en él se reproducen unas condiciones de oleaje muy similares a las reales siendo suficiente el valor de H_s para definir el oleaje.

Coste de construcción. Para realizar el estudio económico es conveniente definir a lo largo del dique tramos de características similares a los que se pueda asignar la misma sección. Para cada tramo se realizara su estudio económico. Es recomendable obtener los costes de construcción directamente de la sección dimensionada en lugar de emplear una fórmula función de la altura de ola de cálculo que, aunque pueda ser un procedimiento muy rápido, puede conducir a errores que afectarían el resultado del estudio económico.

Evaluación de la curva de averías (diques en talud). Como se indicó anteriormente, la curva de averías interviene en el estudio económico y por lo tanto debe ser determinada con la mayor exactitud. Uno de los errores más frecuentes que se cometen es no considerar, cuando se manejan curvas de averías teóricas, el criterio seguido en la determinación de los porcentajes de daños. Así, por ejemplo, en la curva de averías proporcionada por Iribarren, los porcentajes están referidos al «manto activo» cuya longitud es seis veces la arista

del cubo de volumen equivalente al del elemento tipo del manto principal y su espesor es de una sola capa. Otro de los factores que pueden inducir a error es la dispersión normal que ofrecen las curvas de averías. Es conveniente repetir los ensayos varias veces en las mismas condiciones para adoptar para el estudio económico el valor medio de las curvas. Para el estudio económico el valor medio de las curvas.

Evaluación de las pérdidas en bienes defendidos. El peso en el resultado final de las pérdidas debidas a daños en los bienes defendidos es tan grande que exige un delicado estudio. En la evaluación se deben considerar:

a) Pérdidas directas en bienes defendidos en el puerto (muelles, equipo terrestre, buques resguardados, etc.)

b) Pérdidas indirectas como consecuencia menos inmediata de la rotura del dique. En este punto se incluyen no solo la pérdida de ingresos por las diferentes tarifas portuarias durante la reconstrucción del dique sino también y una vez finalizadas las obras la debida a la desviación de tráfico a otros puertos que guarda una cierta inercia y los perjuicios causados a industrias afines del puerto y que de alguna manera dependan de él para su normal funcionamiento.

Vida previsible de la obra. Así como el coste de construcción (P) y las pérdidas en bienes defendidos (B) son datos, exclusivamente, del estudio económico, el régimen de temporales (para la altura de ola característica adecuada) y la vida previsible de la obra son también datos para la determinación del riesgo.

Realizado ya el estudio económico y determinadas las condiciones de cálculo óptimas, tal como veremos en las conclusiones, es conveniente calcular el

100
10000
1000000

10000000
100000000

1000000000
10000000000

100000000000
1000000000000

1000000000000
10000000000000

10000000000000
100000000000000

100000000000000
1000000000000000

1000000000000000
10000000000000000

10000000000000000
100000000000000000

100000000000000000
1000000000000000000

1000000000000000000
10000000000000000000

10000000000000000000
100000000000000000000

100000000000000000000
1000000000000000000000

1000000000000000000000
10000000000000000000000

10000000000000000000000
100000000000000000000000

100000000000000000000000
1000000000000000000000000

riesgo de destrucción o de iniciación de averías que implica aquella elección. Si éste es aceptable, se toman como definitivas. Si no es así, se determinan fijando el nivel de riesgo admisible. Si, para el estudio económico, la determinación de P y/o B no ha sido correcta, el error no tendrá influencia en el cálculo del riesgo correspondiente y por tanto, en cierta medida, podrá ser detectado. No ocurre lo mismo con el régimen de temporales y la vida previsible de la obra, ya que al ser comunes a ambos análisis, no tienen posibilidad de contraste.

Por ello, y por la influencia que tiene en el resultado final, la evaluación de la vida previsible de la obra requiere un cuidadoso análisis a través del estudio del papel futuro que desarrollará la obra proyectada en la vida del puerto.

APLICACION DEL CRITERIO DE RIESGO

Los datos necesarios para la obtención de la altura de ola de cálculo son:

- Régimen de temporales.
- Vida previsible de la obra.
- Nivel de riesgo admisible.

Para los dos primeros son válidos los comentarios realizados en la parte correspondiente del estudio económico.

Nivel de riesgo admisible

En su elección, como ya se indicó anteriormente, hay que tener en cuenta:

- Las características de la estructura (rígida, semirrígida o deformable).
- La finalidad de la obra.

— La importancia de los bienes defendidos.

Una estructura deformable admite la posibilidad de averías parciales cuando la altura de ola de cálculo es superada hasta un cierto límite. No ocurre así cuando se trata de obras rígidas, es decir, obras para las cuales la excedencia de la altura de ola de cálculo implica su destrucción total. (El hecho de un desplazamiento admisible tal como se apunta en la exposición del estudio económico de Kreeke y Paape no se considera como avería, puesto que no es susceptible de reparación.) Según esto, es evidente, que en igualdad de condiciones, el nivel de riesgo que se podría admitir para una u otra es diferente; se puede admitir un riesgo más alto para diques de escollera que para diques verticales.

El nivel de riesgo admisible debe ser también reflejo de la importancia de la obra en cuanto al fin para la cual ha sido proyectado. Cabe hacerse la pregunta ¿qué sucedería si dejase de cumplir su función durante un tiempo? La respuesta a esta pregunta no da una idea de los perjuicios que puede causar. No debe tratarse del mismo modo una obra de protección de un puerto del cual depende el funcionamiento de un área industrial que una obra cuya finalidad sea la estabilidad de una playa, por ejemplo.

De igual forma debe ser considerada la importancia de los bienes defendidos, e incluso, en muchos casos admiten una valoración conjunta con el párrafo anterior. El resultado de esta valoración es el que condiciona en mayor medida el nivel de riesgo considerado como admisible.

Recordaremos que para el caso de diques verticales, el riesgo admitido es de rotura, y para el caso de diques en talud, es de iniciación de averías.

COMPARACION DE AMBOS METODOS DE DIMENSIONAMIENTO

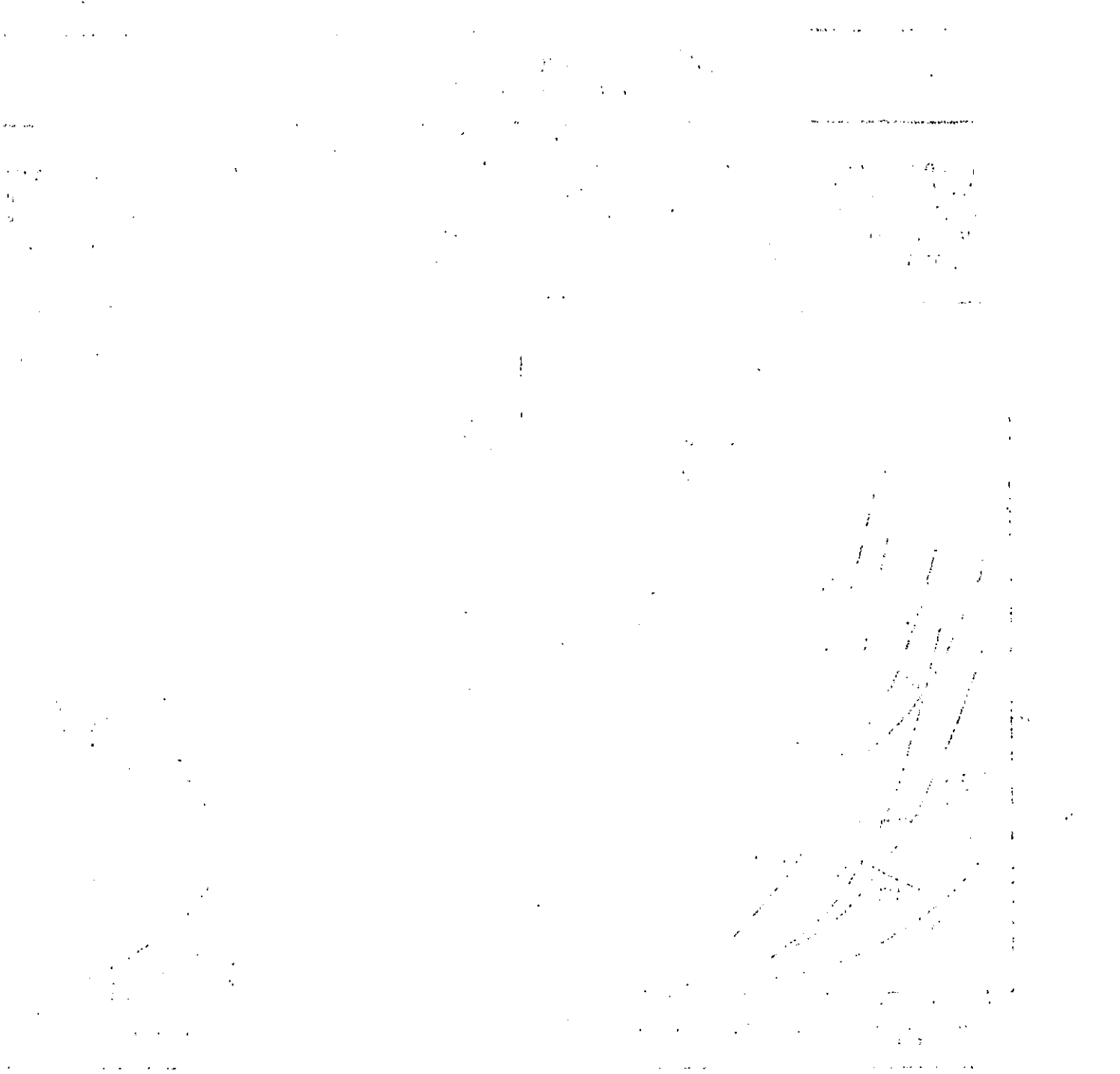
Para la comparación de ambos métodos se han realizado unos ejemplos de dimensionamiento de diques verticales y diques en talud. Para clarificar la influencia de las diversas variables que intervienen en el estudio, se realizó éste bajo diferentes hipótesis de vida previsible y bienes defendidos. En el ejemplo de diques verticales se varió ligeramente el régimen de temporales para mostrar la sensibilidad de la solución ante esta variación, y en el ejemplo de diques en talud, la forma de evaluar el coste de construcción del dique.

Hay que señalar que en los ejemplos realizados en la publicación se ha considerado como única variable definitoria de la intensidad de los temporales la altura de ola significativa, sin tener en cuenta otras variables ya especificadas anteriormente. En este artículo sólo se recogen las curvas y los cuadros correspondientes a los resultados finales.

El esquema que se ha seguido en ambos ejemplos es el mismo. Primeramente se realiza el estudio económico obteniéndose las curvas de costes de construcción, de pérdidas económicas probables y de costes totales como suma de las anteriores. Determinados los costes mínimos, y por lo tanto la altura de ola significativa óptima para el cálculo, se calcula el riesgo que implica tal elección. A continuación se realiza el análisis de riesgo donde se determina la altura de ola significativa para el cálculo a través de la adopción de unos niveles de riesgo admisibles. Finalmente, se comparan los resultados obtenidos en uno y otro caso.

Diques verticales

El ejemplo se realizó con dos valores de la vida previsible de la obra: $L=50$ años y $L=20$



Item	Quantity	Unit
1	100	m ²
2	50	m ²
3	20	m ²
4	10	m ²
5	5	m ²
6	2	m ²
7	1	m ²
8	0.5	m ²
9	0.2	m ²
10	0.1	m ²

1. 100 m²
 2. 50 m²
 3. 20 m²
 4. 10 m²
 5. 5 m²
 6. 2 m²
 7. 1 m²
 8. 0.5 m²
 9. 0.2 m²
 10. 0.1 m²

DETERMINACION DE LA ALTURA DE OLA DE CALCULO

años, y con dos valores de bienes defendidos: $B=0$ y $B=2 \cdot 10^6$ pts. En el analisis de riesgo, queda también recogida la diferente importancia de la obra, re-

flejada en B, al adoptarse dos niveles de riesgo distintos: 10% que corresponderia a $B=0$ y 2.5% que corresponderia a $B=2 \times 10^6$ pts. Para determinar la

sensibilidad de la solución ante el régimen de temporales se realizaron los calculos para dos regimenes de temporales próximos entre sí.

ESTUDIO ECONOMICO

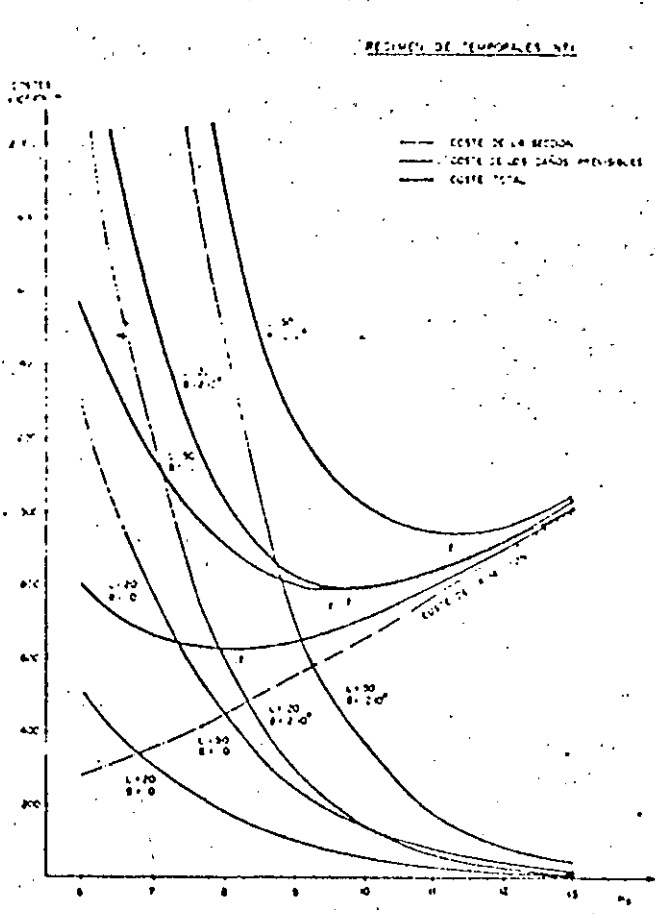


FIG. 4.- CURVAS DE COSTES DE CONSTRUCCION, DAÑOS PREVISIBLES Y COSTES TOTALES

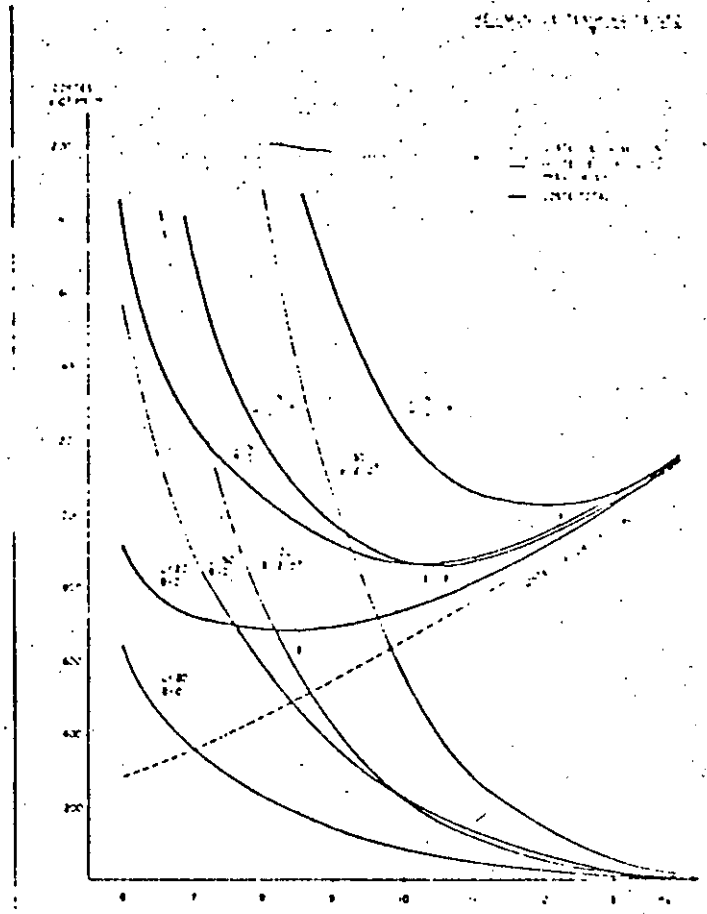


FIG. 5.- CURVAS DE COSTES DE CONSTRUCCION, DAÑOS PREVISIBLES Y COSTES TOTALES

RIESGOS DE ROTURA QUE IMPLICA LA ELECCION DE LA ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE OBTENIDA DEL ESTUDIO ECONOMICO

Régimen de temporales n.º 1

L años	B ptas ml	H_{ca} metros	T años	RIESGO %
50	$2 \cdot 10^6$	11.25	1 250	3.92
50	0	9.50	294	35.66
20	$2 \cdot 10^6$	9.75	400	4.88
20	0	8.20	111	16.56

Régimen de temporales n.º 2

L años	B ptas ml	H_{ca} metros	T años	RIESGO %
50	$2 \cdot 10^6$	12.25	1 538	3.20
50	0	10.30	370	12.66
20	$2 \cdot 10^6$	10.60	424	4.31
20	0	8.50	105	17.42

1950

1951

1952

1953

ANALISIS DE RIESGO

				REGIMEN DE TEMPORALES	
				n.º 1	n.º 2
L años.	B ptas ml	RIESGO DE ROTURA %	T años	H _{..} metros	H _{..} metros
50	2 · 10 ⁴	2.5	1975	11.90	12.60
50	0	10.0	475	10.10	10.60
20	2 · 10 ⁴	2.5	790	10.80	11.50
20	0	10.0	190	8.80	9.30

COMPARACION DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS DEL ESTUDIO ECONOMICO
Y DEL ANALISIS DE RIESGO

Régimen de temporales n.º 1

L años	B ptas ml	ESTUDIO ECONOMICO		ANALISIS DE RIESGO	
		H _{..} (m)	Riesgo(%)	H _{..} (m)	Riesgo(%)
50	2 · 10 ⁴	11.25	3.92	11.90	2.5
50	0	9.50	15.66	10.10	10.0
20	2 · 10 ⁴	9.75	4.88	10.80	2.5
20	0	8.20	16.56	8.80	10.0

Régimen de temporales n.º 2

L años	B ptas ml	ESTUDIO ECONOMICO		ANALISIS DE RIESGO	
		H _{..} (m)	Riesgo(%)	H _{..} (m)	Riesgo(%)
50	2 · 10 ⁴	12.25	3.20	12.60	2.5
50	0	10.30	12.66	10.60	10.0
20	2 · 10 ⁴	10.60	4.31	11.50	2.5
20	0	8.50	17.42	9.30	10.0

1944

...

...

...

...

...

...

...

DETERMINACION DE LA ALTURA DE OLA DE CALCULO

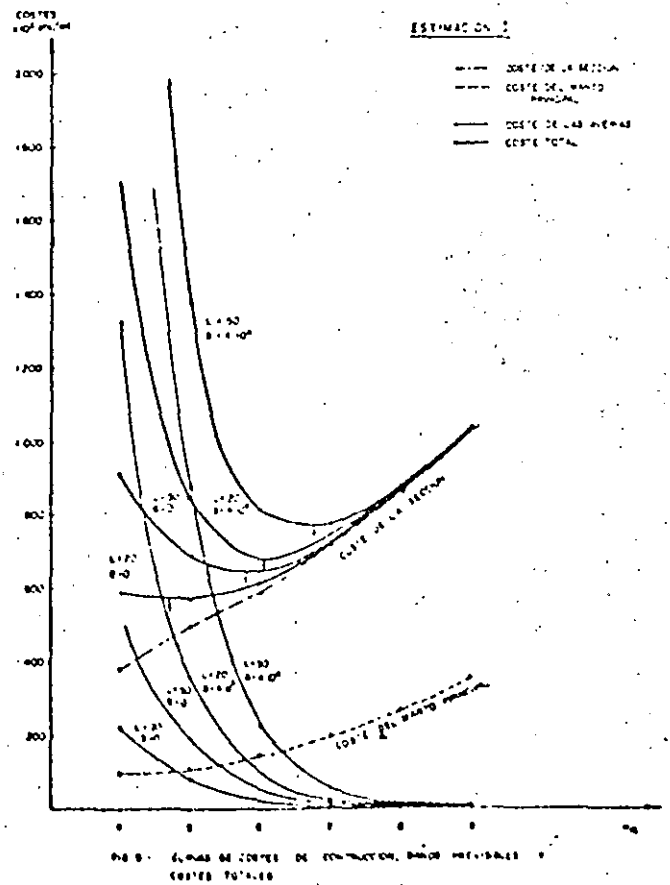
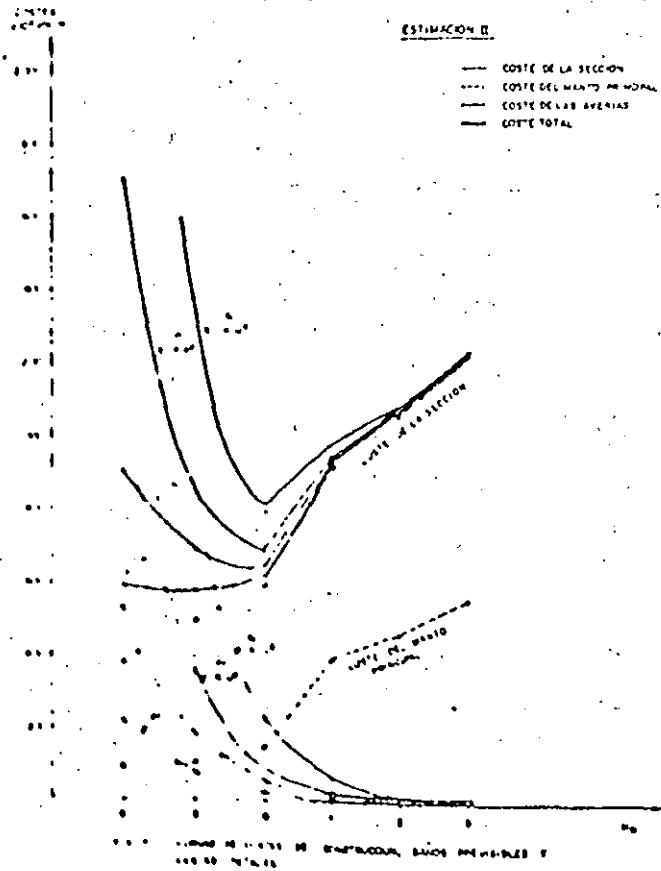
Dique de escollera

Las variaciones de las hipótesis de partida son $L = 50$ años y $L = 20$ años y $H = 0$ y $H = 4 \cdot 10^6$.as En relación con estos valo-

res de los bienes defendidos se adopto para el analisis de riesgo unos niveles de 15% y 30% respectivamente. El ejemplo se realizó para dos formas de evaluación de costes de construc-

cion: -estimacion I- basada en una formula de calculos de costes y -estimacion II- donde se calculaban los costes directamente de la seccion dimensionada.

ESTUDIO ECONOMICO



DETERMINACION DE LA ALTURA DE OLA DE CALCULO

RIESGO DE INICIACION DE AVERIAS QUE IMPLICA LA ELECCION DE LA ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE OBTENIDA DEL ESTUDIO ECONOMICO

L	B	ESTIMACION I			ESTIMACION II				
		Años	pts ml.	$H_{SI}(m)$	T (años)	Riesgo(%)	$H_{SI}(m)$	T (años)	Riesgo(%)
50	$4 \cdot 10^4$			6,76	114	35,66	6,00	58	58,15
50	0			5,80	48	64,73	5,80	48	64,73
20	$4 \cdot 10^4$			6,05	61	28,34	6,00	58	29,42
20	0			4,70	18	67,27	4,70	18	67,27

ANALISIS DE RIESGO

L años	B pts ml.	RIESGO %	T años	$H_{SI} m$
50	$4 \cdot 10^4$	15	308	7,87
50	0	30	141	7,00
20	$4 \cdot 10^4$	15	123	6,85
20	0	30	57	5,97

COMPARACION DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS DEL ESTUDIO ECONOMICO Y DEL ANALISIS DE RIESGO

L	B	ESTUDIO ECONOMICO				ANALISIS DE RIESGO	
		ESTIMACION I		ESTIMACION II		$H_{SI}(m)$	Riesgo(%)
años	pts ml.	$H_{SI}(m)$	Riesgo(%)	$H_{SI}(m)$	Riesgo(%)	$H_{SI}(m)$	Riesgo(%)
50	$4 \cdot 10^4$	6,76	35,66	6,00	58,15	7,87	15
50	0	5,80	64,73	5,80	64,73	7,00	30
20	$4 \cdot 10^4$	6,05	28,34	6,00	29,42	6,85	15
20	0	4,70	67,27	4,70	67,27	5,97	30

COMENTARIOS GENERALES

Como consecuencia de los ejemplos expuestos se pueden hacer una serie de observaciones.

La aplicación correcta del estudio económico no es sencilla. En él intervienen una gran cantidad de variables que tomando valores diferentes dentro de la realidad modifican sensible-

mente la altura de ola significativa de cálculo, y por lo tanto la sección definitiva. Otro factor expuesto anteriormente, no reflejado en los ejemplos, es el interés que se podía aplicar al capital. En los ejemplos se ha considerado que este igualaba la tasa de alza de costes, pero si aplicamos el estudio económico, tal como viene reflejado en multitud de publicaciones, donde únicamente se considera el interés aplicado al capital, los valores mínimos de costes totales, y por lo tanto, los niveles de cálculo se desplazan hacia la izquierda de los gráficos con lo cual se abaratan los costes de construcción pero aumentan los riesgos.

En definitiva, el método permite, manejando las variables de forma siempre razonable, a través del estudio económico, llegar a justificar cualquier solución dentro de unos límites más o menos amplios.

En el caso de que dos proyectistas realicen el mismo proyecto, es muy probable que empleando ambos el estudio económico alcancen resultados bastante diferentes, resultados que por otro lado estarían respaldados por consideraciones siempre justificables.

Un criterio que proporciona más transparencia a la justificación de la solución adoptada es el análisis de riesgo. En él, una vez definida la vida probable de la obra, todas aquellas consideraciones están refundidas en una: el nivel de riesgo que se considera admisible para la obra. Por ello, es siempre conveniente después de realizar el estudio económico calcular cuál es el riesgo que implica la solución óptima obtenida, porque no hay que olvidar que la destrucción de la obra proyectada, hecho probable si el riesgo es alto, la convierte en la menos económica de todas, puesto que el coste final llegará a ser tres o cuatro veces el coste inicial de construcción.

DEPARTAMENTO DE LA TIENDA
DE LA CALLE

El departamento de la tienda de la calle es el más importante de la tienda. En él se encuentran los artículos de primera necesidad que todos los consumidores necesitan. Este departamento debe estar bien surtido y organizado para facilitar la compra de los clientes. Los artículos que se venden en este departamento son: arroz, azúcar, aceite, harina, leche, huevos, frutas, verduras, etc. Este departamento debe estar bien iluminado y limpio para atraer a los clientes. El personal que trabaja en este departamento debe ser amable y eficiente para servir a los clientes.

El departamento de la tienda de la calle es el más importante de la tienda. En él se encuentran los artículos de primera necesidad que todos los consumidores necesitan. Este departamento debe estar bien surtido y organizado para facilitar la compra de los clientes. Los artículos que se venden en este departamento son: arroz, azúcar, aceite, harina, leche, huevos, frutas, verduras, etc. Este departamento debe estar bien iluminado y limpio para atraer a los clientes. El personal que trabaja en este departamento debe ser amable y eficiente para servir a los clientes.

El departamento de la tienda de la calle es el más importante de la tienda. En él se encuentran los artículos de primera necesidad que todos los consumidores necesitan. Este departamento debe estar bien surtido y organizado para facilitar la compra de los clientes. Los artículos que se venden en este departamento son: arroz, azúcar, aceite, harina, leche, huevos, frutas, verduras, etc. Este departamento debe estar bien iluminado y limpio para atraer a los clientes. El personal que trabaja en este departamento debe ser amable y eficiente para servir a los clientes.

El departamento de la tienda de la calle es el más importante de la tienda. En él se encuentran los artículos de primera necesidad que todos los consumidores necesitan. Este departamento debe estar bien surtido y organizado para facilitar la compra de los clientes. Los artículos que se venden en este departamento son: arroz, azúcar, aceite, harina, leche, huevos, frutas, verduras, etc. Este departamento debe estar bien iluminado y limpio para atraer a los clientes. El personal que trabaja en este departamento debe ser amable y eficiente para servir a los clientes.

El departamento de la tienda de la calle es el más importante de la tienda. En él se encuentran los artículos de primera necesidad que todos los consumidores necesitan. Este departamento debe estar bien surtido y organizado para facilitar la compra de los clientes. Los artículos que se venden en este departamento son: arroz, azúcar, aceite, harina, leche, huevos, frutas, verduras, etc. Este departamento debe estar bien iluminado y limpio para atraer a los clientes. El personal que trabaja en este departamento debe ser amable y eficiente para servir a los clientes.

El departamento de la tienda de la calle es el más importante de la tienda. En él se encuentran los artículos de primera necesidad que todos los consumidores necesitan. Este departamento debe estar bien surtido y organizado para facilitar la compra de los clientes. Los artículos que se venden en este departamento son: arroz, azúcar, aceite, harina, leche, huevos, frutas, verduras, etc. Este departamento debe estar bien iluminado y limpio para atraer a los clientes. El personal que trabaja en este departamento debe ser amable y eficiente para servir a los clientes.

DETERMINACION DE LA ALTURA DE OLA DE CALCULO

Aún suponiendo que los datos de partida sean absolutamente ciertos, ¿por qué razón el estudio económico *no* proporciona la mejor solución? La respuesta está en el hecho de que el estudio económico es válido cuando se aplica a la construcción de un número elevado de obras de las mismas características, como, por ejemplo, podría ser una fábrica de viguetas y se intentase dimensionar la vigueta más económica (independientemente de las normas oficiales de seguridad). Aplicando el estudio económico, de todas las viguetas fabricadas de acuerdo con la más económica, algunas se romperían, pero las pérdidas ocasionadas por su rotura estarían compensadas por el ahorro de material en las viguetas que no han roto, siendo la suma total de costes mínima de acuerdo con el estudio económico. Esto es cierto en este caso porque tenemos una muestra suficientemente amplia para que se pueda asegurar que las leyes estadísticas que se han manejado en el estudio económico se van a cumplir.

Trasladando estos razonamientos al campo de las obras marítimas, el estudio económico podría ser plenamente válido si dimensionáramos conjuntamente un número N (suficientemente grande) de diques en las mismas condiciones. Del estudio económico obtendremos las alturas de ola de cálculo correspondientes a los diques más económicos, a las cuales corresponderá un riesgo determinado de averías. A lo largo de la vida previsible de las obras, es probable que algún dique sufra averías o incluso en algún caso es posible que se produzca la rotura. De acuerdo con el estudio económico, la suma de costes de construcción más los derivados de la reparación y reconstrucciones será menor que en el caso de que se haya reali-

pre en el supuesto de que las bases de partida sean ciertas). Ello significa que el ahorro conseguido en la construcción de las secciones compensa sobradamente las inversiones que haya que realizar en las reparaciones o reconstrucciones, o, en otras palabras, la cantidad ahorrada en unos puertos servirá para financiar las averías registradas en otros. Entonces en el conjunto de diques dimensionados, de acuerdo con el estudio económico, podemos establecer dos grupos: el correspondiente a los diques que serán averiados o destruidos, y el grupo de los diques que no sufrirán averías y que indirectamente financiarán los costes de reparación de los del primer grupo.

En la práctica real, el estudio se aplica exclusivamente para dimensionar las obras de abrigo de un puerto, aunque el estudio económico se desarrolla exactamente igual que si se aplicara a un número N de diques. Si las obras que hoy proyectamos, finalizada posteriormente su vida previsible, se encuadran dentro del segundo grupo, habrían sido las más económicas, e incluso más de lo esperado del estudio económico, puesto que no contribuirán a la reparación de averías en otros diques. Sin embargo, si el dique pertenece al primer grupo, no contaremos, producido el desastre, con el ahorro teórico de los pertenecientes al segundo, con lo cual el dique será el menos económico de todos. En resumen, el resultado del estudio económico nos deja en una situación de desconocimiento de que es lo que le puede ocurrir a lo largo de su vida previsible.

Este razonamiento al que se ha llegado viene avalado por la tesis doctoral de E. Copeiro, que abarcando un problema más general sobre «análisis extremal sobre variables meteorológicas», llega por caminos distintos e independientemente a

Llegado este momento, la utilidad del análisis de riesgo es clara: de él obtenemos la probabilidad o riesgo de que durante la vida de la obra esta pueda sufrir averías o ser destruida, es decir, la probabilidad de que se encuadre en el primer grupo o en el segundo. Si el riesgo de avería o destrucción es grande acudiríamos a una solución más conservadora que la teóricamente más económica. De acuerdo con esto, podríamos llegar al mismo punto adoptando previamente unos niveles de riesgo admisibles y dimensionar para ellos nuestra sección. El concepto de riesgo es más claro que el obtenido del estudio económico, aunque mucho más problemático en el momento de tomar decisiones especialmente en este campo donde no existen directrices orientadoras.

De acuerdo con lo expuesto, la conclusión final es la siguiente: el estudio económico de una sección es útil para proporcionar un orden de magnitud del nivel al cual deba ser dimensionada, pero consideramos que es siempre necesario apoyarse en el análisis de riesgo para definir la solución definitiva, solución a la cual se puede llegar directamente mediante este último criterio. ⊙

BIBLIOGRAFIA

- A I P C N Report: *Etude de la Commission Internationale pour l'Etude des Effets des Lames* Anejo al Boletín número 25 (Vol. III 1976).
- BORGMAN, Leon: *Risk Criteria*. A. S. C. E., 1963 WW3.
- IRIBARREN, Ramon: *Formulas para el cálculo de los diques de escolleras naturales o artificiales*. XXI, C. I. N. Estocolmo, 1965.
- LE MEHAUTE, Bernard: *Simultaneous in Coastal Engineering*. A. S. C. E., 1976 WW3.
- VAN DE KREEKE, J. y PAAPE, A.: *On Optimum Breakwater Design*. Coastal Engineering, 1964 C33 34.
- SHORE PROTECTION MANUAL
C. I. N. 1972