

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS Y PORTUARIAS

Del 17 al 20 de octubre de 1994

DIRECTORIO DE PROFESORES

1. Ing. Guillermo MacDonel Martínez
Director General
Aleph Ingenieros Consultores, S.A.de CV.
Fco. Javier Mina #36
Col. Tepepan Xochimilco
16020 Méx.D.F.
Tel. 653 22 35 y 653 50 92 fax.
2. Ing. Julio Pindter Vega
Director de Programa
Fidercomiso P/Equipo Marítimo y Portuari
Municipio Libre 377 piso 7 "B"
Col. Sta. Cruz Atoyac
03310 Méx.D.F.
Tel. 688 22 66 ext.6240
3. Ing. Luis Herrejon de la Torre
Asesor de Proyectos Marítimos
Petroleos Mexicanos
Bahía de Ballenas # 1
Col. Anahuac
Tel. 254 46 98
4. Ing. Juan Pizá Ortiz
Subgerente de Control de Dragado
Puertos Mexicanos
Municipio Libre # 377- 8º piso "B"
Col. Sta. Cruz Atoyac
03310 B. Juárez, Méx. D.F.
Tel.688 96 52 y 688 22 66 ext.4237

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS Y PORTUARIAS

Del 17 al 20 de octubre de 1994.

DIRECTORIO DE ASISTENTES

1. Ricardo Carrillo Zaapata
Superintendente de construcción
Constructora ICA
Minería 145
Col. Escandón
11800 México, D.F.
Tel. 272 99 91
2. Roberto Alfredo Mendoza Sánchez
Técnico
Dirección General de Puertos
Municipio Libre 377 6A
Col. Santa Cruz Atoyac
04310 México, D.F.
Tel. 664 00 76
3. Ing. Jesús Domingo Puente Armas
Jefe de Departamento
SCT, Dirección Gral. de Puertos
Municipio Libre 377
Col. Santa Cruz Atoyac
04310 México, D.F.
Tel. 664 00 76
4. Ing. Juan Salvador Romero Rubio
Superintendente de Construcción
Ingeniero Civiles Asociados, S.A.C.V.
Minería 145
Col. Escandón
11800 México, D.F.
Tel. 272 99 91 Ext. 3129
5. Ing. Armando Porfirio Rosas Cortés
Superintendente de Construcción
Ingeniero Civiles Asociados, S.A.C.V.
Minería 145
Col. Escandón
11800 México, D.F.
Tel. 272 99 91

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
 CURSOS ABIERTOS
PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS Y PORTUARIAS
 Del 17 al 28 de octubre de 1994.

F E C H A	H O R A R I O	T E M A	P R O F E S O R
Lunes 17	17 a 21 hrs.	Ingeniería de Costas	Ing. Guillermo Macdonel Martínez
Martes 18	17 a 21 hrs.	Ingeniería de Costas	Ing. Guillermo Macdonel Martínez
Miércoles 19	17 a 21 hrs.	Ingeniería Portuaria	Ing. Julio Pindter Vega
Jueves 20	17 a 21 hrs.	Ingeniería Portuaria	Ing. Julio Pindter Vega
Viernes 21	17 a 21 hrs.	Ingeniería Portuaria	Ing. Julio Pindter Vega
Lunes 24	17 a 21 hrs.	Estructuras Marítimas	Ing. Luis Herrejón de la Torre
Martes 25	17 a 21 hrs.	Estructuras Marítimas	Ing. Luis Herrejón de la Torre
Miércoles 26	17 a 21 hrs.	Dragado	Ing. Juan Pizá Ortíz
Jueves 27	17 a 21 hrs.	Dragado	Ing. Juan Pizá Ortíz
Viernes 28	17 a 21 hrs.	M E S A R E D O N D A	

EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

CURSO: Proyecto y Construcción de Obras Marítimas y Portuarias
 FECHA: Del 17 al 28 de octubre de 1994.

CONFERENCISTA	DOMINIO DEL TEMA	USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	COMUNICACION CON EL ASISTENTE	PUNTUALIDAD
Ing. Guillermo Macdonel Martínez				
Ing. Julio Pinóter Vega				
Ing. Luis Herrejón de la Torre				
Ing. Juan Pizá Ortíz				

EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

ORGANIZACION Y DESARROLO DEL CURSO	
GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL CURSO	
ACTUALIZACION DEL CURSO	
APLICACION PRACTICA DEL CURSO	

EVALUACION DEL CURSO

CONCEPTO	CALIF.
CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
CONTINUIDAD EN LOS TEMAS	
CALIDAD DEL MATERIAL DIDACTICO UTILIZADO	
	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>

ESCALA DE EVALUACION: 1 A 10

1.- ¿LE AGRADO SU ESTANCIA EN LA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA?

SI	NO
----	----

SI INDICA QUE "NO" DIGA PORQUE.

2.- MEDIO A TRAVES DEL CUAL SE ENTERO DEL CURSO:

PERIODICO EXCELSIOR		FOLLETO ANUAL		GACETA LINAM		OTRO MEDIO	
PERIODICO EL UNIVERSAL		FOLLETO DEL CURSO		REVISTAS TECNICAS			

3.- ¿QUE CAMBIOS SUGERIRIA AL CURSO PARA MEJORARLO?

4.- ¿RECOMENDARIA EL CURSO A OTRA(S) PERSONA(S)?

SI		NO	
----	--	----	--

5.- ¿QUE CURSOS LE SERVIRIA QUE PROGRAMARA LA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA.

6.- OTRAS SUGERENCIAS:



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

CURSOS ABIERTOS

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS Y PORTUARIAS

PARTE I .-

INGENIERIA DE COSTAS

ING. GUILLERMO MACDONEL MARTINEZ

CONTENIDO

CONTENIDO.....	1
1. INTRODUCCION.....	3
1.1. PARTICIPACION DE LA INGENIERIA EN LA ACTIVIDAD MARITIMA-PORTUARIA.....	5
1.2 PARTES DE UN PROYECTO.....	7
2. GENERALIDADES SOBRE OLEAJE.....	10
3. ONDAS DE LARGO PERIODO.....	22
3.1 GENERALIDADES.....	22
3.2 MAREA DE TORMENTA.....	23
3.2.1 Método de Keulegan.....	24
3.2.2 Método del Nomograma.....	29
3.3 MAREA DE TORMENTA PRODUCIDA SOBRE VASOS CERRADOS.....	32
3.4 TSUNAMIS.....	37
3.5 MAREA ASTRONOMICA.....	37
4. REFRACCION, DIFRACCION Y REFLEXION DE OLEAJE.....	43
4.1 REFRACCION DEL OLEAJE.....	43
4.1.1. Método de los Planos de Oleaje.....	44
4.1.2. Método Grafico de Refracción por Batimetría (Método de las Ortogonales).....	49
4.1.3. Campo de validez de los Métodos Gráficos de Refraccion.....	56
4.2. DIFRACCION DE LAS ONDAS.....	58
4.2.1. Método Gráfico de Difracción. "Expansión lateral".....	59
4.2.2. Alturas de la Ola en la Zona de Expansión Lateral.....	62
4.2.3. Expansión Lateral Incompleta.....	62
4.2.4. Doble Expansión o Expansión Bilateral.....	63
4.3. REFLEXION.....	66
4.3.1. Reflexiones en Muros Verticales.....	68
4.3.2. Reflexiones en Playas.....	69

5. PROCESOS DE MEZCLADO.....	71
5.1 MEZCLADO DE UN CHORRO TURBULENTO.....	71
5.2 MEZCLADO DE UN CHORRO QUE DESCARGA EN UN FLUIDO MAS DENSO.....	75
5.3 MEZCLADO DE UN CHORRO QUE DESCARGA HORIZONTALMENTE DENTRO DE UN FLUIDO CON MAS DENSIDAD.....	77
5.4 EMISORES SUBMARINOS.....	77
6. ACARREO LITORAL.....	86
6.1 GENERALIDADES.....	86
6.2. LAS ECUACIONES DEL TRANSPORTE LITORAL.....	86
6.3 ANALISIS CRITICO.....	89
6.4 LOS PERFILES DE EQUILIBRIO DE LAS PLAYAS.....	91
6.5 APLICACIONES.....	94
7. OBRAS EXTERIORES.....	97
7.1. CLASIFICACION DE LAS OBRAS PORTUARIAS.....	97
7.2. OBRAS DE ACCESO Y MANIOBRA.....	98
7.2.1 Profundidad del canal de acceso.....	100
7.2.2 Ancho del Canal de Acceso.....	100
7.3. OBRAS DE ABRIGO Y FONDEO.....	102
7.4. ESTABILIDAD DE DIQUES A TALUD.....	106
7.4.1. Oleaje de Diseño.....	107
7.4.2. Diseño de un enrocamiento a talud.....	108
7.4.3. Altura de la corona.....	111
7.4.4. Ancho de la corona.....	130
7.4.5 Espesor de las capas.....	131
7.5. DISEÑO DE DIQUES VERTICALES.....	132
BIBLIOGRAFIA.....	136

1. INTRODUCCION

Empezaremos en estas notas por indicar que aunque el nombre del curso se refiere a la Ingeniería de Ríos y Costas, nos concretaremos a la segunda parte, ya que por la amplitud de los temas, no podríamos cubrir a ambos.

La actividad marítima-portuaria en México ha existido desde hace muchos años, sin embargo, su desarrollo tecnológico contemporáneo comienza a partir de la década de los 40's, cuando se agruparon en el seno de la Secretaría de Marina, los servicios de Guerra, Mercante, Faros, Pesca y demás Conexos.

Hasta el año de 1910, los puertos existentes eran los siguientes:

PUERTO	No. ATRAQUES
Santa Rosalía, B.C.S	3
Salina Cruz, Oax.	6
Tampico, Tamps.	10
Veracruz, Ver	6
Coatzacoalcos, Ver	8

En la actualidad, y de acuerdo con el Catastro Portuario, publicado por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, en el año de 1989, se presentan de una manera resumida los datos generales sobre la infraestructura portuaria, la cual se ha dividido por Litoral del Pacífico y Litoral del Golfo; y en las partes que a continuación se indican:

OBRAS DE PROTECCION

- Rompeolas
- Escolleras
- Espigones
- Protecciones Marginales

SEÑALAMIENTO MARITIMO

- Faros
- Balizas
- Boyas
- Radio faros
- Enfilaciones
- Canales

MUELLES

Carga General
 Pesquero
 Flúidos
 Turísticos
 Petroquímicos
 Graneles Sólidos
 Militares
 Otros

AREAS DE ALMACENAMIENTO

Patios
 Bodegas
 Silos
 Cobertizos
 Tanques

Los datos resumidos de dicha infraestructura se muestran en la tabla siguiente, aclarando que no están considerados las nuevas instalaciones de Progreso, Yuc., Pichilingue, B.C.S. y Topolobampo, Sin; éstos últimos inaugurados en el año de 1991.

SITIO	OBRAS DE PROTECCION (ML)	SEÑALAMIENTO MARITIMO (UNI)	OBRAS DE ATRAQUE (ML)	OBRAS DE ALMACENAMIENTO (M ²)
OCEANO PACIFICO 48 PUERTOS O INSTALACIONES	50,109	348	17,656	808,920
GOLFO DE MEXICO 56 PUERTOS O INSTALACIONES	59,268	327	15,709	799,886

Los datos anteriores hablan por sí mismos, de la importancia que ha adquirido esta actividad en nuestro país, por lo que es importante y necesario tener profesionistas con conocimientos generales y específicos dentro de ella.

Aúnado a lo anterior, y de acuerdo con la política que sigue el Gobierno Federal, en el sentido de modernizar a México en todos aspectos, y apoyar mucho más a la participación de la Iniciativa Privada en todas las actividades en las que tenía predominancia el Sector Público, se vuelve imperiosa una buena preparación de los técnicos mexicanos en esta rama de la ingeniería.

Se debe por otra parte considerar que, la apertura que se está logrando con otros países desde el punto de vista comercial, tendrá que realizarse a través del transporte marítimo y que con el posible Tratado de Libre Comercio, deberemos estar en posibilidades de competir en calidad, eficiencia y precio.

1.1. PARTICIPACION DE LA INGENIERIA EN LA ACTIVIDAD MARITIMA-PORTUARIA

El profesionista mexicano en este campo de la ingeniería puede participar en diversas obras, las cuales se inician desde los estudios de prefactibilidad hasta la operación y mantenimiento de las obras.

La infraestructura marítima descrita en el capítulo anterior, es muy completa para el desarrollo inmediato, aunque será necesario en los puertos industriales, como es el caso de Altamira, Tamps., Lazaro Cárdenas, Mich., Salina Cruz, Oax; y otros de reciente creación, en los que se dispone de áreas para desarrollo industrial, seguir incrementando la concepción, proyecto, construcción y operación de terminales especializadas, obras de dragados, etc.

Otro aspecto que ha tomado mucha importancia en los últimos años, es la actividad náutica-turística, que también requiere de los servicios de profesionistas con conocimientos adecuados de este campo.

Para orientar al lector en lo que consideramos como "Ingeniería Marítima y Portuaria" diremos que es *el conjunto de ciencia y técnica que interrelaciona la dinámica marítima en sus tres vertientes: física, química y biológica, con las obras o estructuras y el medio terrestre, los métodos de cálculo y construcción de obras portuarias, de protección de costas, mar afuera, ecología marina, etc.*

Según Lumb (1975), un proyecto marítimo consiste esencialmente en la toma de decisiones que se aceptan como si la dinámica marítima fuera totalmente conocida.

Es importante por otra parte, reconocer que las condiciones de operación de cualquier sistema de ingeniería civil que esté sujeto a fuerzas inducidas por la naturaleza son de tipo complejo.

La tendencia en la ingeniería civil, hoy en día, es el de realizar diseños económicos con grados de seguridad específicos. Muy a menudo el objetivo anterior requiere de la predicción del comportamiento de un sistema para el cual existe poca experiencia ó ninguna.

Los procedimientos de diseño normales, generalmente se han establecido después de muchas iteraciones de prueba y error; más aún, la información ó datos disponibles, en los que basamos la solución a un problema, tienen una gran variabilidad.

El tema central para el diseño en la ingeniería civil, es el del análisis. Este es la idealización de un sistema que admite una solución matemática simple pero lógica.

Las cargas inducidas por la naturaleza a los sistemas de ingeniería civil nunca se conocen con exactitud, tal es el caso, por ejemplo de la intensidad de los sismos, el escurrimiento que una corriente puede llevar durante una avenida, la acción y variabilidad del viento y oleaje, etc.; casi todas ellas son aleatorias y todos los sistemas generalmente quedan sujetos a sobrecargas.

Si hablamos ahora de los materiales, todos los que se usan en la ingeniería contienen imperfecciones microcristalinas llamadas "dislocaciones" (Radovich, 1980) las cuales originan la iniciación de grietas y permiten su propagación.

Si ahora nos referimos al suelo en donde la mayor parte de los sistemas ingenieriles se desplantarán, sabemos que estos están compuestos de un conglomerado complejo de partículas discretas, en arreglos de diversas formas, tamaños y orientaciones

Estos comentarios nos conducen a reflexionar que el desarrollo de un proyecto debe analizar con detenimiento los diversos elementos que en el intervienen y desde luego la participación interdisciplinaria para un mejor desenvolvimiento.

En los proyectos marítimos, siguiendo el desarrollo convencional, todas las variables que determinan las propiedades de la dinámica del mar se consideran *perfectamente conocidas*, lo que introduce una incertidumbre de tipo estadístico; pero aunque se aceptara la validez de los valores de las variables utilizadas, la poca estabilidad de tales variables produciría una inexactitud de tipo probabilístico.

Es por lo anterior que debemos de considerar conceptos de diseño en términos probabilísticos. Las probabilidades son medidas objetivas de la *posibilidad de ocurrencia* de eventos aleatorios, y como tales proveen estimaciones cuantitativas del comportamiento adecuado de los proyectos.

El propósito de los métodos de diseño basados en la confiabilidad, implican que el proyecto tenga una probabilidad muy baja de falla.

1.2 PARTES DE UN PROYECTO

Desde un punto de vista metodológico y práctico, podríamos mencionar que las fases que debemos seguir para la elaboración de cualquier proyecto son las mostradas en la fig (1.1) y se mencionan a continuación:

Una primera fase correspondiente a lo que denominamos **INGENIERIA BASICA**, que fundamentalmente se refiere a la comprensión de la problemática por resolver, al conocimiento completo de los fenómenos involucrados y los efectos que ellos causen en el medio en donde queremos desarrollar una obra de ingeniería.

De una manera general, en la **INGENIERIA BASICA** aplicada al campo de la actividad marítimo portuaria consideramos los siguientes aspectos:

- 1.- La recopilación de la información existente de tipo general para la zona de nuestro proyecto.
- 2.- La ejecución de los trabajos de campo de tipo físico, como podrían ser los topohidrográficos, que nos permitirán conocer la ubicación precisa del proyecto.
- 3.- La ejecución de los trabajos geotécnicos, los cuales nos indicarán las características de los suelos en los que desplantaremos el proyecto, estudiando y analizando con todo detalle los efectos que la estructura por proyectar pueda inducir sobre el.
- 4.- La medición y/o análisis de la información climatológica y meteorológica, que incluye a los fenómenos tales como: temperatura, precipitación, y fenómenos especiales. En particular, debemos estudiar los vientos y determinar su régimen anual y estacional; así como también los "Nortes", Ciclones o vientos extremos para la zona de estudio.
- 5.- La medición y/o análisis de la información oceanográfica, en la que tenemos que distinguir:
 - Al oleaje, con su régimen anual normal y ciclónico.
 - A las corrientes oceánicas, costeras o de marea.
 - A las mareas astronómicas y de tormenta.
 - A la dinámica litoral y procesos morfológicos de la costa.
- 6.- El conocimiento de la hidráulica de estuarios, lagunas litorales o desembocadura de ríos.
- 7.- Y finalmente las condiciones sísmicas de la zona en donde ubicaremos al proyecto, pues este fenómeno impondrá condiciones especiales de diseño.

Se debe observar que es necesaria la participación de diversos especialistas en la ejecución de la **INGENIERIA BASICA**.

El manejo de todos y cada uno de los parámetros y fenómenos descritos, junto con un documento denominado **BASES PARA EL DISEÑO**, nos permitirá tener un conocimiento más completo de las condiciones en las que debemos proyectar y construir nuestra obra marítima.

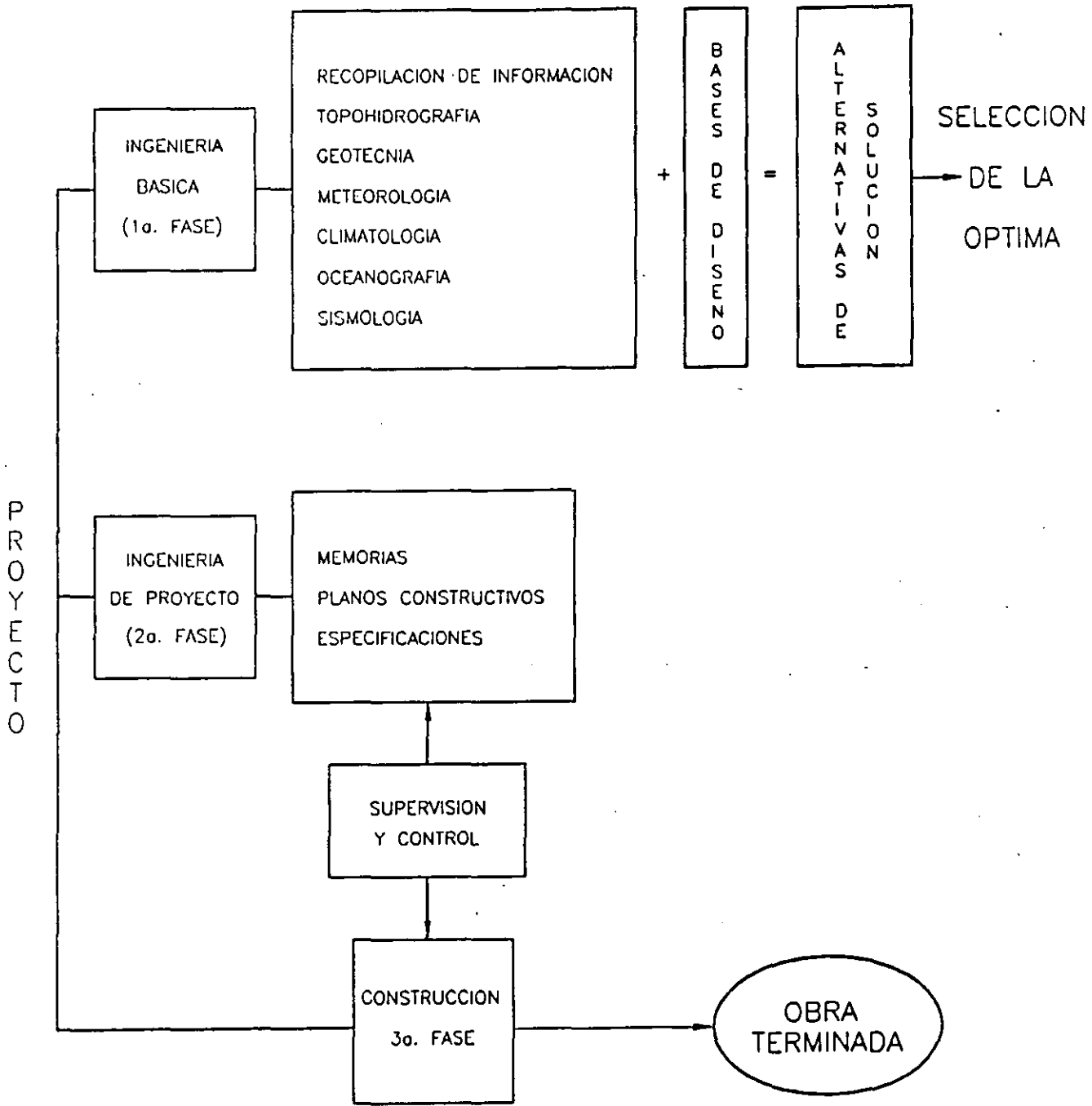


FIGURA 1.1 FASES DE UN PROYECTO.

~~Las BASES PARA EL DISEÑO~~ son elementos fundamentales para ordenar y orientar nuestro trabajo, ellas son las reglas del juego establecidas de común acuerdo entre el Ingeniero y Cliente para el desarrollo del proyecto.

La culminación de la INGENIERIA BASICA, que hemos descrito hasta ahora, debe ser la elaboración de ALTERNATIVAS DE PROYECTO.

Las alternativas son necesarias, ya que sin ellas sólo queda un camino que seguir y no hay posibilidad de escoger o decidir.

Las alternativas planteadas deberán contener un mínimo de elementos que permitan la evaluación de cada una de manera objetiva y precisa, siendo algunos de estos los que a continuación se mencionan.

- 1.- Las dimensiones generales de la estructura en cada alternativa.
- 2.- Los tipos de cimentación más adecuados, considerando con detalle los procedimientos y equipos de construcción disponibles.
- 3.- Las estimaciones de los volúmenes de obra involucrados en cada alternativa.
- 4.- El planteo de dificultades constructivas en base a las condiciones climatológicas y oceanográficas existentes.
- 5.- Las estimaciones de costo de las alternativas planteadas.

En general podemos establecer que la alternativa decidida es una función del conjunto de alternativas, del beneficio de ellas y de la dificultad de implementación que presenten

Con los elementos anteriores se podrá elaborar una matriz de selección, asignando pesos relativos a los factores involucrados y las calificaciones correspondientes.

La mejor alternativa será aquella que reúna condiciones de máxima eficiencia para cumplir con el objetivo planteado.

De esta manera, concluimos la INGENIERIA BASICA y estamos en condición de iniciar la segunda fase, que denominamos INGENIERIA DE DETALLE, la cual nos permitirá generar los planos y documentos que harán una realidad el proyecto de que se trate.

En esta fase debemos entrelazar nuevamente los datos de las diferentes disciplinas involucradas con el mayor cuidado, para lograr que la alternativa seleccionada pueda construirse adecuadamente y no presente durante su ejecución problemas de realización.

La tercera fase en nuestro proceso, corresponde a la CONSTRUCCION DE LA OBRA, en la que un Contratista, ejecuta el proyecto bajo la Supervisión y Control del Cliente, para garantizar la calidad y funcionalidad de la misma.

Posteriormente, y una vez que la obra ha sido terminada, se requiere OPERARLA y MANTENERLA en condiciones de trabajo adecuadas.

2. GENERALIDADES SOBRE OLEAJE

El fenómeno de oleaje, es de capital importancia en la ingeniería de costas, ya que éste es el factor más importante para la determinación de la geometría y composición de playas, y juega un papel decisivo en la planeación y proyecto de cualquier obra marítima.

El oleaje es un fenómeno generado por el viento el que al soplar sobre la superficie del mar, hace que dicha superficie se deforme produciéndose ondas que se mueven en la dirección de él.

Las características de su sistema de oleaje generado por viento queda determinado por la distancia o área sobre la cual sopla (fetch) y su intensidad.

Después de que las olas se forman, se mueven hacia el exterior de la zona de generación y pueden viajar cientos de millas, en las que gradualmente disminuyen sus alturas y a su vez son superpuestos otros sistemas que, procediendo de otras direcciones crean un patrón muy complejo de oleaje.

El oleaje que se encuentra dentro de la zona de generación se le llama "Local" (SEA).

El oleaje que sale se le denomina "Distante" (SWELL) como se podrá comprender, el fenómeno es muy complejo y, debido a las tormentas y ciclones, las características de altura y período se incrementan notablemente.

Para un instante dado y para una localización dada, el oleaje que llega no es uniforme, sino por el contrario, existen una gran variedad de alturas y períodos.

Definimos como "ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE" a la altura promedio del tercio superior de las olas más altas y corresponde aproximadamente a:

$$H_{sig} = 1.6 H \text{ media de todas las olas.}$$

Por otra parte, la altura máxima será

$$H_{max} = 1.8 H_{sig}$$

Para dar una idea del orden de magnitud del oleaje que se presenta en el Golfo de México podemos decir que en 20 - 30 m. de profundidad, la altura de ola máxima medida sobre el Nivel de Bajamar Media, para una tormenta con período de retorno de 25 años, fue de 9.75 m. y para una tormenta con período de retorno de 100 años alcanzó 12.8 m.

En el caso del ciclón Gilberto, que azotó la costa del Caribe y Golfo de México en el año de 1988, se alcanzaron oleajes (calculados) por ejemplo para la zona del estado de

Veracruz y aguas profundas, valores comprendidos entre 15 y 20m; con periodos significantes de 16 y 18 seg.

Las olas conforme se aproximan hacia la costa sufren el efecto del fondo. El fenómeno se llama "REFRACCION" y sucede algo muy parecido a lo que sucede con los rayos de luz al pasar por dos medios de diferente densidad.

Existe una condición de profundidad para la cual la ola ya no es estable y ocurre una precipitación de la masa del agua hacia adelante, provocandose así la ROMPIENTE de la ola.

Como más adelante se analizará, la fuerza ejercida sobre una estructura por el oleaje esta intimamente ligada con el movimiento orbital de las partículas de agua.

Las presiones que ejercen los oleajes rompientes representan los mayores valores a los que puede someterse a las estructuras, y esto es consecuencia de que las velocidades orbitales son máximas para esta condición.

Para predecir el oleaje, en función de los parámetros que lo provocan, se han desarrollado diversas técnicas, de las cuales, una de ellas involucran el análisis de un tren de oleaje a través de su altura de ola característica que se denomina "altura significativa"; el cual fué desarrollado por Suerdrup, Munk y Bretschneider.

La segunda técnica desarrollada es el análisis espectral del oleaje, la cual ha sido desarrollada por Pierson, Neuman y James.

El método de más fácil aplicación cuando no se tiene información registrada para algún sitio, es el primero, sin embargo, el segundo representa de una manera más efectiva los sistemas complejos de oleaje que se presentan durante la tormenta.

Otro fenómeno asociado a los ciclones es el llamado "MAREA DE TORMENTA", que no es otra cosa que la sobreelevación del nivel del mar provocada por los fuertes vientos que apilan a la masa oceánica sobre la playa y un efecto de succión provocado por la presencia de centros de baja presión durante el ciclón.

Debemos comentar nuevamente que durante el paso del ciclón Gilberto, la marea de tormenta provocada, fué del orden de 2 m.

Estos niveles extraordinarios, tienen una gran influencia sobre los niveles de operación de las obras marítimas, especialmente porque sobre ellos se adicionará la marea astronómica y los oleajes de tormenta.

Ampliando un poco más los conceptos de predicción de oleaje, debemos decir que fue a partir de la Segunda Guerra Mundial, que en virtud de que muchas operaciones anfibias

dependían de éste, fué entonces necesario aplicar métodos que permitieran predecir el fenómeno.

Como ya se mencionó, el método de Sverdrup y Munk (1947) se llama método de la altura de ola significativa.

Siendo el fenómeno complejo, se acostumbra a utilizar parámetros estadísticos para representarlo. Las alturas "más probable", "media" y "significante" pueden quedar representadas en la fig. 2.1.

El método consiste en relacionar las características del viento, con las del oleaje, a través de parámetros adimensionales de ecuaciones que utilizaron datos empíricos.

Las relaciones existentes entre los parámetros adimensionales para altura de ola, celeridad, fetch y duración del viento fueron revisados por Bretschneider con información adicional de tipo empírico.

Para utilizar estas relaciones se tiene que adoptar cualquiera de los dos criterios siguientes:

- Fetch Limitado
- Duración Limitada

Los dos criterios anteriores se refieren al desarrollo de una condición de "estado permanente" (Steady State) para un fetch dado. Por otra parte, para cada fetch existe una duración mínima para desarrollar el "estado permanente", o "estado de generación de máxima altura de ola para dicho fetch.

Una vez que el oleaje sale de su zona de generación, ocurre un decaimiento del mismo, el cual nuevamente es un proceso complicado y depende de factores como.

- Dispersión en virtud de las diferentes celeridades de las ondas producidas.
- Expansiones angulares producidas en virtud de las trayectorias radiales exteriores a la zona de generación.
- Encuentros con otros trenes de onda.
- Encuentros con corrientes marinas.

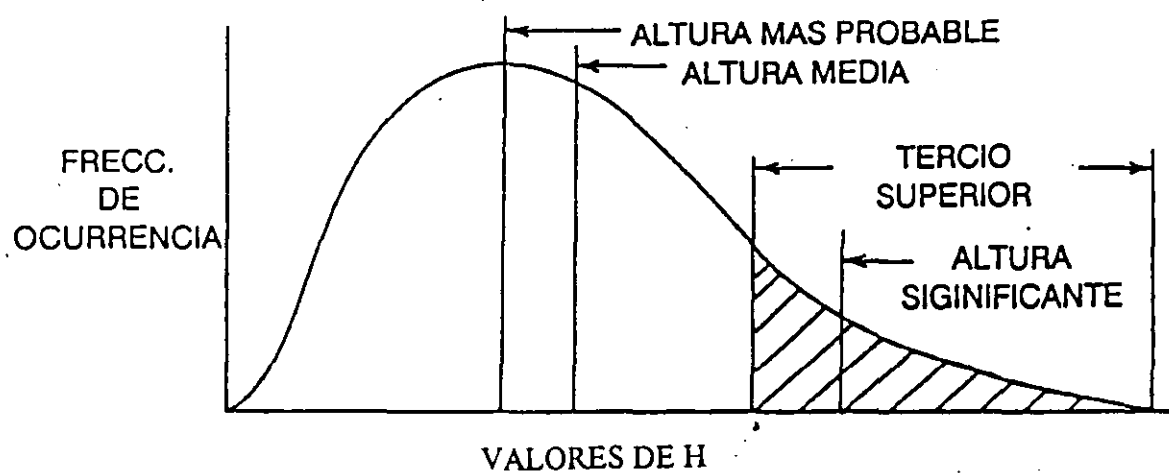


Figura 2.1 Valores estadísticos de la altura de ola

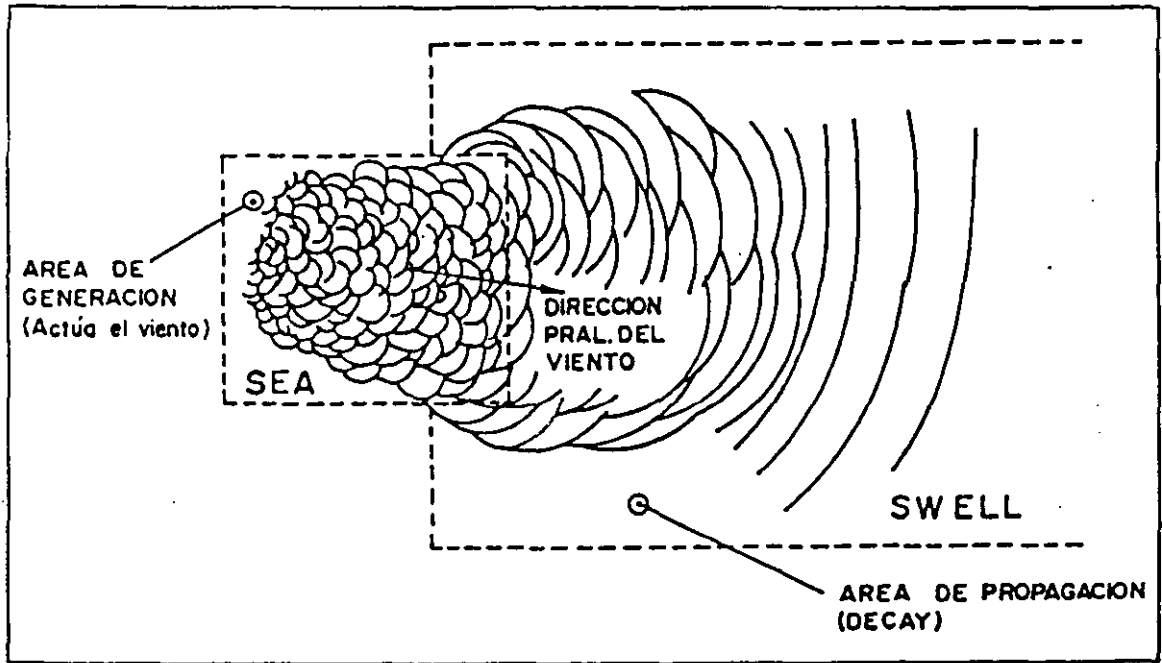


Figura 2.2 Zonas de generacion y propagación de oleaje.

El método "Espectral", se basa en la energía del espectro de oleaje. Pierson, Neumann y James (1955) describen a la superficie del mar como el resultado de la combinación de un número infinito de ondas senoidales de varias amplitudes, frecuencia y direcciones. Las características resultantes son el resultado de sumar estas ondas y quedan representadas por una función Gaussiana.

La energía E , de cada frecuencia espectral es igual al cuadrado de la amplitud A , del Tren particular de oleaje. La banda de frecuencia de máxima energía depende de la velocidad del viento en la condición de "mar plenamente desarrollado".

El proceso de crecimiento de la ola en el área de generación se relaciona con el ESPECTRO CO-ACUMULATIVO, el cual es la integral de la curva de energía espectral que empieza del extremo de máximos valores. En la Figura 2.3 y 2.3(bis) se representa este fenómeno.

Las limitaciones de la formación de oleaje expuesta por el fetch o la duración, quedan representadas por restricciones en el rango de baja frecuencia del espectro, esto quiere decir, que la ola empieza a crecer con las componentes de frecuencia alta.

La energía total, que se calcula del espectro co-acumulativo, es la cantidad de estadística básica que se utiliza en la predicción y se correlaciona con otros parámetros de la siguiente manera:

$$\text{Altura de ola significativa} \quad H_s = 2.83 \sqrt{E_f}$$

$$\text{Altura media de oleaje} \quad H_s = 1.77 \sqrt{E_f}$$

$$\text{Altura } 1/10 \text{ de la ola} \quad H_{1/10} = 3.60 \sqrt{E_f}$$

En donde la altura está en (pie) y la E_f en (pies²)

La verdadera ventaja que ofrece el método espectral es en la propagación del oleaje de la zona de generación hacia la zona de estudio.

Sin embargo, estos métodos son recomendables cuando se tienen mediciones de oleaje que nos permitan conocer la forma del espectro del oleaje real, ya que entonces conocidas (f) conocemos $E(f)$ y H_s .

Por otra parte, se debe mencionar que la forma matemática de representar al oleaje ha sido muy diversa y de acuerdo con la profundidad a la que necesitamos esa representación.

En la tabla No. 2.1, se muestra el resumen de ecuaciones que nos permiten conocer las características de una ola de acuerdo a la teoría lineal de Airy.

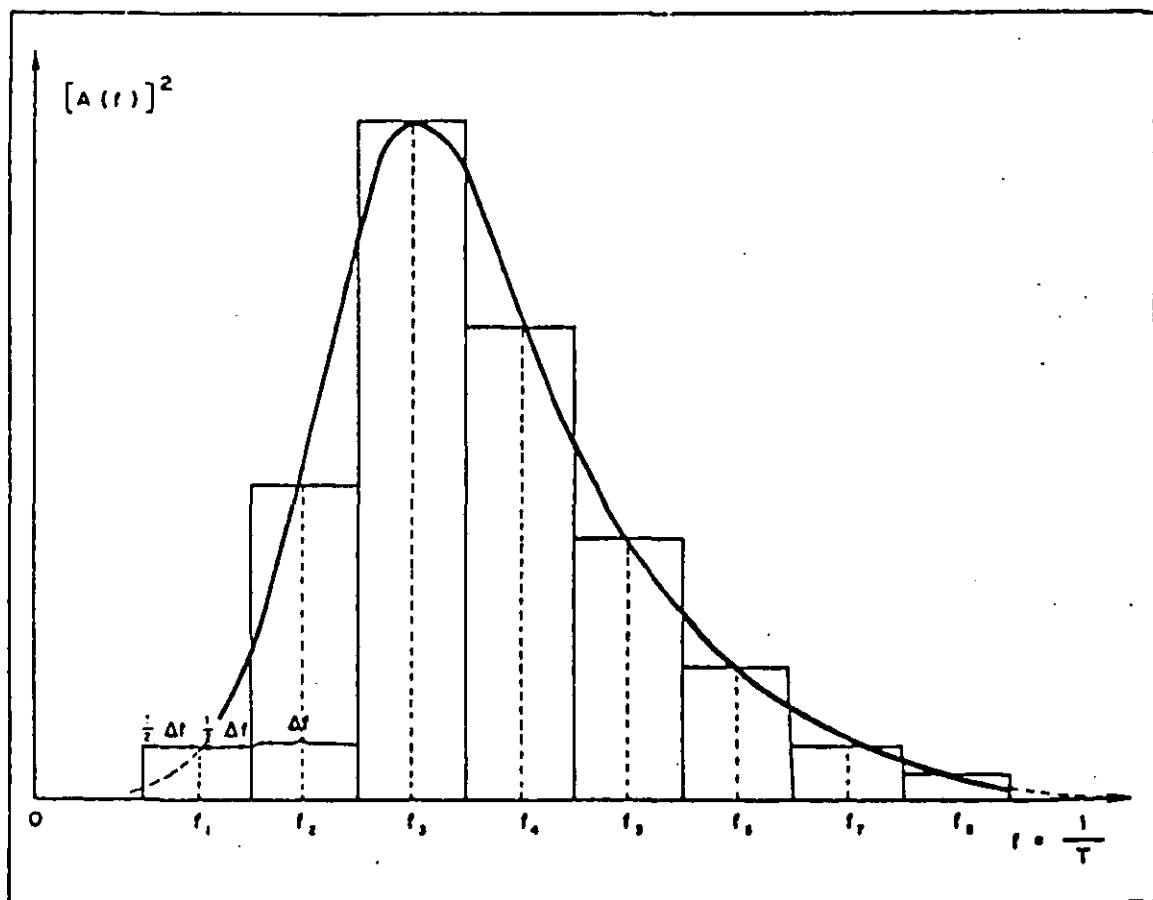


Figura 2.3 Espectro acumulativo de oleaje

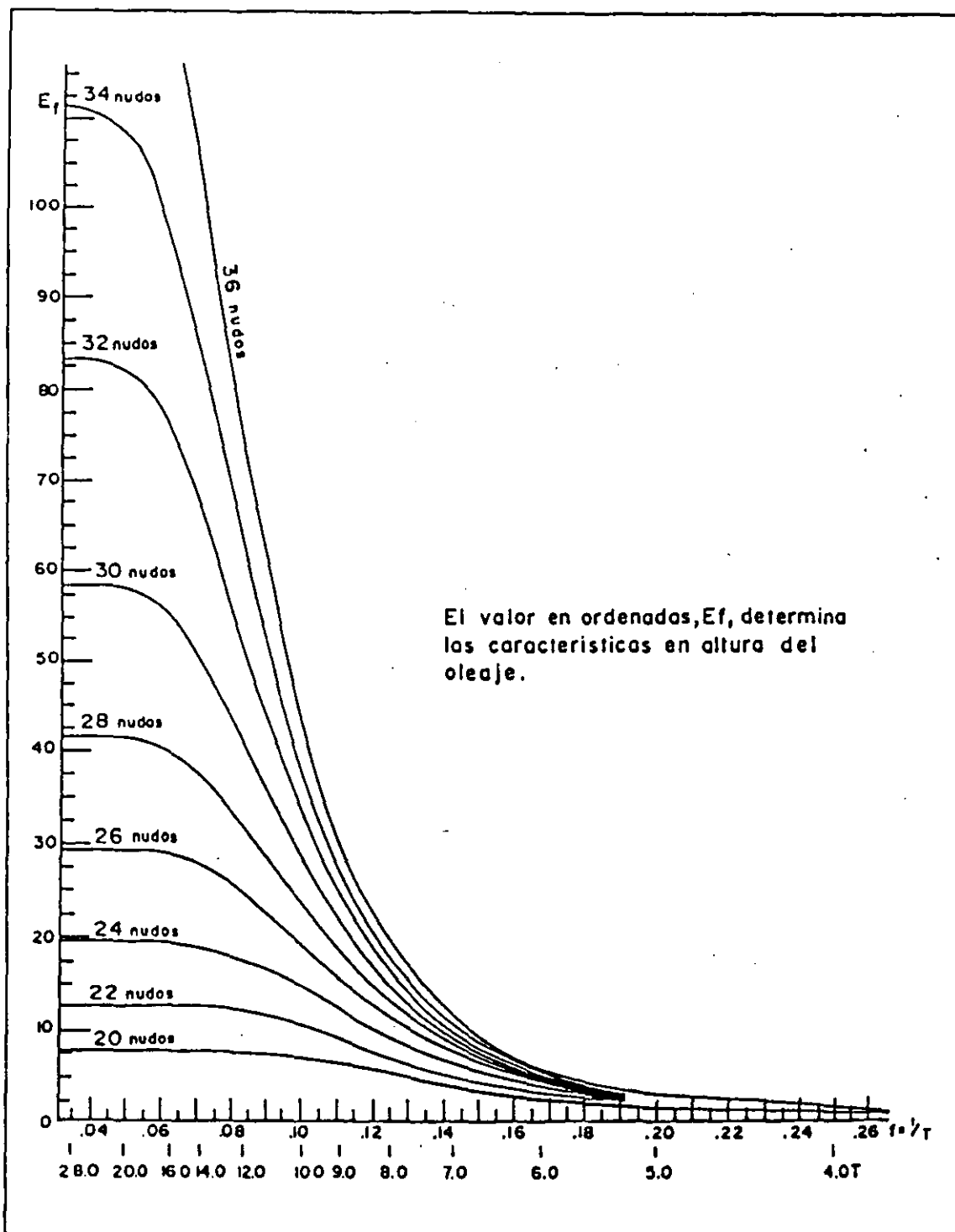


Figura 2.3(Bis) Espectro Co-Acumulativo del oleaje

	PROFUNDIDAD REDUCIDA $\frac{d}{L} < \frac{1}{25}$	ZONA DE TRANSICION $\frac{1}{25} < \frac{d}{L} < \frac{1}{2}$	PROFUNDIDAD INDEFINIDA $\frac{d}{L} > \frac{1}{2}$
1. Perfil de onda	Idem \rightarrow	$\eta = \frac{H}{2} \cos \left[\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T} \right] = \frac{H}{2} \cos \theta$	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	$u = \frac{H}{2} \sqrt{\frac{g}{d}} \cos \theta$	$u = \frac{H}{2} \frac{gT}{L} \frac{\operatorname{ch}[2\pi(z+d)/L]}{\operatorname{ch}(2\pi d/L)} \cos \theta$	$u = \frac{\pi H}{T} \frac{z\pi}{L} \cos \theta$
b) Vertical	$w = \frac{H\pi}{T} \left(1 + \frac{z}{d} \right) \operatorname{sen} \theta$	$w = \frac{H}{2} \frac{gT}{L} \frac{\operatorname{sh}[2\pi(z+d)/L]}{\operatorname{ch}(2\pi d/L)} \operatorname{sen} \theta$	$w = \frac{\pi H}{T} \frac{z\pi}{L} \operatorname{sen} \theta$
6. Aceleración de partícula			
a) Horizontal	$a_x = \frac{H\pi}{T} \sqrt{\frac{g}{d}} \operatorname{sen} \theta$	$a_x = \frac{g\pi H}{L} \frac{\operatorname{ch}[2\pi(z+d)/L]}{\operatorname{ch}(2\pi d/L)} \operatorname{sen} \theta$	$a_x = 2H \left(\frac{\pi}{T} \right)^2 \frac{z\pi}{L} \operatorname{sen} \theta$
b) Vertical	$a_z = -2H \left(\frac{\pi}{T} \right)^2 \left(1 + \frac{z}{d} \right) \cos \theta$	$a_z = -\frac{g\pi H}{L} \frac{\operatorname{sh}[2\pi(z+d)/L]}{\operatorname{ch}(2\pi d/L)} \operatorname{sen} \theta$	$a_z = -2H \left(\frac{\pi}{T} \right)^2 \frac{z\pi}{L} \cos \theta$
7. Desplazamiento de partícula			
a) Horizontal	$\xi = -\frac{HT}{4\pi} \sqrt{\frac{g}{d}} \operatorname{sen} \theta$	$\xi = -\frac{H}{2} \frac{\operatorname{ch}[2\pi(z+d)/L]}{\operatorname{sh}(2\pi d/L)} \operatorname{sen} \theta$	$\xi = -\frac{H}{2} \frac{z\pi}{L} \operatorname{sen} \theta$
b) Vertical	$\zeta = \frac{H}{2} \left(1 + \frac{z}{d} \right) \cos \theta$	$\zeta = \frac{H}{2} \frac{\operatorname{sh}[2\pi(z+d)/L]}{\operatorname{sh}(2\pi d/L)} \cos \theta$	$\zeta = \frac{H}{2} \frac{z\pi}{L} \cos \theta$
8. Presiones en el interior	$p = \rho g (\eta - z)$	$p = \rho g \eta \frac{\operatorname{ch}[2\pi(z+d)/L]}{\operatorname{ch}(2\pi d/L)} - \rho g z$	$p = \rho g \eta \frac{z\pi}{L} - \rho g z$

Tabla 2.1 Resumen de Ecuaciones de Airy.

WAVE PARAMETERS
For Ten Areas in United States Waters

	Wave Height				Wave Steepness	Reference Level Deck Clearance*	
	Reference Level		Guideline			ft	m
	ft	m	ft	m			
Offshore Gulf of Mexico	70	21.3	(see Fig. 2.3.4-2)		1/12	48	14.6
Offshore Alaska							
1. Lower Cook Inlet	60	18.3	50-70	15-21	1/13	56	17.1
2. Icy-Bay Gulf of Alaska	100	30.5	90-120	27-37	1/15	80	24.4
3. Kodiak Shelf-Gulf of Alaska	90	27.4	80-110	24-34	1/16	72	21.9
4. Bering Sea/Bristol Bay	85	25.9	75-95	23-29	1/13	63	19.2
Offshore California							
1. Santa Barbara Channel	45	13.7	40-50	12-15	1/16	38	11.6
2. Outer Banks	60	18.3	55-70	17-21	1/15	44	13.4
Offshore Atlantic Coast							
1. Georges Bank	85	25.9	75-95	23-29	1/12	59	18.0
2. Baltimore Canyon	90	27.4	80-100	24-30	1/12	62	18.9
3. Georgia Embayment	75	22.9	65-85	20-26	1/12	53	16.2

*Above MLW in Atlantic; above MLLW in Pacific.

Tabla 2.2

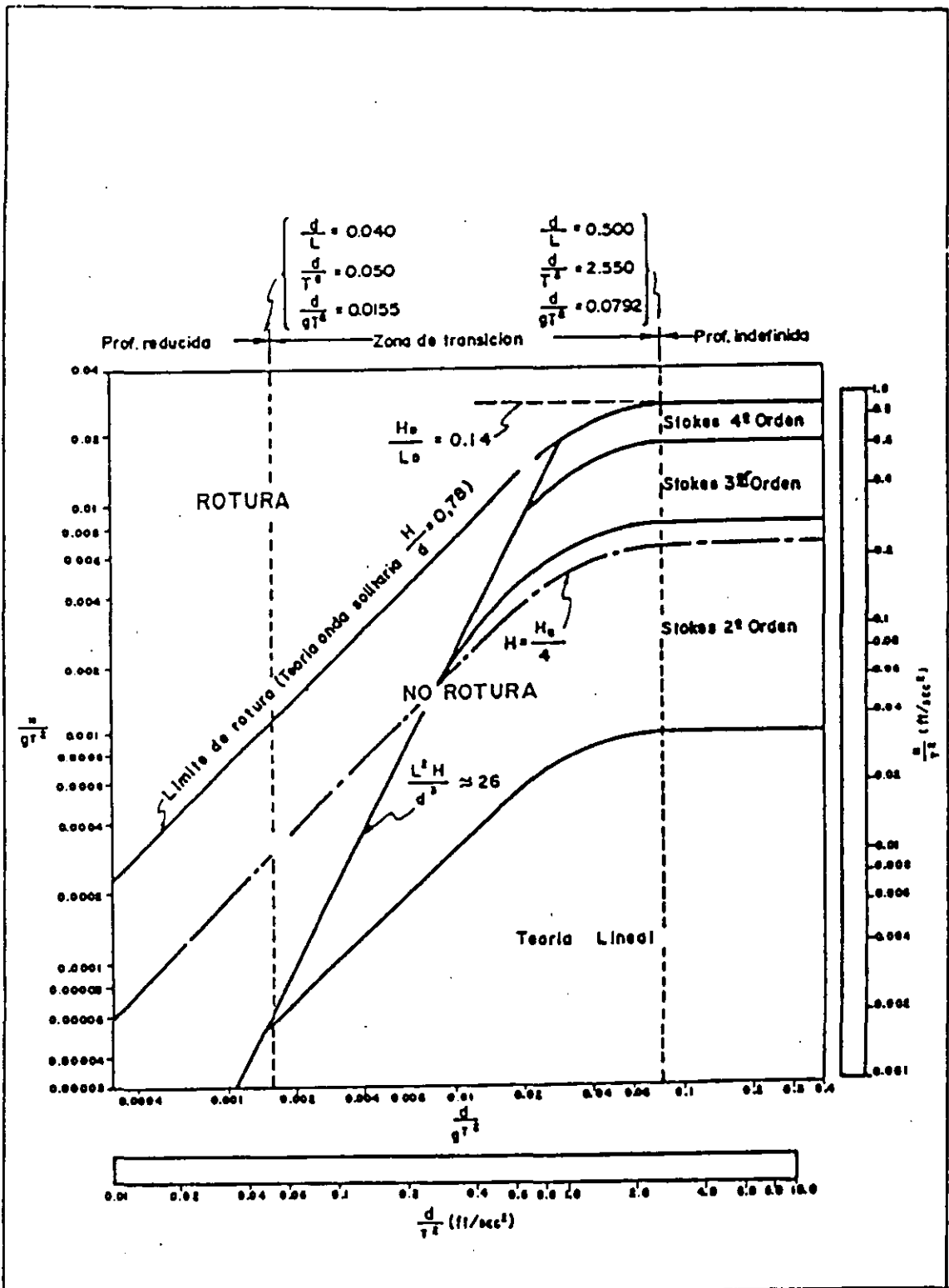


Figura 2.4 Campo de validez de las diferentes teorias de oleaje.

En la figura 2.4 se muestra las regiones de validez de las varias teorías de oleaje existentes y simplemente podemos referir que las diversas ecuaciones para su resolución se encuentran en el Shore Protection Manual (Vol. I) Coastal Engineering Research Center. Dept. Of The Army. Us Army Corps of Engineering Washington D.C.

Finalmente se presentan a continuación una gráfica (fig. 2.5) que nos da una guía para la definición de altura de ola de diseño en el Golfo de México y la tabla No.2.2, que proporciona valores de parámetros de oleaje para diez diferentes áreas de la costa de los E.U.A.

Las recomendaciones anteriores estan dadas en la publicación API Recommended Practice For Planning, Designing, And Constructing Fixed Offshore Platforms. API RP2A, 15th. Ed. 1984.

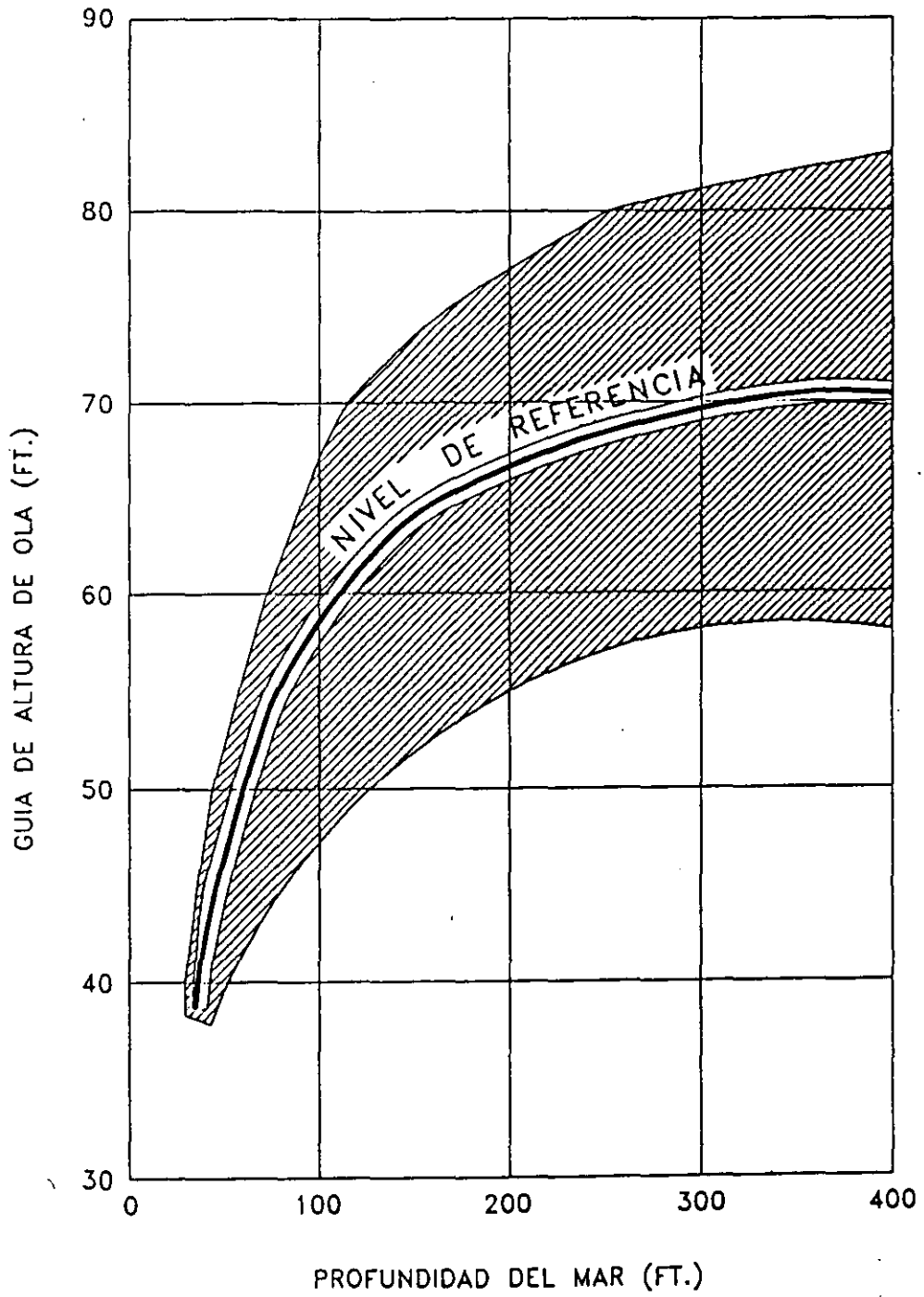


Figura 2.5. Guía de alturas de ola para el Golfo de México.

3. ONDAS DE LARGO PERIODO

3.1 GENERALIDADES.

El ingeniero que tiene que tratar con problemas de Ingeniería de Costa se enfrenta a que existen otros tipos de ondas no generadas por el viento. Este tipo de ondas producidas por sismos, atracciones de la luna, sol y ciclones, etc., constituyen las denominadas de "Largo Periodo".

Para fines prácticos se puede considerar la siguiente clasificación:

Onda	Periodo
Oleaje (viento)	4-20 seg.
Vagas de mar y yacentes	50-300 seg.
Marea de tormenta	1000-2000 seg.
Tsanumis	1000-2000 seg.
Marea astronómica	4500-9000 seg.

Las vagas de mar y yacentes son causadas por la interacción de dos trenes de oleaje distante de casi el mismo periodo. Conforme estos trenes se aproximan a la costa, se forman zonas en donde las crestas son acumulativas, mientras que entre el valle de una cancela la cresta de la otra. Así se obtiene entonces periodos de calma, intercalados con secuencias cortas de olas altas. De esta manera, el nivel del mar en la playa se incrementa, el cual es transmitido posteriormente hacia el mar en forma de una onda de largo periodo.

Este tipo de ondas pueden producir oscilaciones resonantes dentro de los puertos.

La marea de Tormenta se crea por la succión existente dentro de un área de baja presión en el océano y por el esfuerzo ejercido por el viento sobre la superficie del agua. Este tipo de ondas son significantes cuando son generadas dentro de ciclones tropicales.

Otro aspecto importante en su generación es el hecho de que la plataforma continental es ancha y de poca profundidad.

Este tipo de ondas también se presentan dentro de lagos y esteros en los que la profundidad es baja.

El Tsunami es una palabra japonesa que expresa el término onda o una serie de ondas producidas por movimientos repentinos de la corteza terrestre, tal como es el caso de terremotos. Conforme un Tsunami viaja por la plataforma continental, y puesto que su celeridad es función de la profundidad ($c = \sqrt{gd}$), al disminuir ésta, su energía cinética se

transforma en energía potencial. Por lo que, este incremento en altura, produce problemas serios en las instalaciones costeras de los litorales.

Las Mareas Astronómicas se producen en las aguas de los océanos debido a la atracción de la luna y sol, así como de otros planetas.

Debido a la periodicidad de los movimientos de los astros, es posible predecir este tipo de ondas por 2 ó 3 años hacia el futuro.

El rigor, para conocer el ciclo completo de mareas de un lugar, es necesario haber medido estas ondas durante 19 años; de hecho no es posible en forma práctica para un nuevo proyecto, pero nuestros puertos cuentan ya con varios años de medición y por tanto, siempre es posible correlacionar sitios cercanos, realizando un mínimo de mediciones.

Como en las otras ondas de largo periodo que han sido descritas anteriormente, el ancho y profundidad de la plataforma continental son de mucha importancia en la altura y tiempo de llegada de la cresta al sitio de observación.

A continuación describimos las teorías y métodos de cálculo más comunes para tomar en cuenta los efectos de las ondas de largo periodo, incluyendo las vagas y yacientes, ya que se comentará algo sobre las oscilaciones dentro de un vaso portuario, que es el efecto que nos debe preocupar.

3.2 MAREA DE TORMENTA.

Debemos establecer algunas definiciones antes de entrar de lleno al fenómeno de la Marea de Tormenta:

Denominamos "tormenta" a un disturbio atmosférico que se caracteriza por vientos fuertes que pueden ser acompañados o no por lluvia.

A una tormenta que se haya originado en el trópico se llama "tormenta tropical"; mientras que aquella que es el resultado del choque de un frente frío y uno caliente se llama "tormenta extratropical". Ambos tipos de tormenta pueden producir sobre elevaciones anormales del nivel del agua en las partes poco profundas y cercanas al perímetro de los cuerpos de agua (mar, lago, estuarios, etc.)

A una tormenta tropical severa se le denomina "huracán" cuando se tienen velocidades máximas sostenidas de 65 nudos. Los vientos huracanados pueden llegar a velocidades sostenidas de 130 nudos y aún mayores.

Las ecuaciones hidrodinámicas que describen el fenómeno de la Marea de Tormenta, son la ecuación de continuidad de que expresa la conservación de la masa y la ecuación de movimiento que expresa la segunda ley de Newton. Estas ecuaciones son complicadas y han sido resueltas para el caso de costa abierta o vasos cerrados o semicerrados.

Las ecuaciones establecidas por la teoría y que se describen en el SHORE PROTECTION MANUAL. Edición 1984, son las siguientes:

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \underbrace{\frac{\partial M_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial y}}_{\text{Advection of Momentum}} = \underbrace{fV}_{\text{Coriolis}} - \underbrace{gD \frac{\partial S}{\partial x}}_{\text{Surface Slope}} + \underbrace{gD \frac{\partial \xi}{\partial x}}_{\text{Inverse Barometer}} + \underbrace{gD \frac{\partial \zeta}{\partial x}}_{\text{Astro. Tide Potential}} + \underbrace{\frac{\tau_{sx}}{\rho}}_{\text{Wind Stress}} - \underbrace{\frac{\tau_{bx}}{\rho}}_{\text{Bottom Stress}} + \underbrace{W_x P}_{\text{Rainfall Rate}}$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\partial M_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial x} = -fU - gD \frac{\partial S}{\partial y} + gD \frac{\partial \xi}{\partial y} + gD \frac{\partial \zeta}{\partial y} + \frac{\tau_{sy}}{\rho} - \frac{\tau_{by}}{\rho} + W_y P$$

Para los fines de nuestro curso, mencionaremos algunos métodos simplificados.

Para calcular la sobreelevación producida por éstas perturbaciones atmosféricas, se aplicarán dos criterios que toman en cuenta, tanto el gradiente de presiones como las velocidades de viento de los huracanes.

La sobreelevación por efecto de tormenta queda dado por la suma de diferentes efectos, los cuales se muestran en la figura 3.2.1.

3.2.1 Método de Keulegan

En el caso de plataformas continentales, la fórmula desarrollada por Keulegan para el cálculo de la sobreelevación es la siguiente:

$$S = - \frac{KV^2 x}{g(H_1 - H - S)} \ln \frac{H_1}{H + S}$$

donde:

- S = Sobreelevación del nivel del mar
- H₁ = Profundidad en el borde de la plataforma
- H = Profundidad en la costa
- V = Velocidad del viento huracanado
- X = Distancia desde el borde continental hasta la costa
- g = Aceleración de la gravedad
- K = Coeficiente de esfuerzo del viento = 3 X 10⁻⁶

En la tabla 3.2.1, se hace una aplicación de éste método, con las unidades en el sistema métrico decimal, los valores resultan desde 7 cm. para el huracán Eloise hasta 1.02 mts. para el huracán Allen.

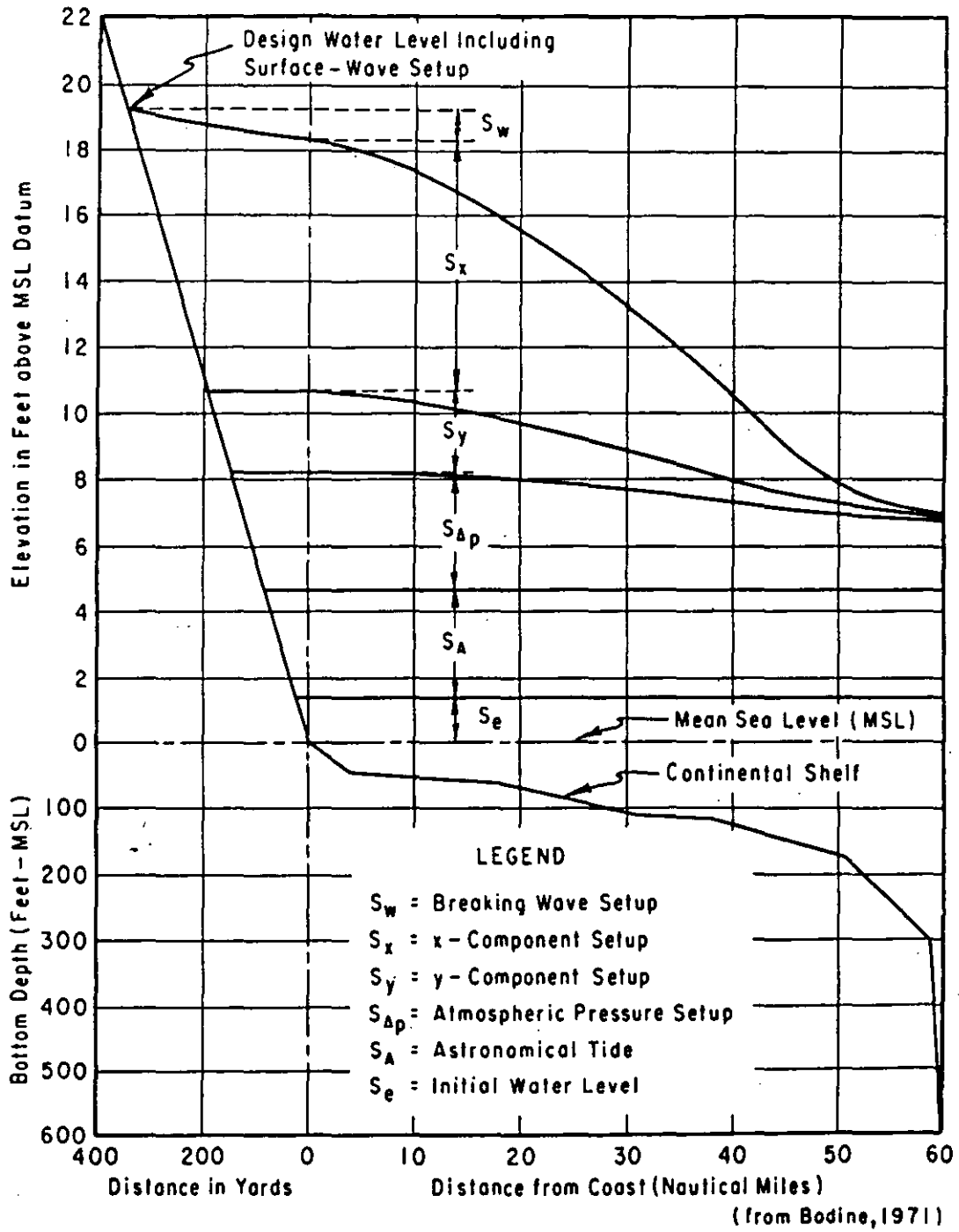


Figura. 3.2.1 Diferentes elementos que componen la marea de tormenta

TABLA 3.2.1. SOBREELEVACION DEL NIVEL DEL MAR POR VIENTO MAS
PRESION ATMOSFERICA
KEULEGAN - PER BRUNN

S = SOBREELEVACION (m)

H1 = PROFUNDIDAD A LA ORILLA DE LA PLATAFORMA CONTINENTAL

H = PROFUNDIDAD EN EL SITIO DE ESTUDIO

L = DISTANCIA HORIZONTAL

K = COEFICIENTE DE ESFUERZO DEL VIENTO

V = VELOCIDAD DEL VIENTO

g = ACELERACION DE LA GRAVEDAD (9.81m/s²)

FORMULA EMPLEADA

$$S = \frac{K V^2 X^2}{g (H1-H-S)} \ln \left(\frac{H1}{H+S} \right)$$

HURACAN	H1 (m)	H (m)	X (m)	K	V (m/s)	S	A	Ln	S (m)	S DEP * (m)	S tot (m)
CARLA	200	10	27,800	3.00E-06	55.62	0.410	0.1387	2.9556	0.410	0.408	0.818
	200	5	28,400	3.00E-06	55.62	0.496	0.1381	3.5943	0.496	0.408	0.905
	200	3	28,650	3.00E-06	55.62	0.556	0.1380	4.0297	0.556	0.408	0.964
HILDA	200	10	27,800	3.00E-06	34.69	0.161	0.0539	2.9798	0.161	0.280	0.441
	200	5	28,400	3.00E-06	34.69	0.196	0.0537	3.6504	0.196	0.280	0.476
	200	3	28,650	3.00E-06	34.69	0.221	0.0536	4.1286	0.221	0.280	0.501
DEBBIE	200	10	27,800	3.00E-06	36.11	0.174	0.0584	2.9785	0.174	0.350	0.524
	200	5	28,400	3.00E-06	36.11	0.212	0.0581	3.6474	0.212	0.350	0.562
	200	3	28,650	3.00E-06	36.11	0.239	0.0581	4.1231	0.239	0.350	0.589
INEZ	200	10	27,800	3.00E-06	55.52	0.409	0.1382	2.9556	0.409	0.840	1.249
	200	5	28,400	3.00E-06	55.52	0.495	0.1376	3.5945	0.495	0.840	1.335
	200	3	28,650	3.00E-06	55.52	0.554	0.1375	4.0302	0.554	0.840	1.394
BEULAH	200	10	27,800	3.00E-06	50.00	0.332	0.1121	2.9631	0.332	0.720	1.052
	200	5	28,400	3.00E-06	50.00	0.403	0.1116	3.6114	0.403	0.720	1.123
	200	3	28,650	3.00E-06	50.00	0.452	0.1114	4.0594	0.452	0.720	1.172
CAMILLE	200	10	27,800	3.00E-06	59.43	0.467	0.1584	2.9501	0.467	0.330	0.797
	200	5	28,400	3.00E-06	59.43	0.565	0.1578	3.5818	0.565	0.330	0.895
	200	3	28,650	3.00E-06	59.43	0.632	0.1576	4.0085	0.632	0.330	0.962

HURACAN	H1 (m)	H (m)	X (m)	K	V (m/s)	S	A	Ln	S (m)	S DEP * (m)	S tot (m)
ELLA	200	10	27,800	3.00E-06	33.32	0.148	0.0497	2.9810	0.148	0.290	0.438
	200	5	28,400	3.00E-06	33.32	0.181	0.0495	3.6533	0.181	0.290	0.471
	200	3	28,650	3.00E-06	33.32	0.204	0.0494	4.1339	0.204	0.290	0.494
AGNES	200	10	27,800	3.00E-06	36.10	0.174	0.0584	2.9785	0.174	0.200	0.374
	200	5	28,400	3.00E-06	36.10	0.212	0.0581	3.6474	0.212	0.200	0.412
	200	3	28,650	3.00E-06	36.10	0.239	0.0580	4.1231	0.239	0.200	0.439
BRENDA	200	10	27,800	3.00E-06	36.08	0.174	0.0583	2.9785	0.174	0.570	0.744
	200	5	28,400	3.00E-06	36.08	0.212	0.0580	3.6474	0.212	0.570	0.782
	200	3	28,650	3.00E-06	36.08	0.239	0.0580	4.1231	0.239	0.570	0.809
CARMEN	200	10	27,800	3.00E-06	29.14	0.113	0.0380	2.9845	0.113	0.430	0.543
	200	5	28,400	3.00E-06	29.14	0.139	0.0378	3.6615	0.139	0.430	0.569
	200	3	28,650	3.00E-06	29.14	0.157	0.0378	4.1487	0.157	0.430	0.587
CAROLINE	200	10	27,800	3.00E-06	41.72	0.232	0.0780	2.9728	0.232	0.764	0.996
	200	5	28,400	3.00E-06	41.72	0.282	0.0776	3.6340	0.282	0.764	1.046
	200	3	28,650	3.00E-06	41.72	0.318	0.0775	4.0990	0.318	0.764	1.082
ELOISE	200	10	27,800	3.00E-06	23.09	0.071	0.0239	2.9887	0.071	0.163	0.234
	200	5	28,400	3.00E-06	23.09	0.087	0.0238	3.6716	0.087	0.163	0.250
	200	3	28,650	3.00E-06	23.09	0.099	0.0237	4.1672	0.099	0.163	0.261
ANITA	200	10	27,800	3.00E-06	46.47	0.287	0.0968	2.9674	0.287	0.450	0.737
	200	5	28,400	3.00E-06	46.67	0.352	0.0972	3.6208	0.352	0.450	0.802
	200	3	28,650	3.00E-06	46.67	0.396	0.0971	4.0757	0.396	0.450	0.846
ALLEN	200	10	27,800	3.00E-06	76.46	0.767	0.2626	2.9218	0.767	0.450	1.217
	200	5	28,400	3.00E-06	76.46	0.921	0.2618	3.5198	0.921	0.450	1.371
	200	3	28,650	3.00E-06	76.46	1.021	0.2614	3.9068	1.021	0.450	1.471
ALICIA	200	10	27,800	3.00E-06	41.66	0.231	0.0778	2.9729	0.231	0.330	0.561
	200	5	28,400	3.00E-06	41.66	0.281	0.0774	3.6342	0.281	0.330	0.611
	200	3	28,650	3.00E-06	41.66	0.317	0.0773	4.0993	0.317	0.330	0.647
DANY	200	10	27,800	3.00E-06	33.33	0.148	0.0497	2.9810	0.148	0.250	0.398
	200	5	28,400	3.00E-06	33.33	0.181	0.0495	3.6533	0.181	0.250	0.431
	200	3	28,650	3.00E-06	33.33	0.204	0.0495	4.1339	0.204	0.250	0.454
GILBERTO	200	10	27,800	3.00E-06	53.90	0.385	0.1303	2.9580	0.385	0.954	1.340
	200	5	28,400	3.00E-06	53.90	0.467	0.1297	3.5996	0.467	0.954	1.421
	200	3	28,650	3.00E-06	53.90	0.523	0.1296	4.0390	0.523	0.954	1.478

TABLA 3.2.2 SOBREELEVACION DEL NIVEL DEL MAR PRODUCIDA POR
DEPRESION ATMOSFERICA.
PER BRUNN

Po = PRESION EN EL CENTRO DEL HURACAN

Pn = PRESION NORMAL

R = RADIO DEL VIENTO MAX.

r = DIST. RADIAL DESDE EL CENTRO DE LA TORMENTA
AL PUNTO DE CALCULO SOBRE UNA LINEA TRANSV.

Sp = SOBREELEVACION

FORMULA EMPLEADA

$-R/r$

$$Sp = 0.13 (Pn - Po) (1 - e^{-R/r})$$

HURACAN	Po (mb)	Pn (mb)	AP (mb)	R (M.N)	r (M.N)	R/r	Sp (m)
CARLA	936.00	1013.00	77.00	20.31	487.85	0.04	0.41
HILDA	981.00	1013.00	32.00	34.21	489.00	0.07	0.28
DEBBIE	979.00	1013.00	34.00	33.27	400.00	0.08	0.35
INEZ	936.00	1013.00	77.00	20.40	233.00	0.08	0.84
BEULAH	951.00	1013.00	62.00	23.94	256.00	0.09	0.72
CAMILLE	926.00	1013.00	87.00	17.94	600.00	0.03	0.33
ELLA	984.00	1013.00	29.00	35.23	433.00	0.08	0.29
AGNES	979.00	1013.00	34.00	33.19	722.00	0.05	0.20
BRENDA	979.00	1013.00	34.00	33.54	244.00	0.14	0.57
CARMEN	990.00	1013.00	23.00	38.01	245.00	0.16	0.43
CAROLINE	968.00	1013.00	45.00	29.52	210.92	0.14	0.76
ELOISE	997.00	1013.00	16.00	41.08	504.70	0.08	0.16
ANITA	958.00	1013.00	55.00	26.02	400.00	0.07	0.45
ALLEN	872.00	1013.00	141.00	9.55	384.16	0.02	0.45
ALICIA	968.00	1013.00	45.00	29.35	500.00	0.06	0.33
DANY	983.00	1013.00	30.00	35.03	522.00	0.07	0.25
GILBERTO	941.00	1013.00	72.00	21.40	199.00	0.11	0.95

Para tomar en cuenta la influencia que tiene el gradiente de presión asociado, se aplicó el método de Per Brunn.

Este método considera la siguiente expresión:

$$S_p = 0.13 (P_n - P_o) (1 - e)^{-R/r}$$

donde:

P_o = Presión en el centro del huracán

P_n = Presión Normal

R = Radio el viento máximo

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

S_p = Sobreelevación

Los resultados de su aplicación se muestran en la tabla 3.2.2

La suma total de efectos se ha incluido en la tabla 3.2.1 anterior, con sobreelevación total hasta de 1.47 mts causadas por el huracán Allen y el Gilberto, para el caso particular que se analiza (Veracruz, Ver.)

3.2.2 Método del Nomograma.

Un método simplificado para obtener una primera aproximación de la marea de tormenta provocada por un huracán, se puede obtener de un análisis empírico de registros pasados.

Jelesniansky combinó los datos empíricos con cálculos técnicos y definió nomogramas que permiten estimar en forma rápida del máximo pico para cualquier latitud geográfica cuando se conocen algunos parámetros de la tormenta.

La figura 3.2.2 nos permite obtener la sobreelevación pico S_I , generada por un huracán idealizado que se mueve perpendicularmente hacia la costa con una velocidad de 15 mph.

Este monograma indica que existe un tamaño de tormenta crítico, resultado de los radios de los máximos vientos R . Para una caída de presión mayor que cero, el máximo pico de la sobreelevación se produce para un valor crítico de $R = 30$ mi y cualquier otro valor de R mayor o menor que éste, da como resultado valores menores de la sobreelevación.

Un segundo factor F_S que se da en la figura 3.2.3, que toma en cuenta los efectos batimétricos a lo largo del Golfo (Jelesnianshi estudió solo Golfo y Costa Atlántica de los Estados Unidos).

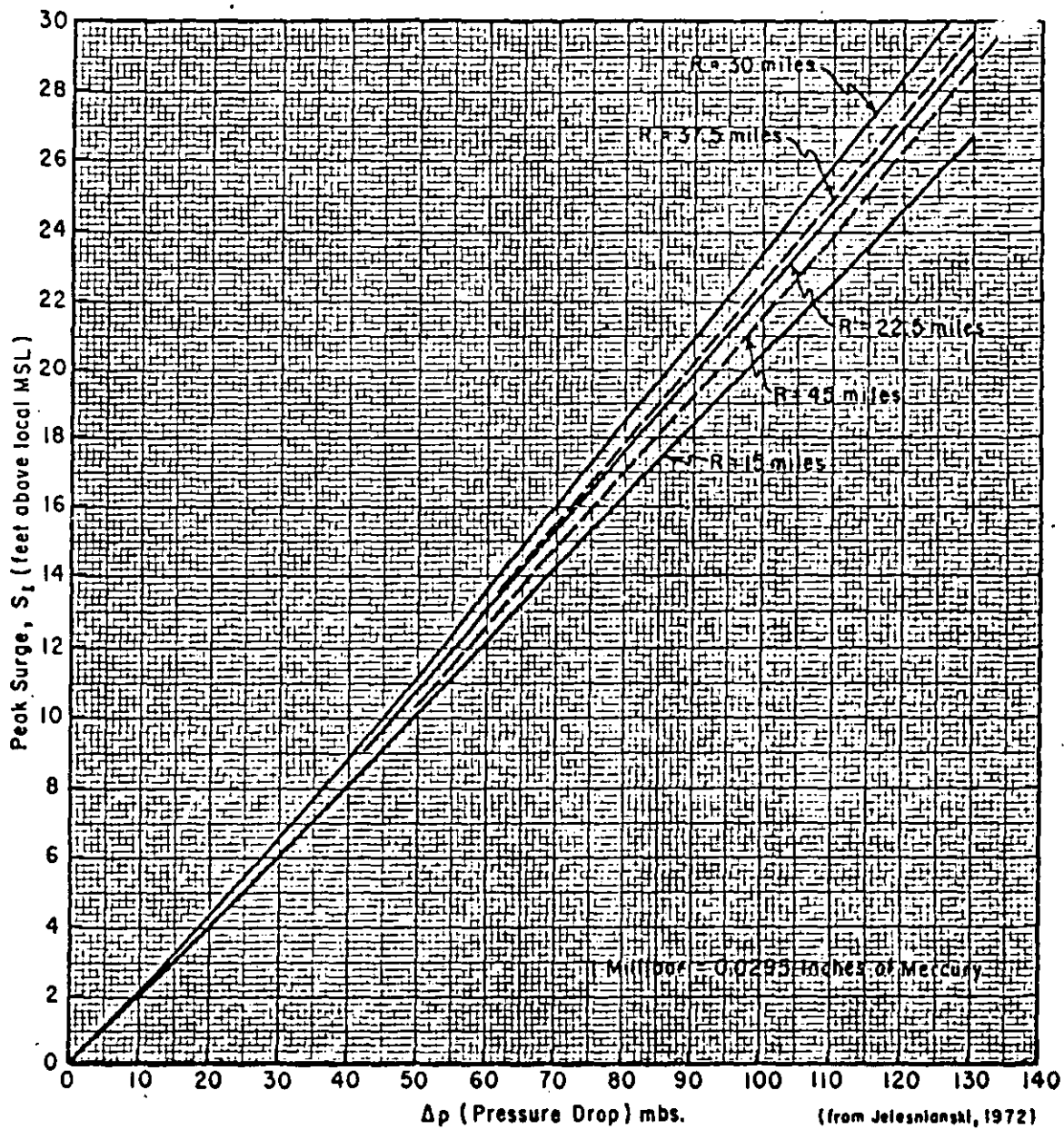
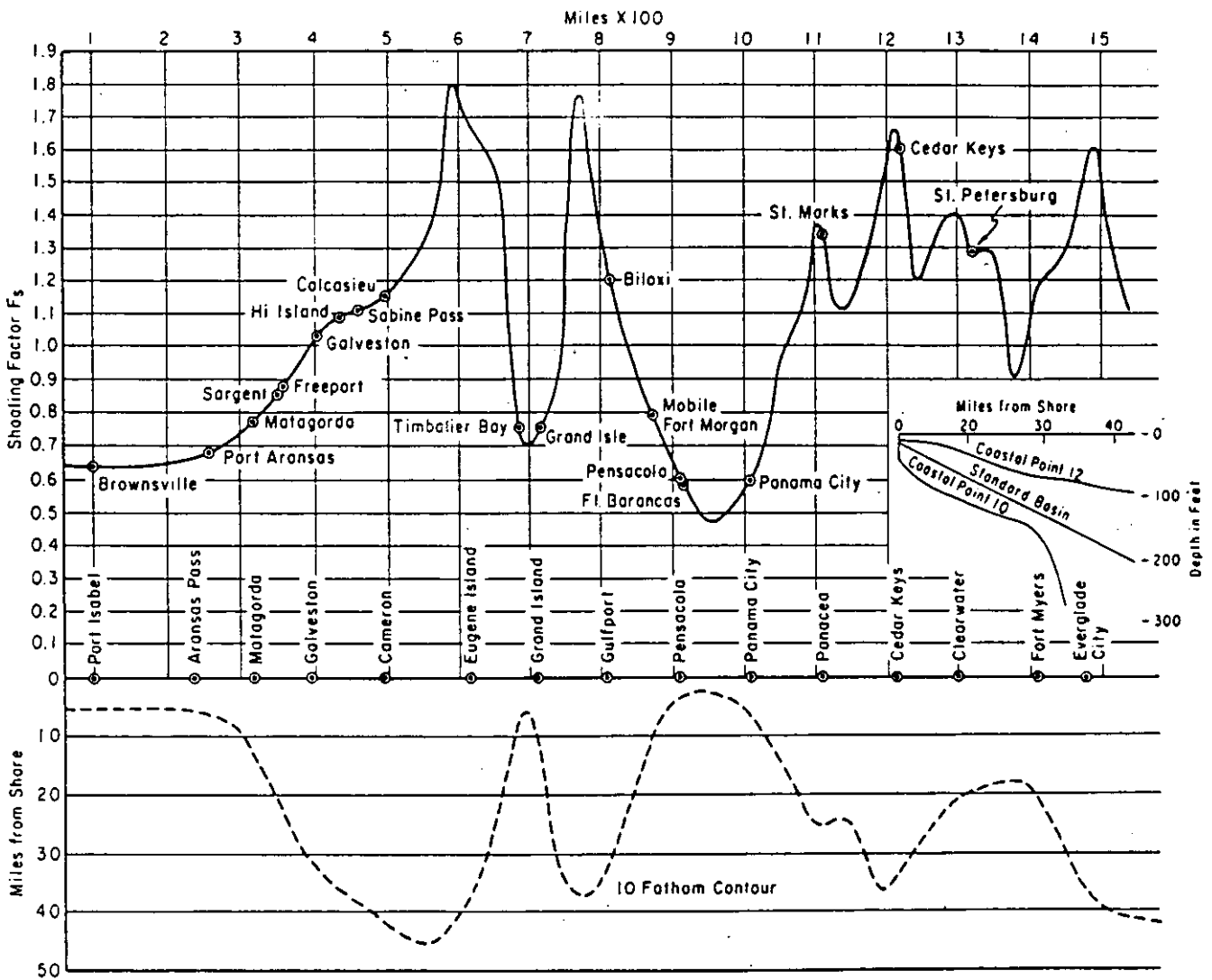


Figura 3.2.2 Estimación preliminar de la marea de tormenta



(Jeleznianski, 1972)

Figura 3.2.3 Factores de corrección por profundidad en la costa del Golfo de México

Otro factor, que denominaremos F_m se da en la figura 3.2.4, el cual toma en cuenta el efecto de la velocidad de la tormenta y el ángulo con el cual . trayectoria de ella intercepta a la costa.

Entonces, el máximo pico de la sobreelevación de la tormenta está dado por:

$$S_p = S_I F_s F_m$$

3.3 MAREA DE TORMENTA PRODUCIDA SOBRE VASOS CERRADOS.

En este caso, si consideramos un vaso rectangular y una profundidad constante, el viento soplando sobre la superficie, se presentan los casos mostrados en la fig. 3.2.5.

En caso "a" indica que el abatimiento del lado de barlovento es menor; el caso "b", el abatimiento llega al fondo del vaso y "c", una porción del fondo queda expuesta.

La ecuación de la superficie libre del agua, dada por Hellstrom (1951), es:

$$y^2_s = \frac{2\lambda \tau_0}{\rho \omega g} (x + C_1)$$

donde C_1 , debe obtenerse de condiciones de continuidad, y la ecuación podemos expresarla:

$$y^2_s = \frac{2\lambda \tau_0}{\rho \omega g} \xi$$

Por otra parte, la sobreelevación del lado de sotavento "h":

$$h = \frac{2\lambda \tau_0}{\rho \omega g} (x + C_1) - d$$

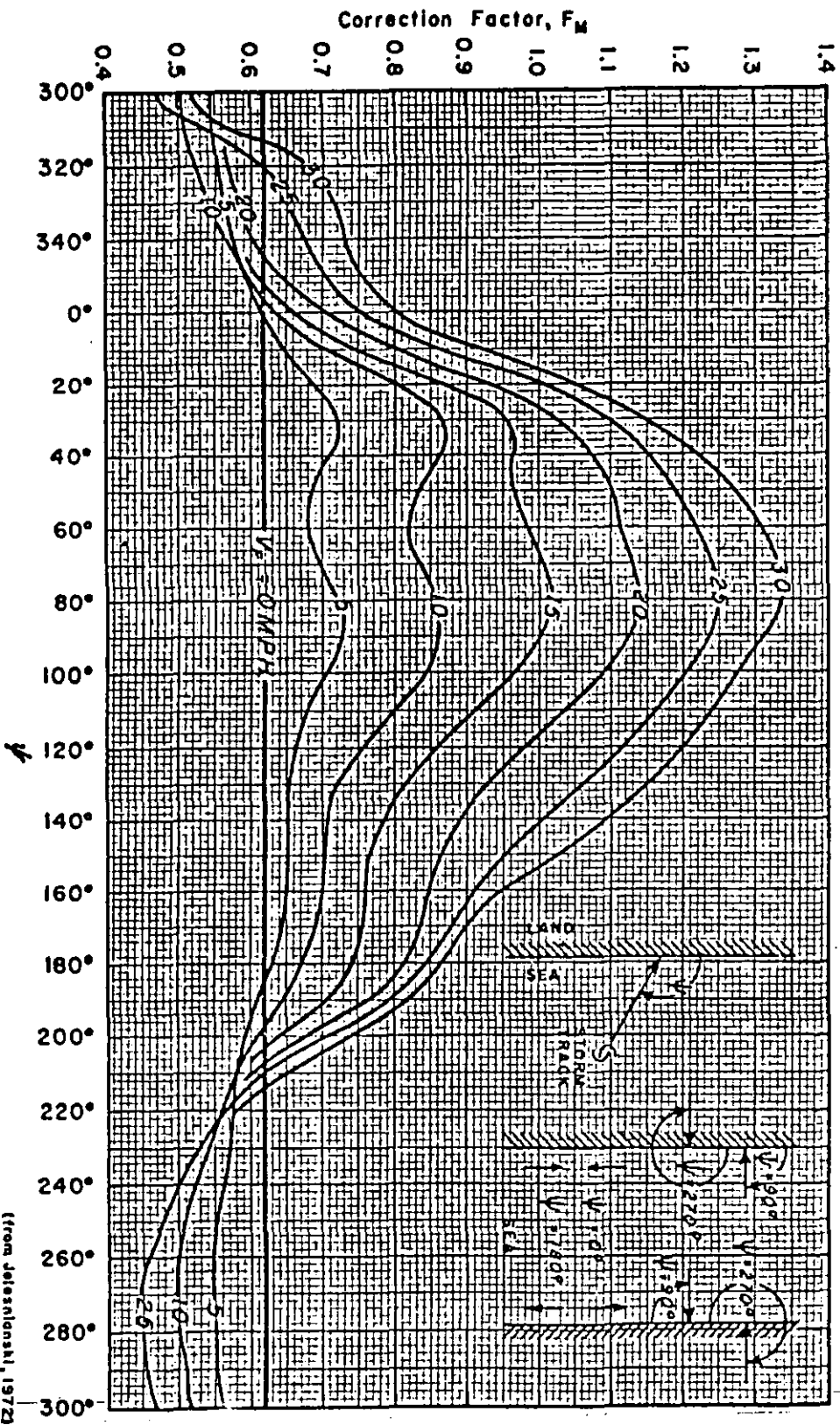
donde h y d se definen en la figura 3.2.5 utilizando un coeficiente adimensional:

$$k = \frac{\lambda \tau_0}{\rho \omega U_0^2}$$

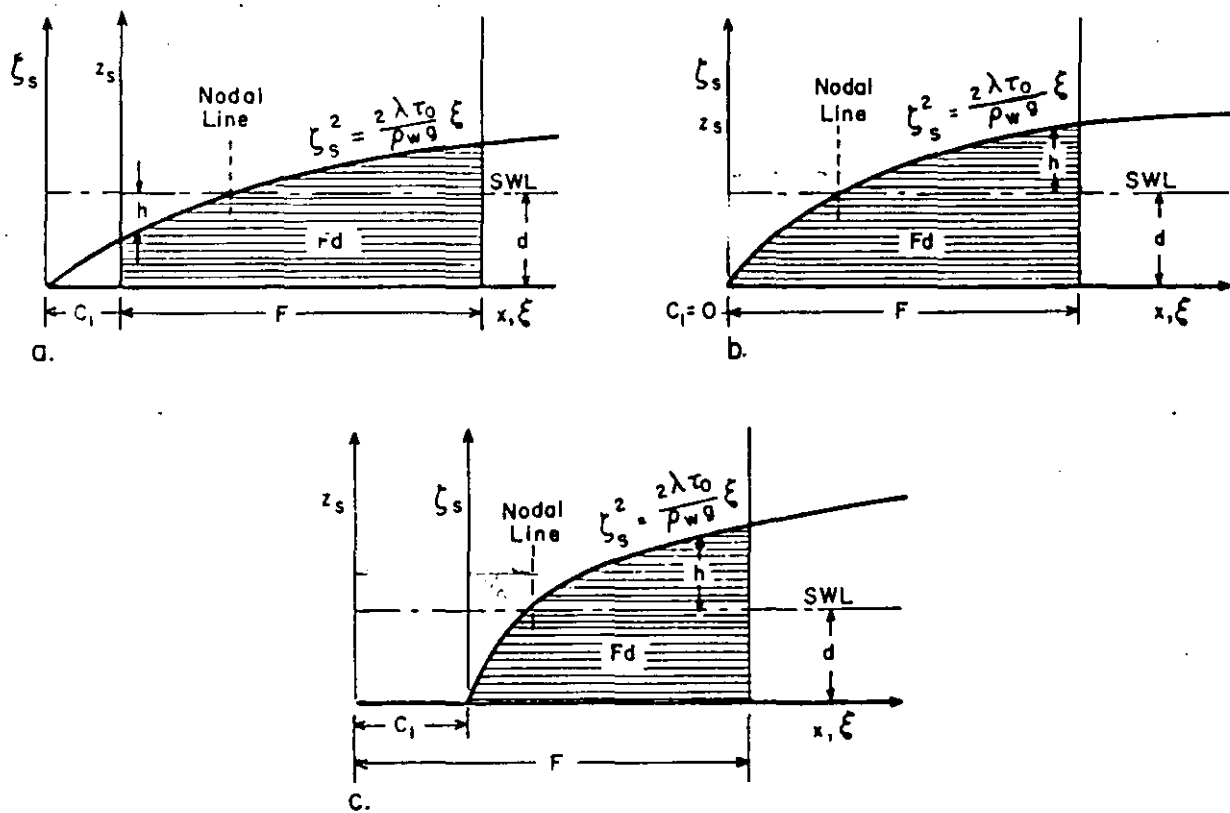
donde: U_0 es la velocidad del viento en ft/seg., la solución puede ponerse en forma tabular, según se muestra en las tablas 3.2.3 y 3.2.4, en términos de los factores:

$$\frac{kU_0^2 F}{gd^2} \quad \text{y} \quad \frac{x}{F}$$

Figura 3.2.4 Factor de correccion por el movimiento de la tormenta



(from Jelesnianski, 1972)



(after Sibul and Johnson, 1957)

Figura 3.2.5 Nomenclatura para el cálculo

TABLA 3.2.3 PARAMETROS PARA FONDO NO EXPUESTO

Table 12.3. PARAMETER RELATIONS FOR WIND SETUP IN RECTANGULAR CHANNEL OF CONSTANT DEPTH FOR NONEXPOSED BOTTOM
(from Bretschneider, 1958)

kU_0^2F/gd^2	x_n/F	Values of h/d corresponding to x/F and kU_0^2F/gd^2										
		x/F 0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.201	0.492	-0.104	-0.082	-0.060	-0.039	-0.017	0.002	0.021	0.041	0.060	0.079	0.097
0.209	0.492	-0.109	-0.086	-0.063	-0.041	-0.019	0.002	0.022	0.043	0.063	0.082	0.101
0.218	0.491	-0.114	-0.089	-0.066	-0.043	-0.020	0.002	0.024	0.045	0.065	0.086	0.106
0.228	0.491	-0.119	-0.094	-0.069	-0.045	-0.021	0.002	0.025	0.047	0.068	0.089	0.110
0.239	0.490	-0.125	-0.098	-0.072	-0.047	-0.022	0.002	0.026	0.049	0.072	0.094	0.115
0.251	0.489	-0.132	-0.103	-0.076	-0.049	-0.023	0.003	0.027	0.052	0.075	0.098	0.121
0.265	0.488	-0.139	-0.109	-0.080	-0.051	-0.024	0.003	0.029	0.054	0.079	0.104	0.127
0.280	0.488	-0.147	-0.115	-0.084	-0.054	-0.025	0.003	0.031	0.058	0.084	0.109	0.134
0.296	0.488	-0.157	-0.122	-0.089	-0.057	-0.026	0.004	0.033	0.061	0.089	0.116	0.142
0.315	0.487	-0.167	-0.130	-0.095	-0.061	-0.028	0.004	0.035	0.065	0.094	0.123	0.150
0.337	0.486	-0.180	-0.140	-0.101	-0.065	-0.029	0.005	0.038	0.070	0.101	0.131	0.160
0.361	0.485	-0.194	-0.150	-0.109	-0.069	-0.031	0.006	0.041	0.075	0.108	0.140	0.171
0.390	0.484	-0.211	-0.163	-0.117	-0.074	-0.033	0.006	0.044	0.081	0.117	0.151	0.184
0.423	0.482	-0.230	-0.177	-0.127	-0.080	-0.035	0.008	0.049	0.088	0.126	0.163	0.199
0.463	0.480	-0.255	-0.195	-0.140	-0.087	-0.038	0.009	0.054	0.097	0.138	0.178	0.217
0.511	0.478	-0.286	-0.217	-0.154	-0.096	-0.041	0.011	0.060	0.108	0.153	0.196	0.238
0.571	0.476	-0.324	-0.244	-0.172	-0.106	-0.044	0.014	0.069	0.121	0.171	0.219	0.265
0.648	0.472	-0.377	-0.280	-0.195	-0.118	-0.048	0.018	0.080	0.138	0.194	0.247	0.298
0.750	0.467	-0.452	-0.329	-0.226	-0.134	-0.052	0.024	0.095	0.162	0.224	0.284	0.341
0.894	0.464	-0.587	-0.409	-0.274	-0.160	-0.059	0.032	0.115	0.192	0.265	0.334	0.399
0.930	0.458	-0.614	-0.421	-0.278	-0.159	-0.055	0.039	0.125	0.205	0.280	0.350	0.418
0.971	0.455	-0.659	-0.443	-0.290	-0.164	-0.055	0.043	0.132	0.215	0.292	0.365	0.434
1.015	0.452	-0.715	-0.467	-0.302	-0.169	-0.055	0.047	0.140	0.226	0.306	0.382	0.453
1.066	0.440	-0.794	-0.494	-0.315	-0.174	-0.054	0.053	0.150	0.239	0.322	0.401	0.475
1.125	0.444	-1.000	-0.526	-0.329	-0.178	-0.051	0.061	0.162	0.255	0.342	0.423	0.500

El valor de k , obtenido para un caso de prototipo (el lago Okeechobee, Fla), se puede tomar como 3.3×10^{-6} .

3.4 TSUNAMIS

El tsunami es una onda que puede generarse por varios mecanismos, por ejemplo se sabe que la explosión de una isla como la de Krakatoa en 1888, o de un volcán submarino puede producirlos. No siempre los disturbios sísmicos submarinos producirán estos tsunamis, y así por ejemplo Leet en (1948) menciona que en un catálogo reportan solo 124 de estas ondas en un intervalo en el que se detectaron 15,000 sismos a lo largo de las costas.

Los Tsunamis asociados a grandes terremotos con profundidades de focos mayores de 80 km. no son muy perceptibles. Se ha observado que los tsunamis notables ocurren cuando la magnitud del terremoto M .

$$M > 6.3 + 0.01 H$$

donde H es la profundidad focal en km. Se ha observado también que los tsunamis son desastrosos cuando:

$$M > 7.75 + 0.008 H$$

En la tabla 3.2.5 se muestra la magnitud, energía y sobreelevación de los tsunamis en el Japón.

La celeridad de una onda de este tipo está dado por $C = \sqrt{gd}$, como ya se mencionó y se ha podido verificar que las celeridades promedio de los tsunamis varían entre .375 y 490 m.p.h.

En la fig.3.2.6 se muestra los tiempos de viaje de los tsunamis, teniendo como origen a Honolulu, Hawaii; y en la 3.2.7 un diagrama de refracción para el tsunami chileno de 1960.

3.5 MAREA ASTRONOMICA.

Como ya se mencionó, la marea astronómica es el cambio periódico del nivel del mar producido por la atracción gravitacional de la luna, sol y otros cuerpos astronómicos.

Podemos clasificar a las mareas de la siguiente manera:

Diurnas.- Cuando se presentan una pleamar y una bajamar en un día lunar.

Semidiurnas.- Cuando se presentan dos pleamares y dos bajamares en un día lunar.

TABLA 3.2.5 MAGNITUD, ENERGIA Y ELEVACION DE LAMIDO DE TSUNAMIS EN JAPON.

Table 5.4. MAGNITUDE, ENERGY, AND RUN-UP ELEVATION OF TSUNAMIS IN JAPAN
(after Iida, 1963b)

Tsunami magnitude classification	Tsunami energy		Maximum run-up elevation		
	(m)	ergs	(ft-lb)	(meters)	(ft)
5		25.6×10^{23}	18.9×10^{16}	>32	>105
4.5		12.8	9.4	24-32	79-105
4		6.4	4.7	16-24	52.5-79
3.5		3.2	2.4	12-16	39.2-52.5
3		1.6	1.2	8-12	26.2-39.2
2.5		0.8	0.59	6-8	19.7-26.2
2		0.4	0.29	4-6	13.1-19.7
1.5		0.2	0.15	3-4	9.9-13.1
1		0.1	0.074	2-3	6.6-9.9
0.5		0.05	0.037	1.5-2	4.9-6.6
0		0.025	0.018	1-1.5	3.2-4.9
-0.5		0.0125	0.0092	0.75-1	2.5-3.2
-1		0.006	0.0044	0.50-0.75	1.6-2.5
-1.5		0.003	0.0022	0.30-0.50	1.0-1.6
-2		0.0015	0.0011	<0.30	<1.0

Fig. 5.2. Travel times of tsunamis to Honolulu, Hawaii (U. S. Coast and Geodetic Survey)
(from Zetler, 1947)

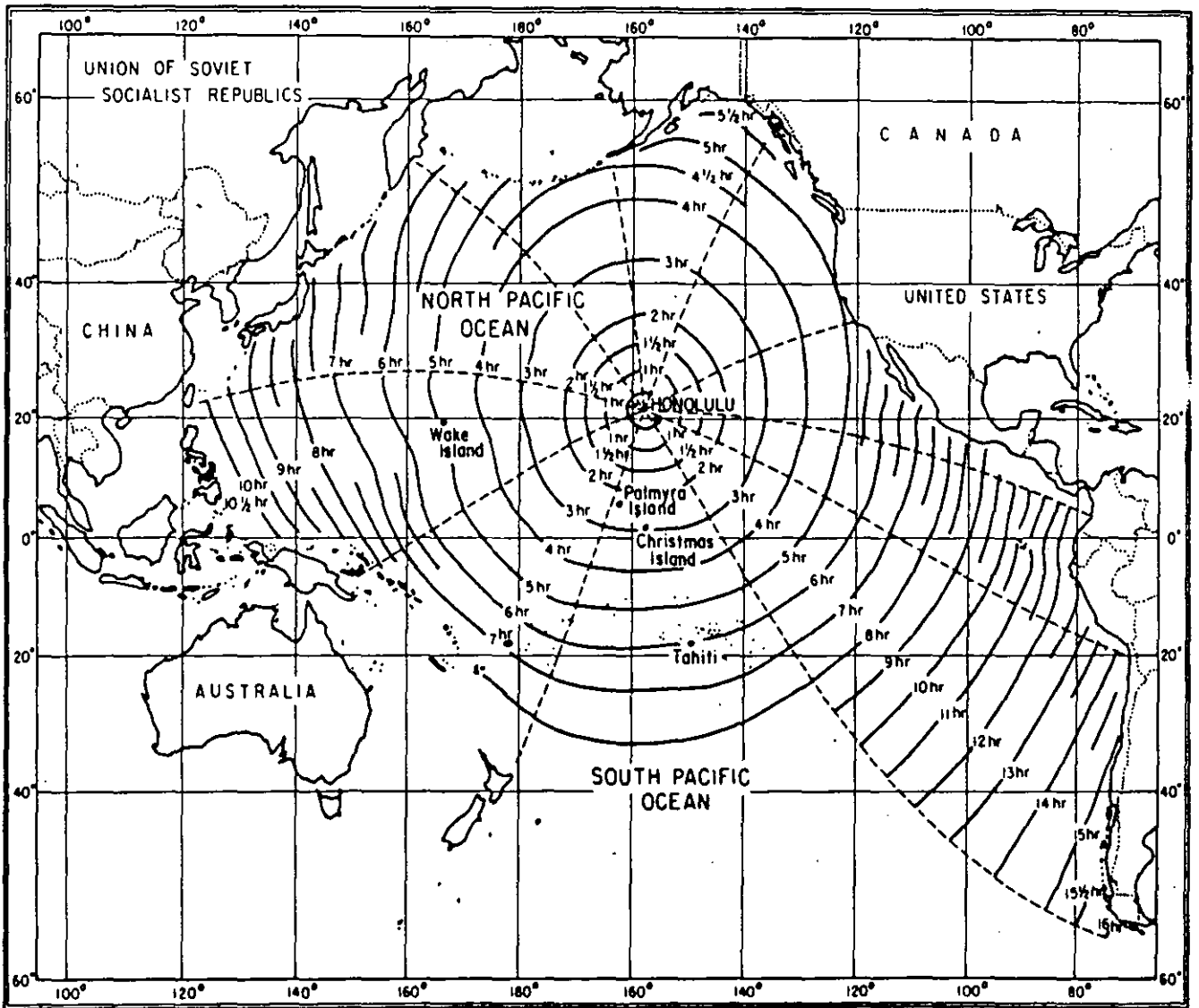


Figura 3.2.6 Tiempos de desplazamiento de tsunamis

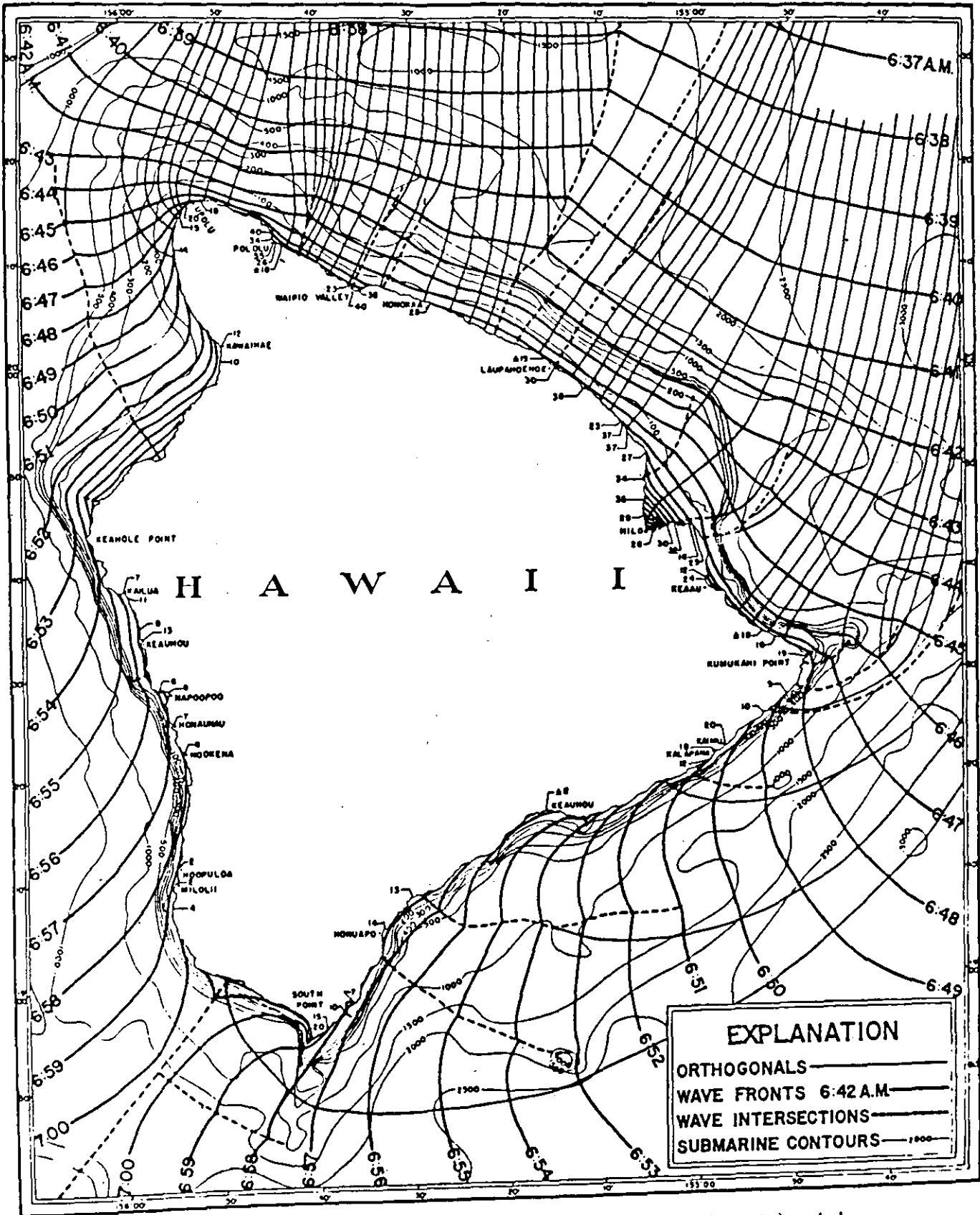


Fig. 5.4. Map of the island of Hawaii, showing heights (in feet above lower low water) reached by the water during the tsunami, wave fronts, orthogonal, and submarine contours (in fathoms). Times refer to computed time of arrival of first wave (from Shepard, MacDonald and Cox, 1950)

Mixtas.- Cuando a veces presentan las características de la diurna y otras veces, las de la semidiurna.

En México, el Departamento de Oceanografía dependiente del Instituto de Geofísica de la UNAM, estudia y registra las mareas y, para los principales puertos ha establecido los correspondientes planos de mareas que a continuación se describen.

Altura Máxima Registrada.

Nivel más alto registrado en la estación por efecto de algún tsunami o ciclón.

Pleamar Máxima Registrada.

Nivel más alto registrado debido a las fuerzas de marea periódica, o también a que tengan influencia sobre las mismas los efectos de condiciones meteorológicas.

Nivel de Pleamar Media Superior.

(MHHW): promedio de la más alta de las dos pleamares diarias, durante el período considerado en cada estación.

Nivel de Pleamar Media.

(MHW): promedio de todas las pleamares durante el período considerado en cada estación. Cuando el tipo de marea es diurna, este plano se calcula tomando el promedio de la pleamar más alta diaria, lo que equivale a que la pleamar media en este caso es lo mismo que la pleamar media superior.

Nivel Medio del Mar.

Promedio de las alturas horarias durante el período considerado en cada estación.

Bajamar Mínima Registrada.

Nivel más bajo registrado debido a la fuerza de marea periódica, o también que tengan influencia sobre las mismas los efectos de condiciones meteorológicas.

Nivel de Bajamar Media Inferior.

(MLLW). Promedio de la más baja de las dos bajamares diarias, durante el período considerado en cada estación. Este plano es el que se utiliza como plano de referencia para el pronóstico de mareas en la Costa del Pacífico y Golfo de California, mismo que utiliza el Coast and Geodetic Survey.

Nivel de Bajamar Media.

(MLW). Promedio de todas las bajamares, durante el período considerado en cada estación. Cuando el tipo de marea es diurno, este plano se calcula tomando el promedio de la bajamar más baja diaria.

Nivel de Marea Media.

(MTL). Plano equidistante entre la pleamar media y bajamar media.

El mismo organismo publica también las tablas de predicción de mareas, tanto para el Golfo de México como para el Océano Pacífico, en los puertos en los que cuentan con estación mareográfica.

4. REFRACCION, DIFRACCION Y REFLEXION DE OLEAJE

El oleaje al propagarse sobre la superficie del mar, va sufriendo deformaciones, por efecto del fondo o por el encuentro con obstáculos, los que originan en el primer caso el fenómeno de refracción y en el segundo el de difracción y reflexión. (Se ha transcrito casi íntegramente, en la parte correspondiente, la publicación de Rafael del Moral y José Ma. Berenguer denominada Planificación y Explotación de Puertos, para el desarrollo de este tema)

4.1 REFRACCION DEL OLEAJE.

De la expresión de la celeridad de la onda que se obtiene por la teoría lineal del oleaje:

$$C = \frac{gL}{2\pi} \operatorname{tgh} \frac{2\pi d}{L}$$

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.

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 se hace notable, aproximadamente cuando la profundidad es igual a la semilongitud de onda, los frentes de onda sufrirán cambios en su alineación que tienden a hacerlos paralelos con los distintos escalones de profundidad representados por las líneas batimétricas.

El estudio del fenómeno de refracción del oleaje es de gran importancia para el proyecto de una obra marítima, ya que entra a formar parte en la determinación de las características del oleaje y de sus acciones, por ejemplo:

- Es necesario para conocer el cambio de los valores de altura de onda en mar profundo a profundidades finitas.
- El ángulo de incidencia de los frentes de ola en obras o zonas costeras.
- Alteración de las condiciones existentes en la topografía del fondo en caso de estar éste constituido por materiales sueltos.

El cálculo de la refracción del oleaje se puede realizar, en la actualidad, mediante métodos numéricos y gráficos.

En el primer caso, existen modelos matemáticos que resuelven el problema y que permiten establecer de manera más o menos precisa, las características del oleaje en el sitio que se desee.

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 métodos gráficos de utilización común: el de los planos de oleaje y el de los diagramas de refracción o de las ortogonales.

4.1.1. Método de los Planos de Oleaje.

Se va a exponer a continuación el método ideado por el Profesor Español 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.

4.1.1.1. Planta del plano de oleaje en grandes profundidades.

Fijada la o las orientaciones de las ondas a considerar así como su período, o bien su longitud de onda, el dibujo en planta, en profundidades indefinidas, serán líneas paralelas, que representan las crestas y los 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 , 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 L₀.

4.1.1.2. 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 = T₀, es decir:

$$\sqrt{\frac{\pi L_0}{g}} = \sqrt{\frac{\pi LK}{g}}$$

Así obtenemos la ecuación: LK = L₀ que junto con K = ctgh $\frac{\pi h}{L}$ nos permite determinar los valores de L y K puesto que L₀ 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 L₀.

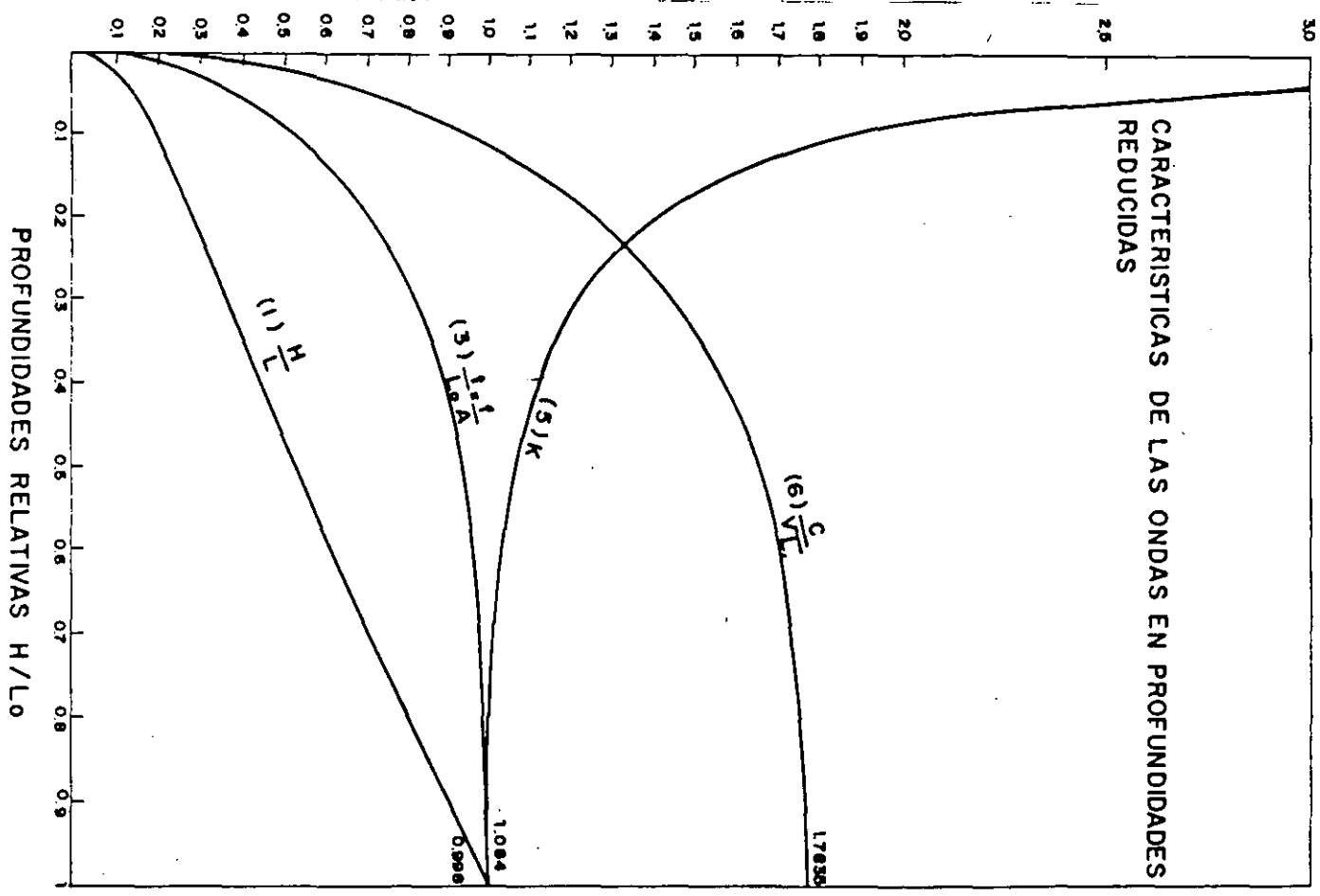


Fig. 4.1.1 Características de las ondas en profundidades reducidas

La fórmula del avance, o sea el valor de nL en milímetros, se deduce teniendo en cuenta que: $L = L_0/K$ y es:

$$nL \text{ (mm)} = n L_0 \frac{1}{K} \frac{1000}{E}$$

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	$1/K$	Avances	Semiavances
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
Se ponen las profundidades en NPMS (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 normalmente reflejan las profundidades en bajamar máxima viva equinocial, habrá que sumar a dichas profundidades la amplitud de marea.

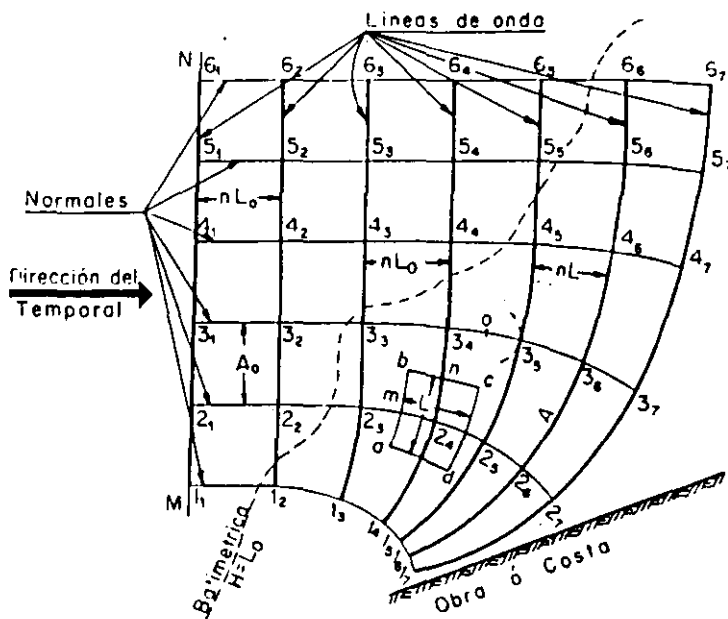


Fig. 4.1.2. Construcción gráfica del plano de oleaje.

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 4₅ para hallar el avance 4₅4₆).

En ocasiones conviene corregir el avance obtenido inicialmente sustituyendo el valor de H del punto de partida, por la medida 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 de 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 2₄ el cuadrilátero de avance será el abcd formado tomando la distancia L/2 sobre la línea de onda y la normal que pasa por 2₄, en las cuatro direcciones).

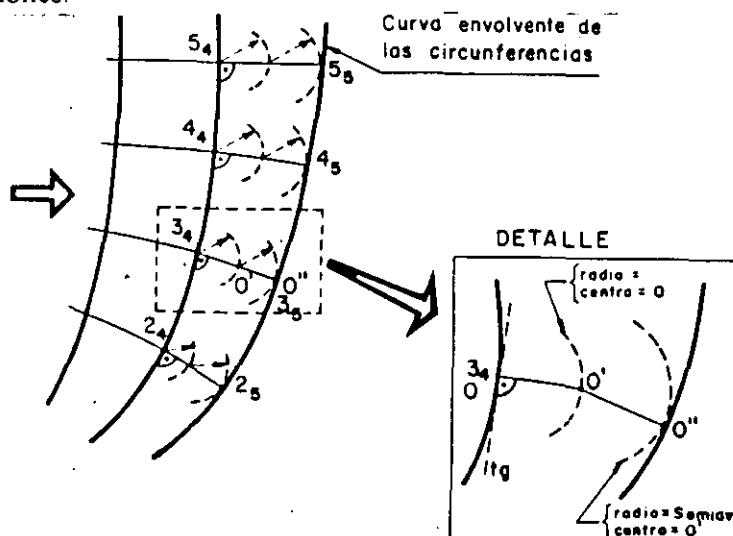


Fig. 4.1.3. Detalle de la Construcción Gráfica.

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 1₄2₄3₄4₄5₄6₄, para dibujar la siguiente se procederá como sigue: Por estar los puntos 6₄, 5₄ y 4₄, todavía en profundidades indefinidas, su avance será el mismo que el correspondiente a esa zona. Respecto al punto 3₄, se hallará el semiavance que corresponde a su profundidad, se lleva éste sobre la normal que pasa por 3₄, y con centro en ese punto, O', y radio otro semiavance, se traza un arco de círculo. Análogamente, se procede con los puntos 2₄ y 1₄ y la nueva línea será la recta 6₅5₅4₅ prolongada con la curva 3₅2₅1₅ 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.

4.1.1.3. 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 disminuye, por tanto hay una pérdida de energía por razonamiento 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 la ola	
				En origen (m)	En el tramo (m)
6	2636	A_0	A	$2h_0$	$2h_3$

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 siguiente.

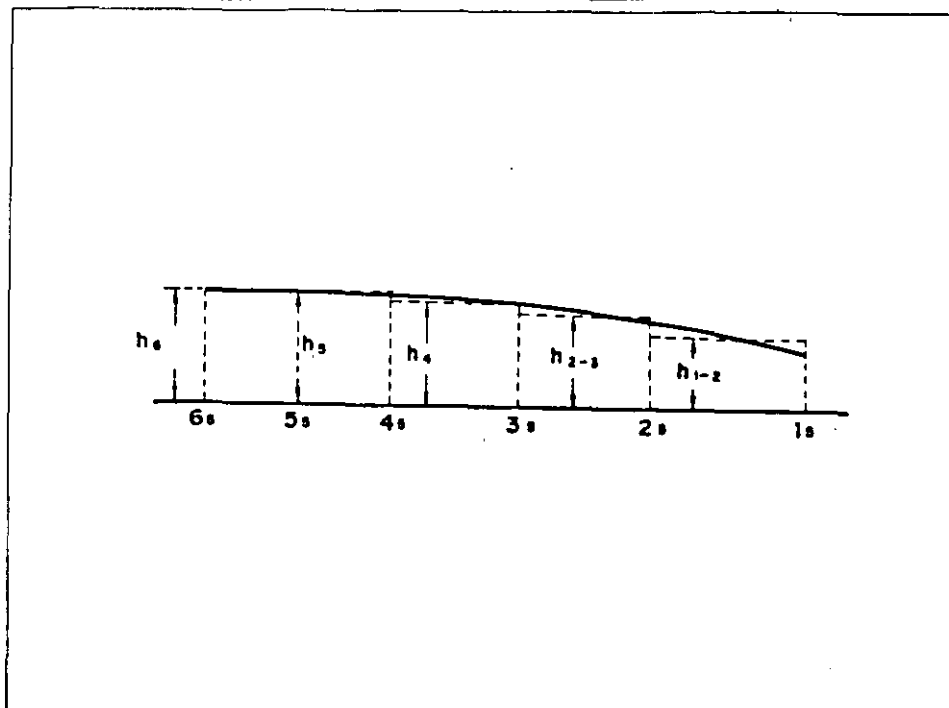


Fig. 4.1.4. Alzado del Frente de Onda.

4.1.2. 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 período 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 su sentido tal que tiende a convertir en paralelas las isobatas y la cresta.

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 entre dos ortogonales se mantiene constante.

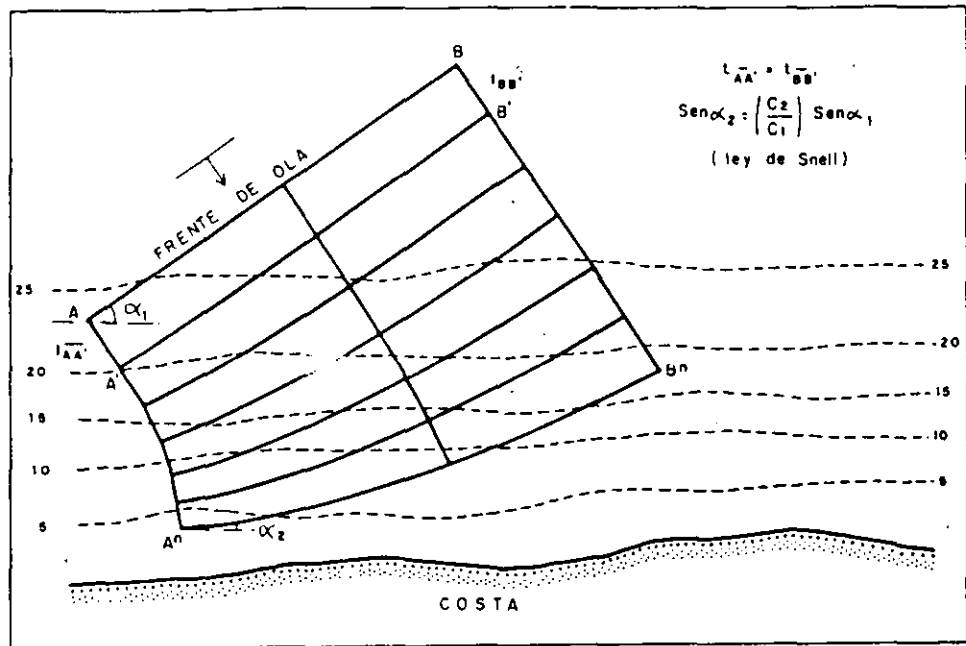


Fig. 4.1.5. Esquema de la Refracción del Oleaje.

2. La dirección de avance de la onda es la perpendicular a su cresta en cada momento.
3. La celeridad de una onda de período determinado solamente depende de la profundidad.
4. Los cambios de la topografía del fondo son graduales.
5. Las ondas son de cresta indefinida, período 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:

$$\frac{d}{L_0} = 0,5$$

d = profundidad
L₀ = longitud de onda

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

El dibujo de las líneas batimétricas conviene redondear las irregularidades bruscas para hacer más cómodo y preciso en trazo 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 períodos, 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 la celeridad en su avance.

Tal como se ha indicado, cada cuadro es válido, únicamente para un período determinado de onda.

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 poliéster o maylar, se construirá un "transparente", con la graduación y escala de la figura, que será el instrumento principal para la confección.

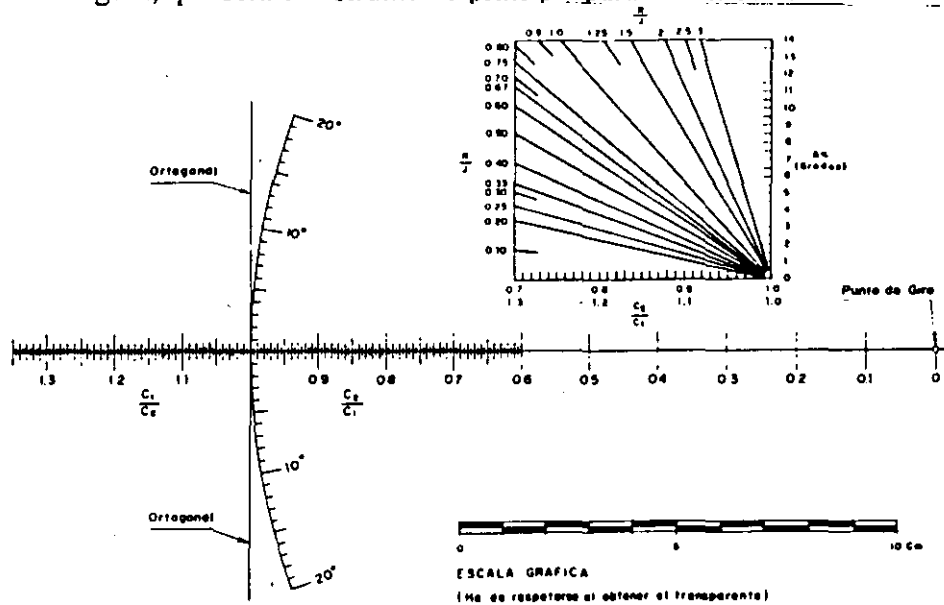


Fig. 4.1.6. Plantilla Transparente para la Construcción del Gráfico de Refracción y Abaco para el Cálculo con ablicuidad 80° .

4.1.2.1. Procedimiento a Seguir Cuando el Angulo 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 desee, 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 dicho ortogonal con la línea media entre isobatas. De esta forma queda determinado el *punto de giro* (fig. 4.1.7).

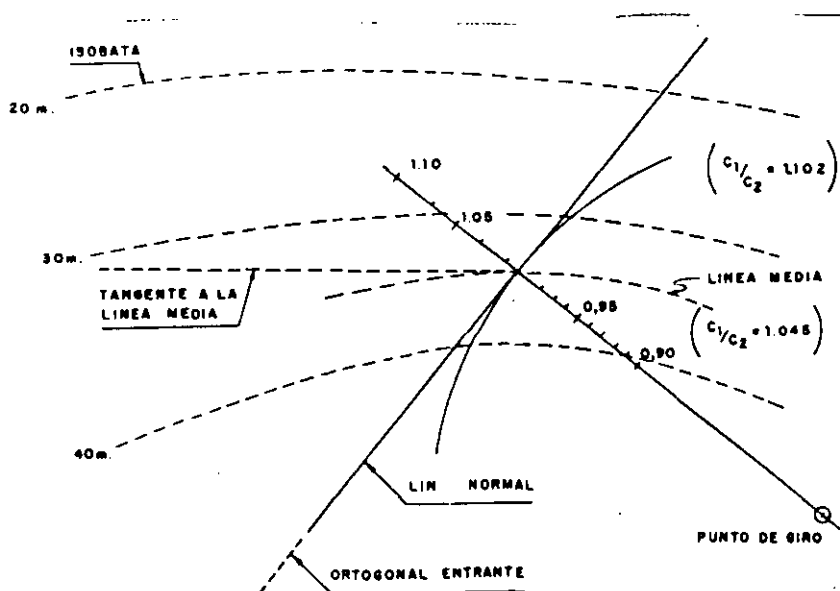


Fig. 4.1.7. Construcción del Gráfico de Refracción.

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 se 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. 4.1.8).

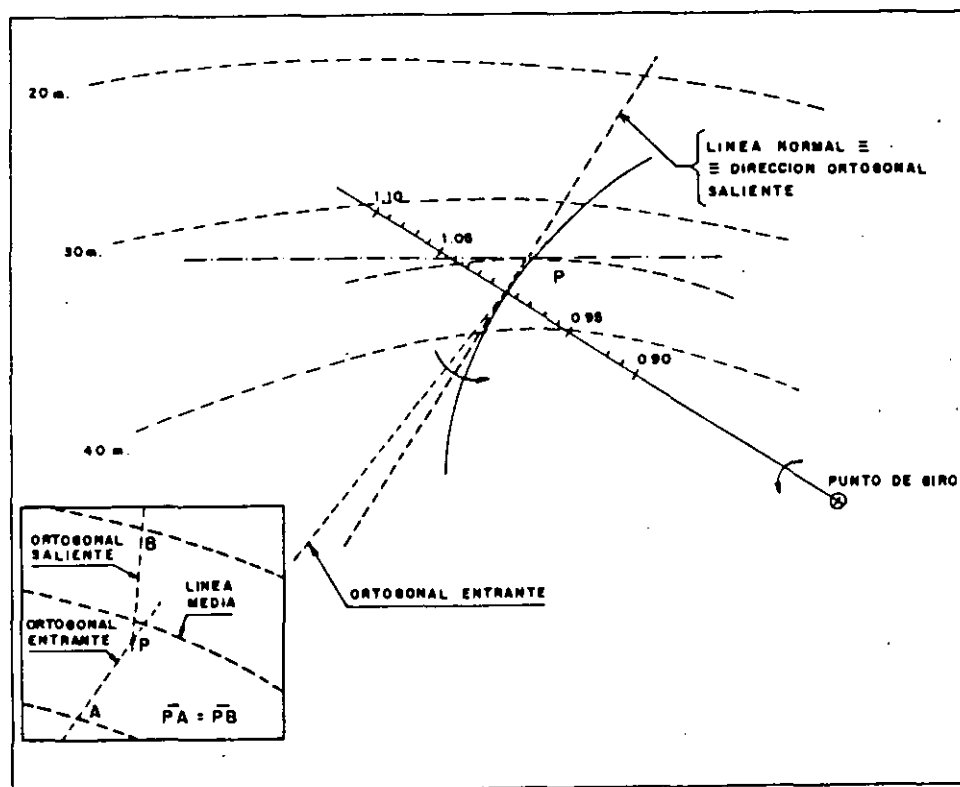


Fig. 4.1.8. Construcción del Gráfico de Refracción.

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 .

4.1.2.2. Procedimiento a Seguir Cuando el Angulo de Corte α entre el Frente de Onda y las Líneas Batimétricas es mayor de 80° .

- 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 $R_1 = 1,5J_1$ 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 $R_1 = KJ_1$ ($0.1 < K < 3.0$) 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. 4.1.9).

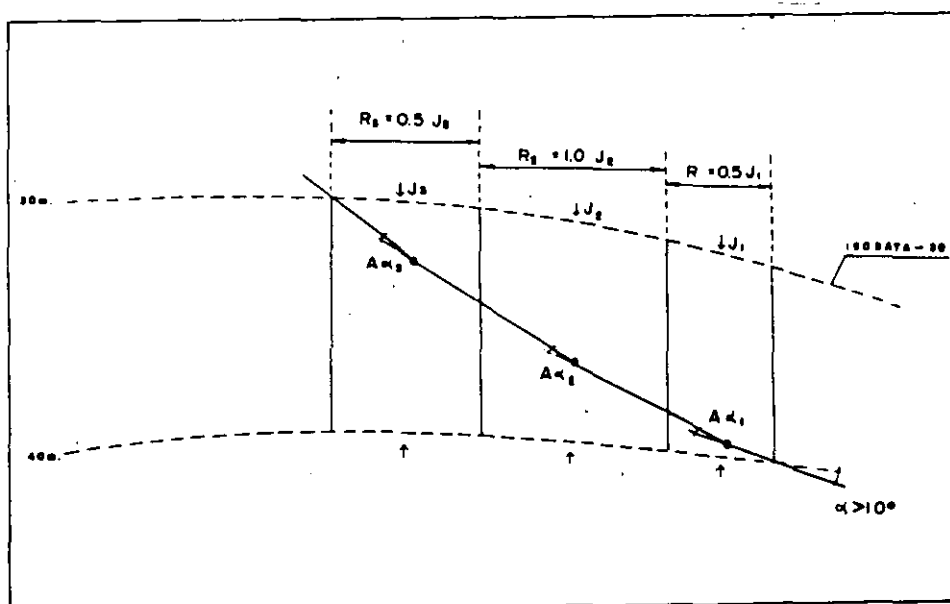


Fig. 4.1.9. Construcción Gráfica en el caso de Incidencia Superior a 80° .

- 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.

4.1.3. 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 canales de energía 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 adaptada, en un punto de este tipo la altura de onda es infinita, ya que no existe separación.

$$H = H_0 \sqrt{\frac{b_0}{b}}$$

$$\text{Si } b_{\text{cáustico}} = 0 \rightarrow H = \infty$$

Es obvio, que esto en la realidad no sucede. La explicación reside en el hecho de que entre los canales de energía existe una cesión de ella que se incrementa con la deferencia 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 requiere 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 computadora. 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.

4.2. DIFRACCION 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.

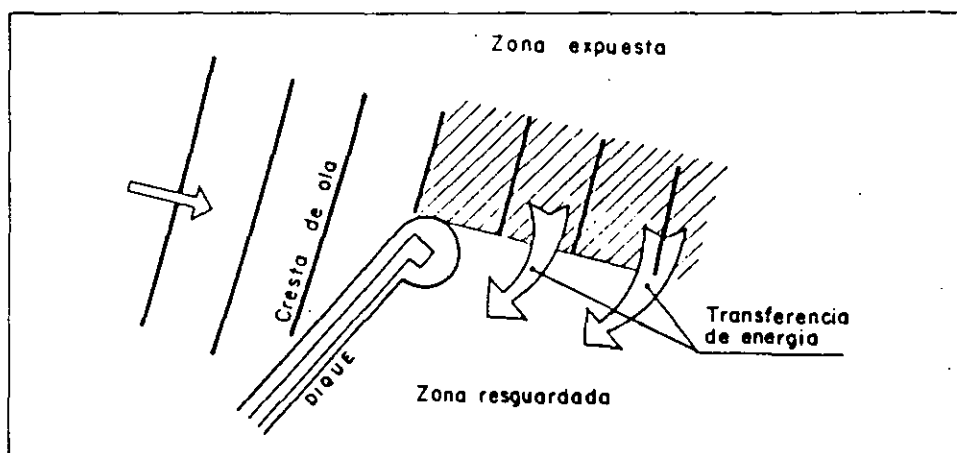


Fig. 4.2.1. Fenómeno de la difracción del oleaje.

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 azolvamientos 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.

Continuando con la teoría de modificación del oleaje de Iribarren, se exponen 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 quiere decir que para que 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 cústicos.

4.2.1. Método Gráfico de Difracción. "Expansión lateral"

Al igual que en el caso de la refracción las hipótesis de partida suponen una onda monocromática de período 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. 4.2.2)

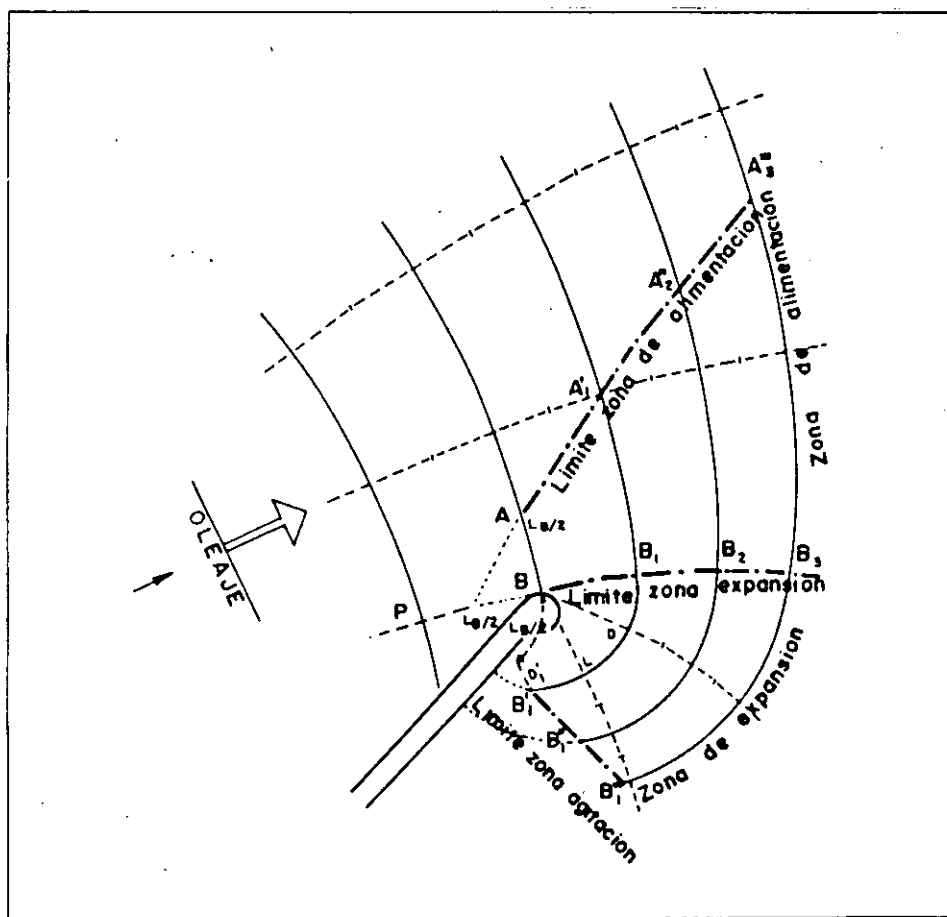


Fig. 4.2.2. Construcción del plano de oleaje difractado.

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. 4.2.3)

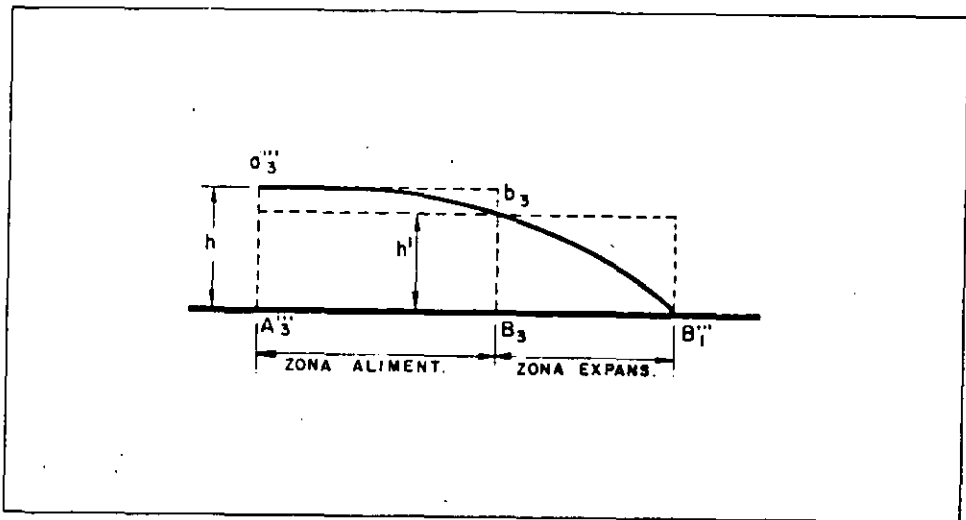


Fig. 4.2.3 Cesión lateral de energía.

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

$$B_2A_2'' = B_1A_1' + \text{avance correspondiente a } A',$$

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 $L_B/2$. Por tanto, el punto correspondiente a la línea límite de agitación, en la línea de onda siguiente, seguirá la norma general:

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

o sea: "ancho anterior + avance correspondiente al último punto determinado;

y en general:

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

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

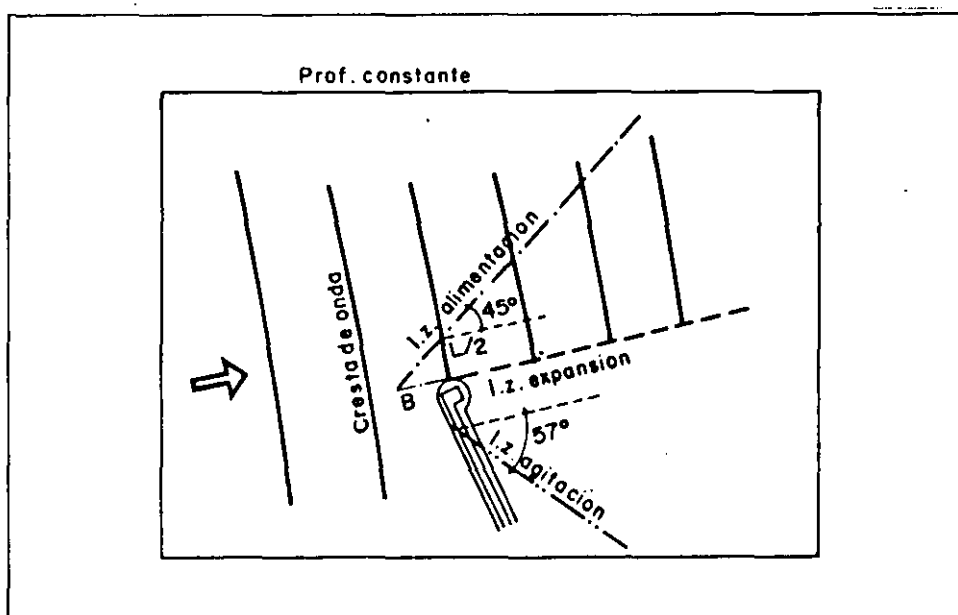


Fig. 4.2.4. Caso de Profundidad Constante

En el caso de profundidades iguales (fig. 4.2.4) la línea límite de expansión será la normal que pasa por el extremo del obstáculo y será una recta; la línea límite de alimentación será la recta que partiendo de una distancia $L_B/2$ del extremo del obtáculo, forme un ángulo de 45° con el límite de expansión; y la línea límite de agitación será una espiral cuya asíntota es la recta paralela a la que pasando por B, a una distancia $L_B/2$, forma un ángulo de un radián con la línea límite de expansión.

4.2.2. Alturas de la Ola en la Zona de Expansión Lateral.

La semialtura h que tendría la onda en la zona de alimentación, si no hubiere expansión lateral, se puede hallar por el procedimiento general descrito en la expansión frontal. Ahora bien, la energía almacenada en el trozo de cestra comprendido en la zona de alimentación se derrama, extendiéndose entre este trozo y el de expansión, pudiendo calcular la semialtura media correspondiente al punto donde empieza la expansión lateral -punto de 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 presentación 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 en sus $3/4$ serían: $0.92 h$ y $0.38 h$, respectivamente.

4.2.3. Expansión Lateral Incompleta.

Si la expansión lateral no es total por que 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 sobre 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':

$$EE'^2 \text{ (nueva altura de ola)} = EC^2 + CE'^2$$

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.

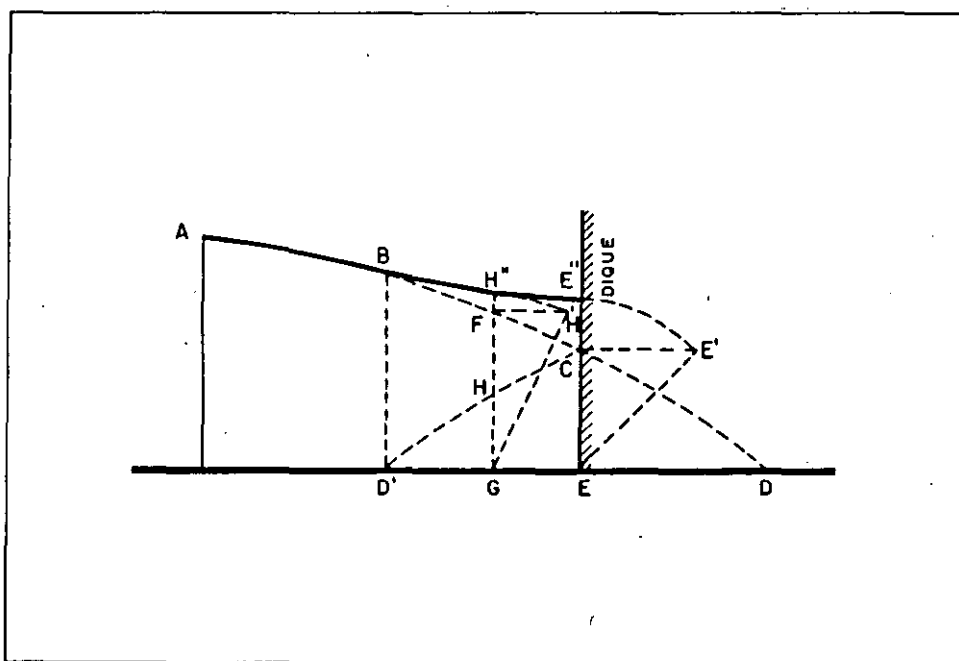


Fig. 4.2.5 Alzado del Frente de Onda en el Caso de Expansión Lateral Incompleta.

4.2.4. 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.

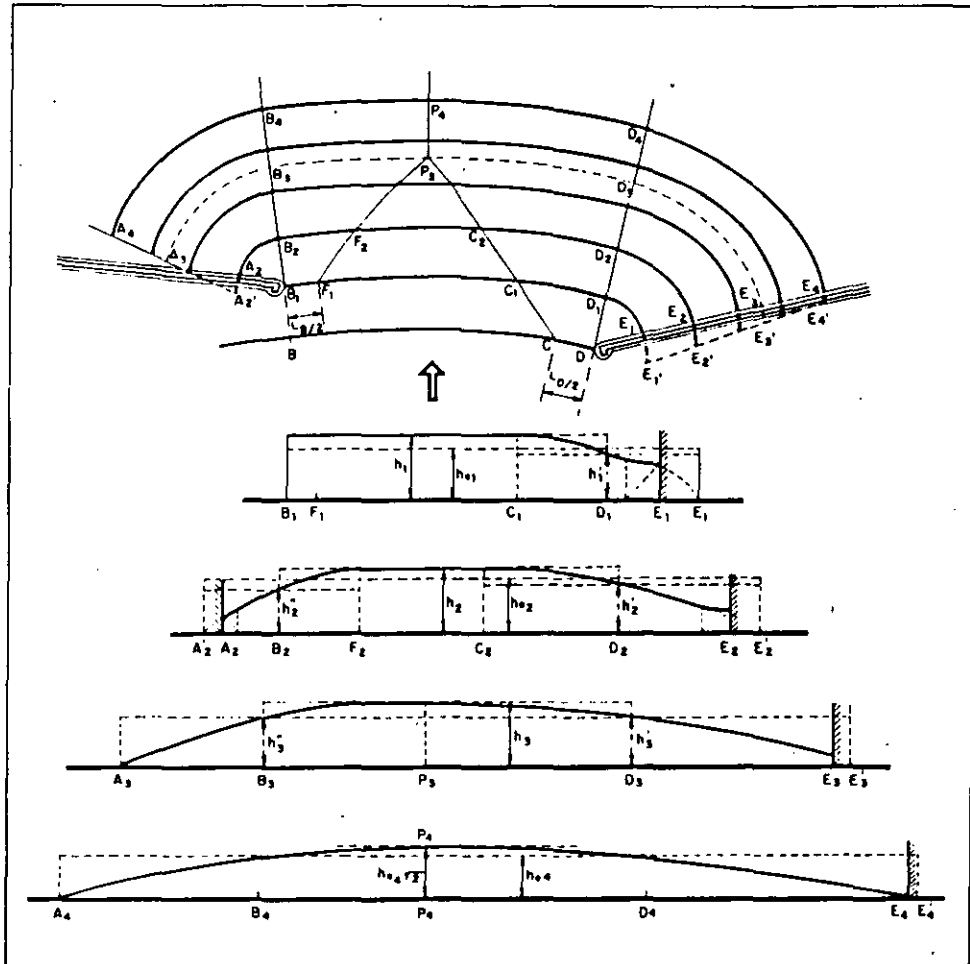


Fig. 4.2.6. Doble Expansión Lateral (Planta y Alzados de los Diversos Frentes).

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_1E_1' será:

$$h'_{e1} = \sqrt{\frac{B_1D_1}{B_1E_1}}$$

independiente de la altura en el punto D_1 del tramo de expansión simple C_1E_1' que es:

$$h_1' = h_1 \sqrt{\frac{C_1D_1}{C_1E_1}}$$

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_2C_2 como si no hubiese expansión y descendiendo según sinusoides a ambos lados.

En esta línea de onda se verifica que:

$$\text{Energía que entra} = B_1D_1 \times h_1^2 = B_2D_2 \times h_2^2,$$

$$h_2 = h_1 \sqrt{\frac{B_1D_1}{B_2D_2}}$$

La altura eficaz de la ola en el tramo $A_2'E_2'$ será:

$$h_{e2} = h_2 \sqrt{\frac{B_2D_2}{A_2'E_2}}$$

y la altura en la línea límite de expansión en cada tramo de expansión simple, será:

$$\text{Tramo } C_2E_2' \text{ (Punto } D_2) \quad h'_2 = h_2 \sqrt{\frac{C_2D_2}{C_2E_2}}$$

$$\text{Tramo } F_2A_2' \text{ (Punto } B_2) \quad h''_2 = H_2 \sqrt{\frac{F_2B_2}{F_2A_2'}}$$

Al llegar la onda en su avance el punto P_3 , común a los dos límites de alimentación, las dos senoides son tangentes en P_3 . La altura media del tramo B_3D_3 de no existir expansión sería:

$$h_3 = h_1 \sqrt{\frac{B_1D_1}{B_3D_3}}$$

que es la altura de onda en el punto P_3 .

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 punto P_3 . La altura eficaz del tramo $A_4E'_4$ será igual a:

$$h_{e4} = h_e \sqrt{\frac{B_1E'_1}{A_4E'_4}}$$

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:

$$P_4P'_4 = h_{e4} \sqrt{2}$$

4.3. REFLEXION.

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.
- d) Reflejarse en dirección distinta a la de incidencia en el obstáculo.

Si bien, en teoría es posible, que la energía que incide en un obtáculo, 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. 4.2.7).

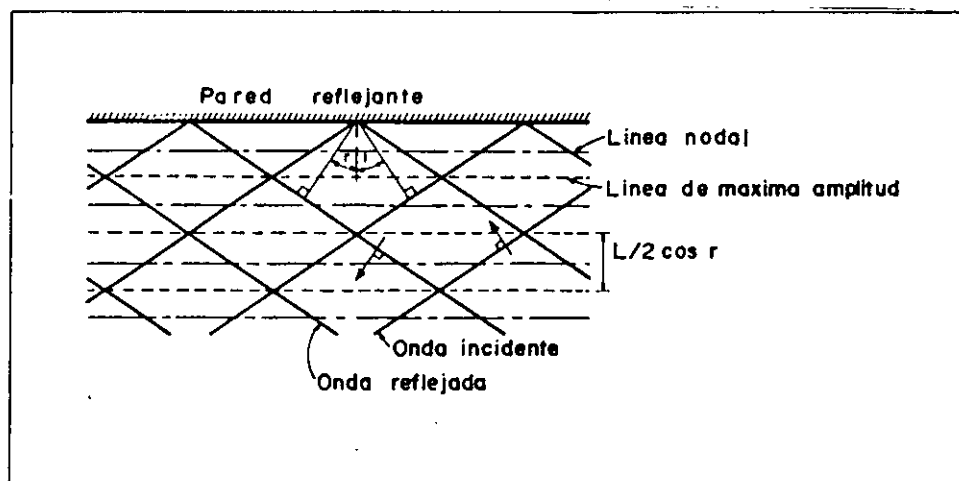


Fig. 4.2.7. Reflexión del oleaje frente a una pared vertical y rectilínea.

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 procede la llamada reflexión mach, formándose en las proximidades de la pared una onda que se traslada paralelamente a ella (fig 4.2.8).

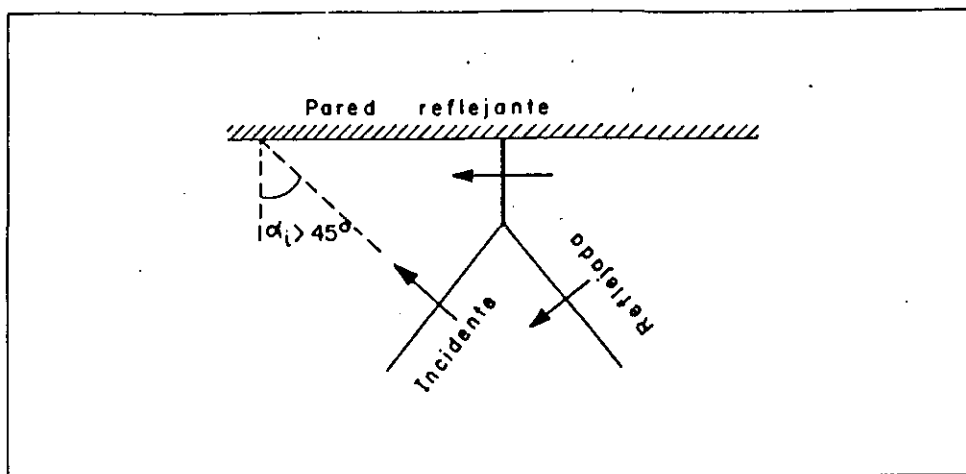


Fig. 4.2.8 Reflexión mach.

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 admite estudios teóricos y un análisis se basa en resultados experimentales tanto en la naturaleza como en el modelo reducido. Esto se debe al gran número de variables que intervienen en el fenómeno de reflexión en estos casos.

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.

4.3.1. 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:

$$\eta = H_i \cos \frac{2\pi x}{L} \cos \frac{2\pi t}{T}$$

4.3.2. 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 el 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.

$$\chi = \chi_1 \chi_2$$

Los valores más ajustados son:

$$\chi_1 \quad \begin{cases} 0.8 \text{ para playas impermeables y} \\ 0,3-0,6 \text{ playas rugosas y fuerte pendiente.} \end{cases}$$

Para χ_2 se adjunta un ábaco (fig.4.2.9) 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.

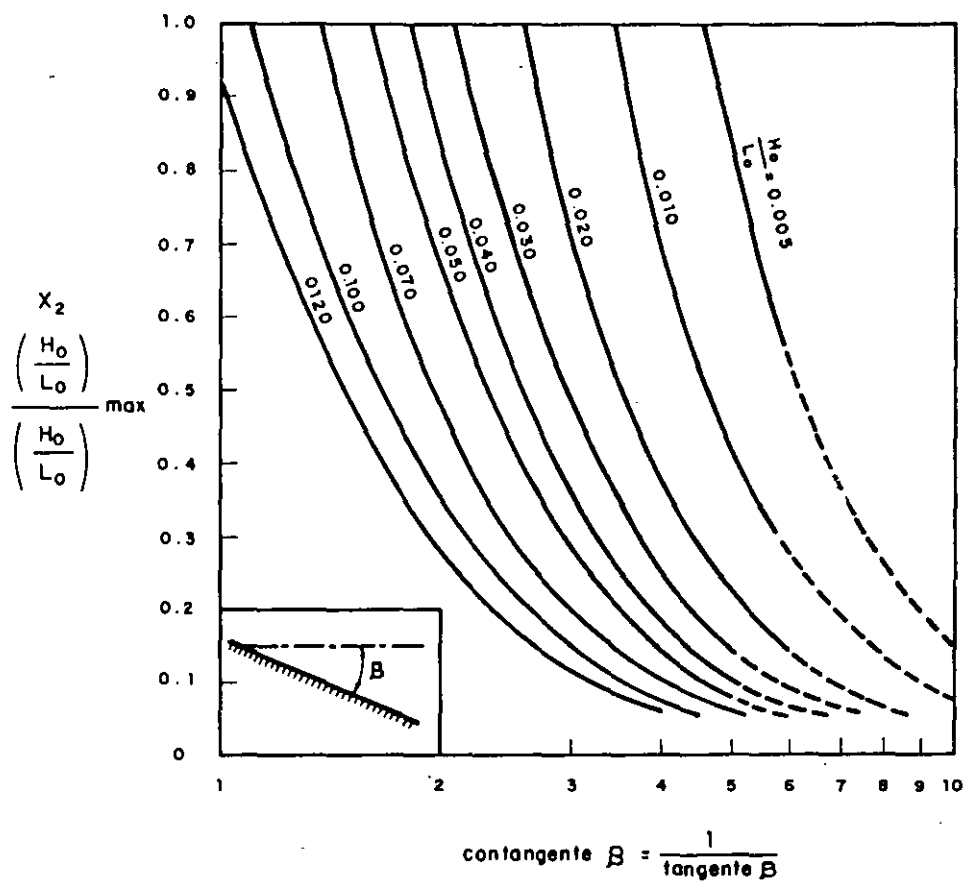


Fig. 4.2.9. Valores del Coeficiente χ_2 de Reflexión en Playas.

5. PROCESOS DE MEZCLADO

Los procesos de mezclado son de mucha importancia dentro de la ingeniería de costas. La transferencia de calor a través de capas superficiales del océano se debe principalmente al mezclado por difusión y por la agitación, en gran escala, inducida por la rotura del oleaje en el mar. Otro ejemplo en donde los procesos de mezclado tienen gran importancia es el desecho de efluentes por medio de emisores en donde las corrientes, oleaje, etc., nos ayudan a diluirlos en el océano.

5.1 MEZCLADO DE UN CHORRO TURBULENTO

Consideramos primeramente el mezclado de un chorro que descarga en un fluido de la misma densidad. En este caso, el chorro que sale se mezclará en parte con el fluido que lo rodea, de tal manera que el volumen del flujo se incrementará con la distancia, y la velocidad disminuirá.

En la figura 5.1 se muestra un chorro saliendo de un orificio de ancho " L_0 " en la forma de un flujo uniforme.

La frontera entre el chorro y el fluido circundante es inestable y existen esfuerzos de corte altos, y el mezclado ocurrirá con la transferencia del momentum, temperatura y material del chorro al fluido receptor. Se consideran dos zonas de flujo en este modelo:

La zona de establecimiento de flujo que consiste en un núcleo de velocidad uniforme " u_0 ", y de una capa límite de fluido que rodea con velocidad " u ". En la zona de flujo establecido, el mezclado existe en todo el chorro.

Albertson (1948), al desarrollar la teoría del chorro turbulento, supuso que la distribución de presiones era hidrostática en toda la zona de movimiento, que el flujo de momentum era constante, y que el flujo era dinámicamente similar en cada sección de la región de mezclado.

También se supuso que los perfiles de velocidad en la zona de mezclado podrían ser dados por una función de probabilidad normal de Gauss. (ver fig. 5.2).

donde:

$$\frac{u}{u_m} = e^{-\frac{y^2}{2\sigma^2}}$$

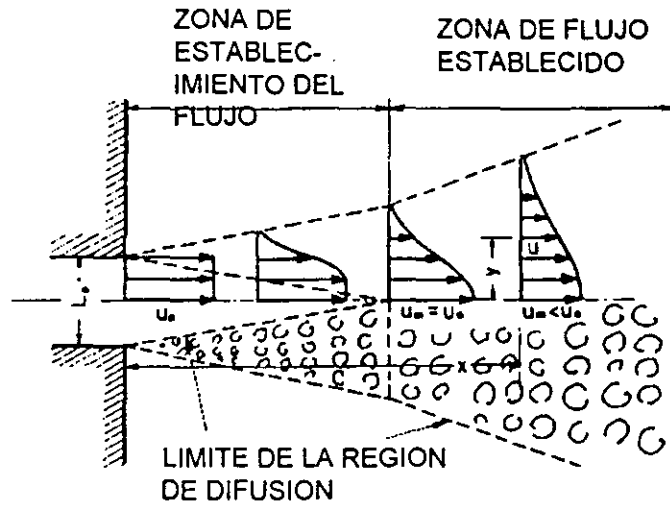


FIG. 5.1 REPRESENTACION ESQUEMATICA DE UN CHORRO DE MEZCLADO

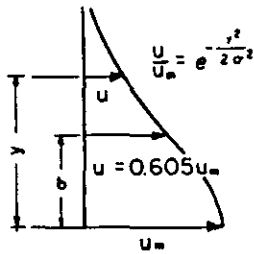


FIG. 5.2 DISTRIBUCION DE VELOCIDADES DE ACUERDO A UNA DISTRIBUCION NORMAL

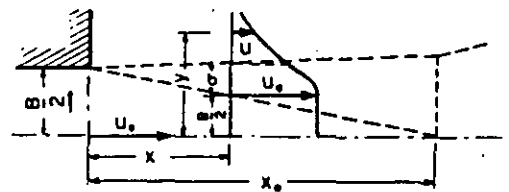


FIG. 5.3

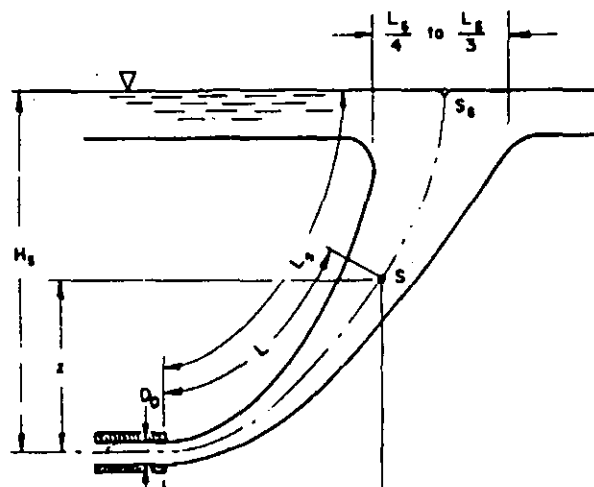


FIG. 5.4 ESQUEMA DE UNA COLUMNA ASCENDENTE

o también,

$$\frac{u}{u_m} = \exp\left(\frac{-y^2}{2\sigma^2}\right)$$

- u = Componente de velocidad en la dirección del eje del chorro.
- u_m = Velocidad axial a lo largo del eje del chorro a una distancia " x " del orificio de salida.
- y = Ordenada normal a x
- σ = Desviación standard (matemáticamente hablando) y físicamente, la distancia del eje del chorro al punto de máximo gradiente de velocidad.

La expresión anterior es una suposición muy pobre del fenómeno, excepto en la parte central del chorro.

En la zona de establecimiento de flujo, se supuso que " u_m " correspondería a " u_0 " hasta el punto en que los remolinos generados por el chorro de mezclado con el fluido receptor penetraran al centro del mismo; lo que se muestra en la figura 5.3, para el caso de una ranura.

El valor de " σ " se debe obtener experimentalmente y no se usa directamente, sino más bien otro coeficiente C , cuyo valor:

$$C = \frac{\sigma}{x}$$

Para el caso de un orificio circular:

$$C_2 = \frac{\sigma}{x}$$

Usando además la consideración del momentum del flujo.

$$\frac{M}{M_0} = \frac{\int_0^{\infty} u^2 dA}{u_0^2 A_0} = 1$$

$$\frac{x_0}{D_0} = \frac{1}{2C_2} \quad D_0 = \text{diámetro}$$

$$\frac{x_0}{B_0} = \frac{1}{C_1 \sqrt{\pi}} \quad B_0 = \text{ancho ranura}$$

Experimentalmente se han obtenido los valores de C_1 y C_2 para chorros de aire de la misma densidad, y las ecuaciones para la distancia de velocidades en la zona de flujo establecido.

$$\log_{10} \frac{u}{u_0} \sqrt{\frac{x}{B_0}} = 0.36 - 18.4 \frac{y^2}{x^2} \quad (\text{ranura})$$

$$\log_{10} \frac{u}{u_0} \frac{x}{D_0} = 0.79 - 33 \frac{r^2}{x^2} \quad (\text{orificio})$$

r = coordenada radial.

Las ecuaciones para la velocidad " u_m " a lo largo del eje del centro en la zona de flujo establecido.

$$\frac{u_m}{u_0} \sqrt{\frac{x}{B_0}} = 2.28 \quad (\text{ranura})$$

$$\frac{u_m}{u_0} \frac{x}{D_0} = 6.2 \quad (\text{orificio})$$

Si ahora consideramos el caso de las descargas, es decir, gastos de un flujo:

En la zona de establecimiento del flujo:

$$\frac{Q}{Q_0} = 1 + 0.080 \frac{x}{B_0} \quad (\text{ranura})$$

$$\frac{Q}{Q_0} = 1 + 0.083 \frac{x}{D_0} + 0.018 \frac{x^2}{D_0^2} \quad (\text{orificio})$$

En la zona del flujo establecido:

$$\frac{Q}{Q_0} = 0.62 \sqrt{\frac{x}{B_0}} \quad (\text{ranura})$$

$$\frac{Q}{Q_0} = 0.32 \frac{x}{D_0} \quad (\text{orificio})$$

Un razonamiento análogo se puede realizar para el caso del análisis de concentraciones del fluido (inicial y en cualquier punto).

Para el caso de la zona de establecimiento del flujo y en el caso de un orificio.

$$\frac{C}{C_0} = \exp \left\{ \frac{[T - C_3 x - (D_0/2)]^2}{2C_3^2 x^2} \right\}$$

$$\text{para } r > \frac{D_0}{2} - C_3 x$$

$$\text{y } \frac{C}{C_0} = 1 \quad \text{para } T < \frac{D_0}{2} - C_3 x$$

El valor de " C_3 " se ha estudiado experimentalmente y se ha encontrado que fluctúa entre 0,085 a 0,096.

En la zona de flujo establecido:

$$\text{para } \frac{x}{D_0} > 6 \text{ ó } 7$$

$$\frac{C}{C_m} \exp \left[-\frac{1}{2C_3^2} \frac{r^2}{x^2} \right]$$

$$\frac{C_m}{C_0} \frac{1}{2C_3} \frac{D_0}{x}$$

5.2 MEZCLADO DE UN CHORRO QUE DESCARGA EN UN FLUIDO MAS DENSO

Este sería el caso de las aguas negras, la densidad de estas corresponde a la del agua y si pensamos en un emisor submarino, el cual descarga el efluente en el agua de mar; exclusa un efecto de flotación en virtud de que las densidades son diferentes (mayor la del agua de mar).

Para chorros turbulentos, el análisis dimensional demuestra:

$$\frac{u}{u_0} = f_1 \left(\frac{x}{D_0} \frac{y}{D_0} \frac{\Delta\rho}{\rho_0} N_f \right)$$

$$\frac{C}{C_0} = f_2 \left(\frac{x}{D_0} \frac{r}{D_0} \frac{\Delta\rho}{\rho_0} N_f \right)$$

El efecto del número de Reynolds puede despreciarse, $\Delta\rho$ es la diferencia de densidad entre el chorro y el fluido que lo rodea.

El número de Froude está dado por:

$$N_f = \frac{u_0}{\sqrt{(\Delta\rho/\rho_0)gD_0}}$$

Abraham, supuso que el flujo de flotación podría quedar expresado por

$$\frac{\pi}{4} D_0^2 g (\rho_s - \rho_0) u_0$$

y determinando experimentalmente los coeficientes respectivos, llegó a las siguientes expresiones.

$$\frac{u_m}{u_0} = 3.65 N_f^{-2/3} \left(\frac{x}{D_0} + 2 \right)^{-1/3}$$

$$\frac{u}{u_m} = \exp \left[-80 \left(\frac{r}{x} \right)^2 \right]$$

$$\frac{C_m}{C_0} = 9.7 N_f^{2/3} \left(\frac{x}{D_0} + 2 \right)^{-5/3}$$

$$\frac{C}{C_m} = \exp \left[-80 \left(\frac{r}{x} \right)^2 \right]$$

Todo el análisis anterior corresponde a un chorro descargando en forma vertical, sin momentum inicial y que la fuente es puntual.

5.3 MEZCLADO DE UN CHORRO QUE DESCARGA HORIZONTALMENTE DENTRO DE UN FLUIDO CON MAS DENSIDAD.

El caso de que el momentum inicial y la fuerza de flotación son normales, ha sido estudiado por Rawn, Bowerman y Brooks, este caso sería el de una descarga de agua dulce en agua salada. En la figura 5.4 se muestran las características de este sistema. En este caso.

$$N_f = \frac{Q}{\pi/4} D_o^2 \sqrt{g D_o (\rho_s - \rho_o) / \rho_o} =$$

$$N_f = \frac{u_n}{\sqrt{g D_o (\rho_s - \rho_o) / \rho_o}}$$

Donde:

ρ_s = Densidad del agua receptora

ρ_o = Densidad del efluente

Resolviendo las ecuaciones anteriores, se puede obtener los grados de dilución en la superficie, lo cual se muestra de una manera gráfica en la figura 5.5.

5.4 EMISORES SUBMARINOS

Utilizando la teoría anterior, se indicará a continuación el caso específico de los emisores submarinos, los cuales son tuberías lo suficientemente largas, con una sección difusora en su extremo para diluir el efluente.

Dilución Inicial

Cuando un desecho de descarga por un difusor simpleo o múltiple, la velocidad de salida del chorro creará un mezclado turbulento con el agua que le rodea.

Para el cálculo de esta dilución inicial utilizamos la gráfica de la figura 5.5, con las siguientes consideraciones.

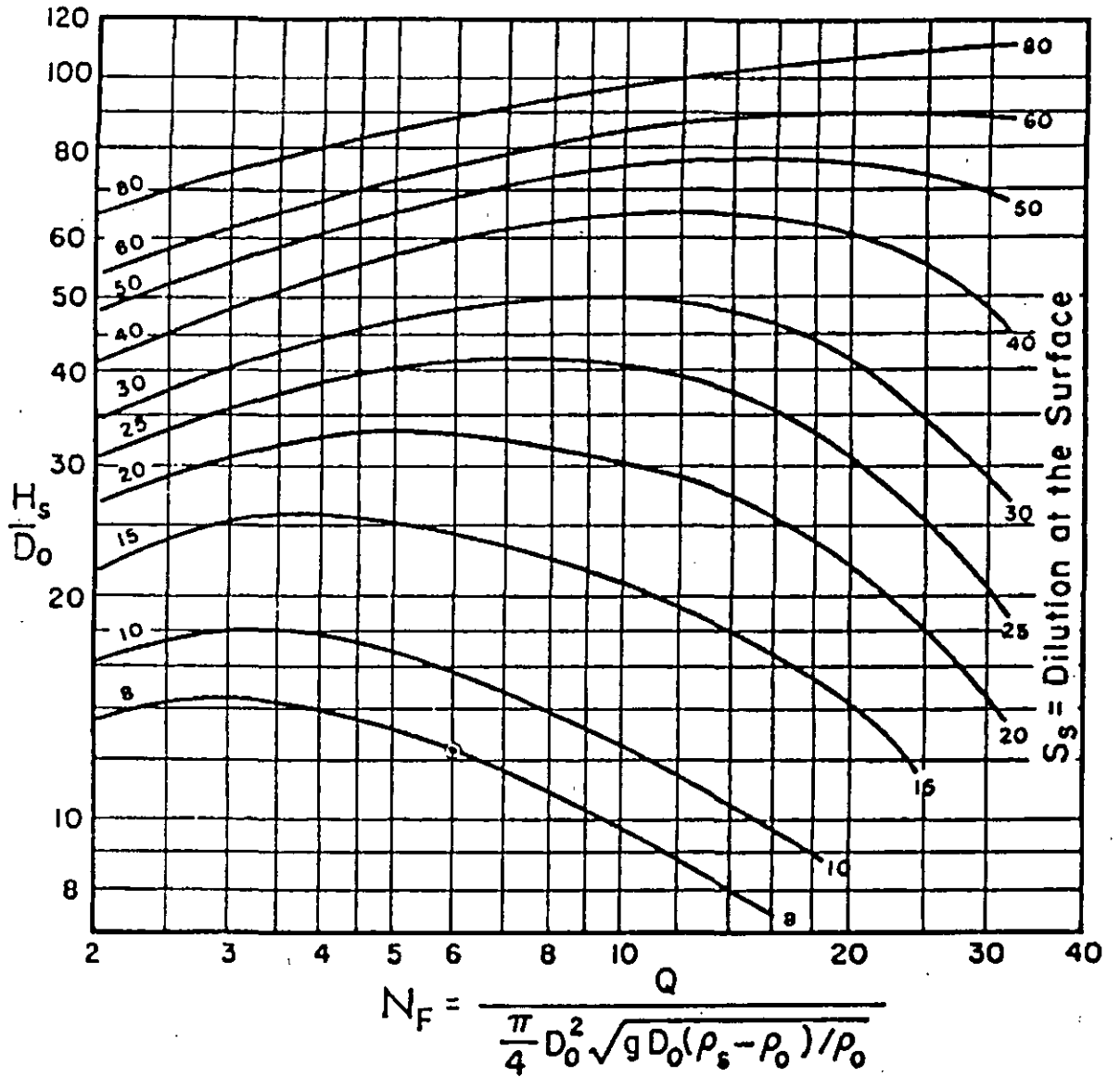


Figura 5.5 Dilución S_s como una función de H_s/D_0 y N_F para una descarga horizontal.

$$\rho_{\text{mar}} = 1.010 \text{ a } 1.030$$

$$\rho_{\text{efluente}} = 0.990 \text{ a } 1.000$$

En el caso de existir corrientes moderadas, el efecto de ésta en la dilución inicial puede estimarse de acuerdo con la siguiente expresión.

$$D_1 = \frac{V_x b d}{Q}$$

Donde:

V_x = Velocidad de las corrientes

b = Ancho efectivo del sistema difusor

d = Profundidad promedio del campo de drenaje

Q = Gasto del efluente

Dispersión

Después de la dilución inicial, se forma una mezcla relativamente uniforme arriba de la sección difusora. El campo de drenaje se empieza a mover en respuesta a la corriente existente, y así empieza la dilución por dispersión.

Brooks desarrolló las ecuaciones que describe el fenómeno.

$$D_2 = \frac{C_n}{C_t}$$

$$D_2 = \frac{1}{\text{erf} \sqrt{\frac{3/2}{[1+2/3\beta(x/b)]^3-1}}}$$

Donde:

erf = Función de error estandar

D₂ = Dilución debida a la difusión vorticosa después de la dilución inicial.

C_t = Máxima concentración del efluente en el tiempo "t"

C₀ = Concentración del efluente después de la dilución inicial

$$\beta = \frac{12E}{Vxb}$$

E = Coeficiente de difusión vorticosa = $0.001 b^{4/3}$

V_x = Velocidad de la corriente (pies/seg)

x = Distancia a lo largo del eje ft.

b = Longitud efectiva del sistema difusor, ft.

Tiempo de Decaimiento

Un tercer factor en la dilución de efluentes es el decaimiento de éste. En el caso del decaimiento de bacterias, se incluye mortalidad, floculación y sedimentación. Es decir:

Donde:

C_t = Concentración bacterial en el tiempo "t"

C₀ = Concentración bacterial después de la dilución inicial

k = Constante decaimiento bacterial

t = Tiempo

Se ha investigado mucho en relación con la constante **k**. Se ha podido comprobar que una reducción del 90% en el número de bacterias se puede lograr entre 2 y 6 horas.

La duración depende de la temperatura del agua de mar, salinidad y pH. El tiempo en que se logra reducir un 90% el número de bacterias se le llama T_{90} y la dilución.

$$D_3 = \frac{C_0}{C_t} = \exp \frac{2.3x}{T_{90}(V_x)}$$

La dilución total, tomando en cuenta todos los factores es:

$$D_T = D_1 D_2 D_3$$

En las figuras 5.6, 5.7, 5.8 y 5.9, se muestran algunos ábacos para resolver el caso de emisores submarinos, de acuerdo a la metodología española, que en realidad aplica todo lo que hasta aquí se ha dicho, transformándolo a sistema métrico. Para mayor aclaración, se sugiere ver "INSTRUCCION PARA EL VERTIDO AL MAR DESDE TIERRA DE AGUAS RESIDUALES A TRAVES DE EMISARIOS SUBMARINOS. M.O.P."

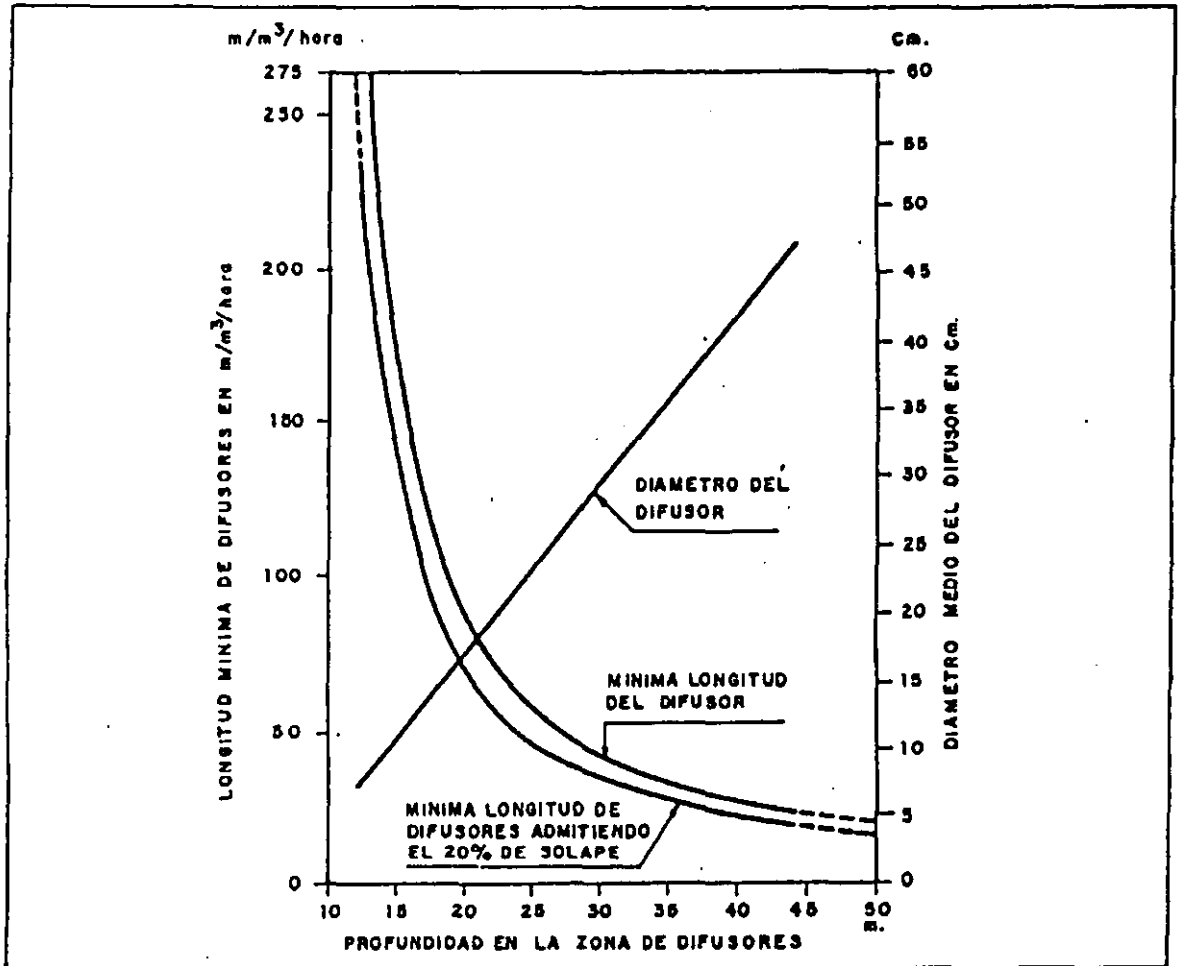


Figura 5.6

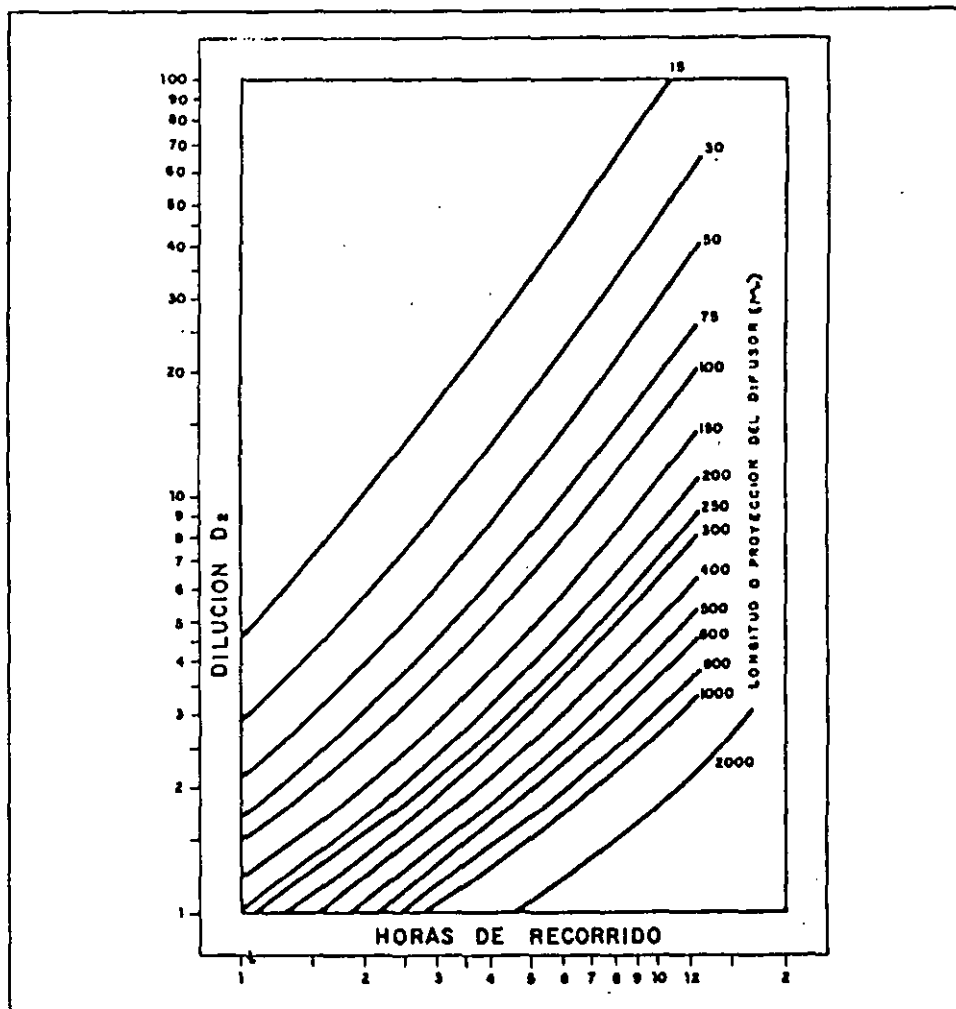


Figura 5.7

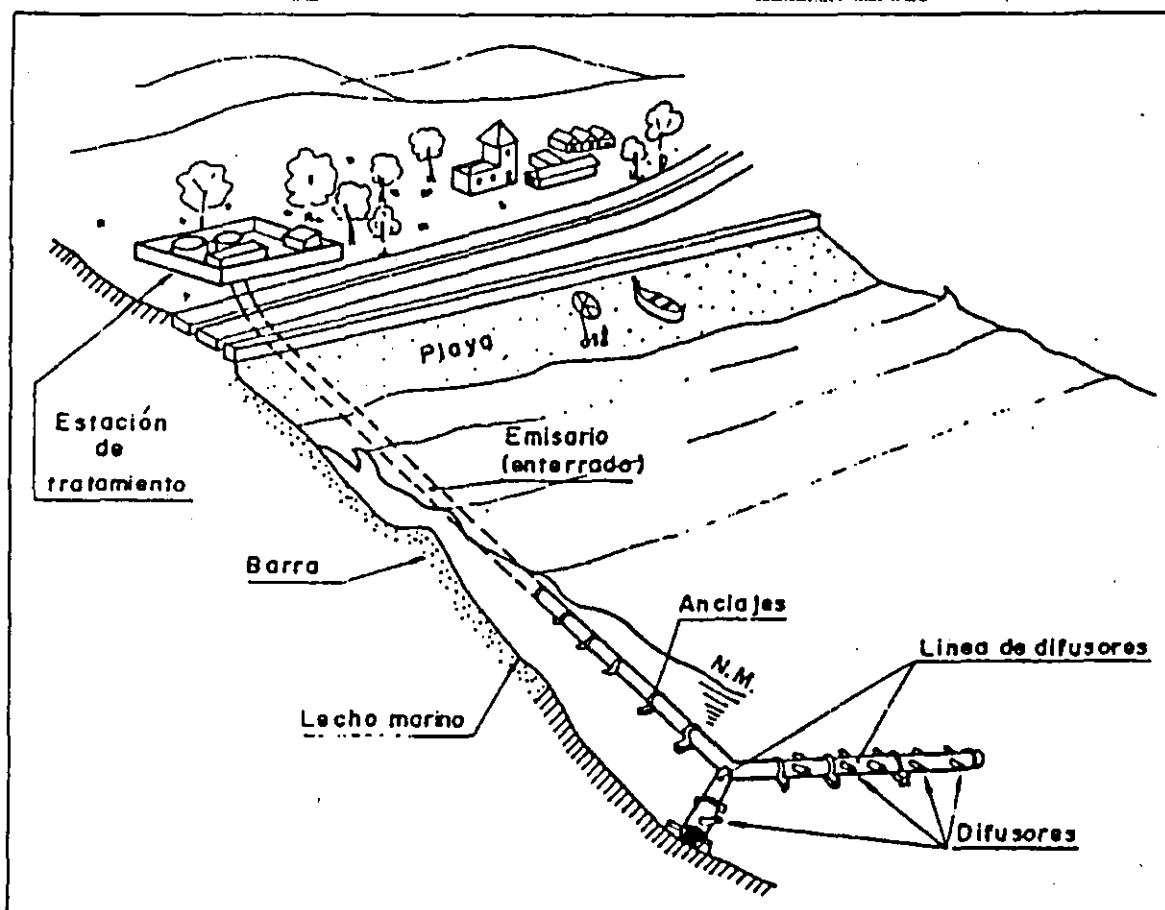


Figura 5.8 Esquema de un Emisor Submarino

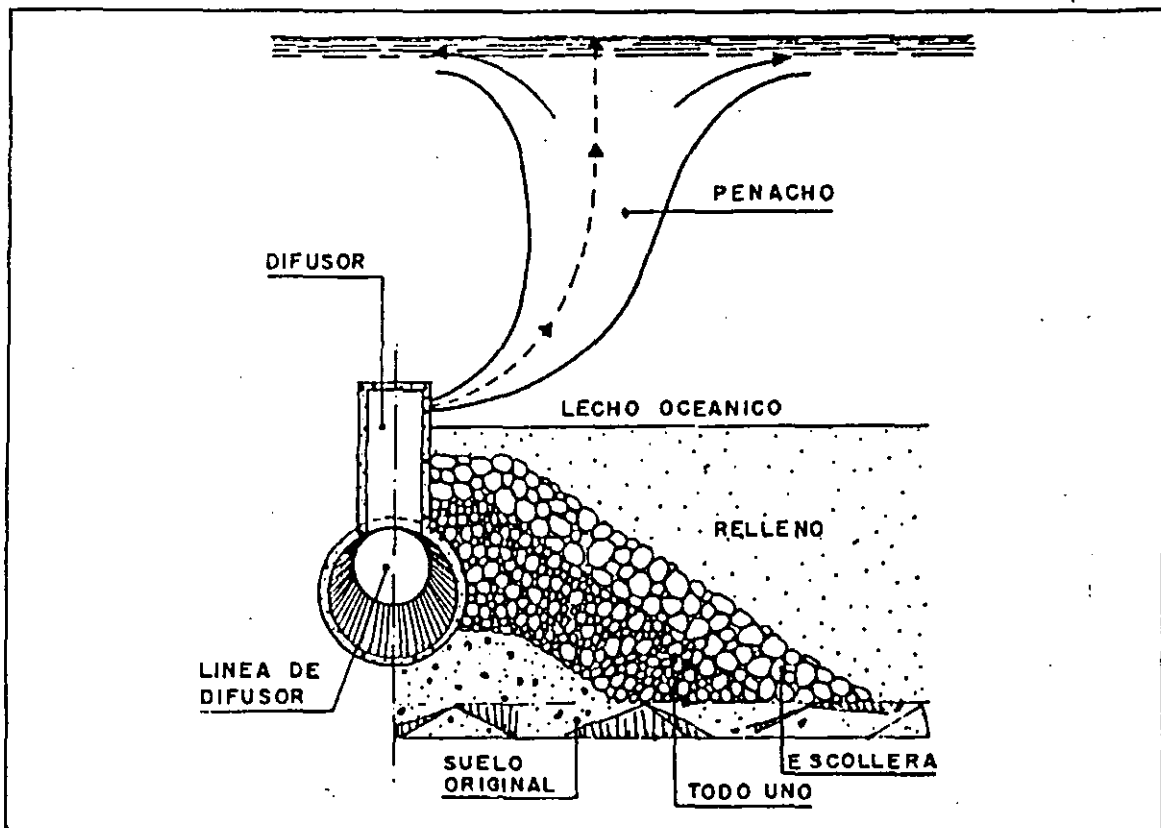


Figura 5.9 Difusor dispuesto sobre la generatriz superior de la línea

6. ACARREO LITORAL

6.1 GENERALIDADES.

Uno de los puntos más controvertidos en la Ingeniería de Costas es sin duda alguna el problema relativo a la cuantificación del transporte litoral producido por la acción del oleaje sobre una playa arenosa.

Diferentes investigadores han tratado de encontrar una expresión que permita calcular la cantidad de material que transporta el oleaje, basados en casos específicos que permitan una generalización del problema, sin embargo los resultados obtenidos dejan mucho que desear ya que los valores que se obtienen por la aplicación de las diferentes expresiones presentan variaciones de gran consideración que no permiten la aplicación de ninguno de ellos.

Por otra parte la obtención de los datos necesarios para la evaluación del transporte en la mayoría de nuestros casos es muy difícil y costosa por la falta de equipo apropiado, teniéndose que recurrir ya sea a datos de tipo general o muy limitados que no permiten tener una idea completa del problema, por lo que ante la necesidad de realizar proyectos en los cuales el transporte litoral es preponderante se ha tenido que recurrir a la obtención de los elementos necesarios mediante formas indirectas tales como los perfiles de equilibrio de las playas.

Los resultados que se han obtenido han podido ser verificados tanto en la naturaleza mediante la construcción de obras de retención de azolve tipo espigones, dragados o bien por mediciones directas.

6.2. LAS ECUACIONES DEL TRANSPORTE LITORAL

Los primeros intentos para relacionar el transporte litoral con las características del oleaje o las condiciones meteorológicas son debidas a Munch-Petersen, que propuso para la zona del Báltico:

$$Q = K V^2 \rho v D \operatorname{sen} \alpha$$

en donde:

Q = capacidad de transporte del oleaje generado por el viento actuante.

V = Velocidad del viento.

ρv = frecuencia del mismo en % del período considerado.

D = duración de la acción del viento.

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

Esta expresión fue posteriormente por Knaps de la manera siguiente:

$$Q = K V^3 \rho v \sqrt{D} \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha$$

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

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

$$Q_s = 240 E_i^{0.9}$$

Por la misma época, Lee en trabajos realizados en la zona del Lago Michigan encontró que el transporte litoral podría ser expresado por la forma:

$$Q_s = K E_i^{0.97}$$

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

$$Q_s = K E_i = 135 E_i$$

Estimando la energía incidente en ft-lbs/ ft de playa/día y Q_s en yardas cúbicas por día.

Las condiciones de la playa estudiada por Caldwell se pueden resumir en los siguientes puntos:

- Playa sujeta a la acción de un oleaje con incidencia comprendida entre los 9 y 21°.
- Material playero con diámetro medio de 0.2 a 0.5 mm., siendo el diámetro del estrán de 0.4 a 0.1 mm.

Caldwell trató de generalizar su expresión y tomando las mediciones efectuadas por Watts obtuvo la siguiente expresión:

$$Q_s = 210 E_i^{0.8}$$

Larrás propone que el transporte sea valuado con la siguiente expresión:

$$Q = K g H^2 T \text{ sen } 7/4(\alpha)$$

en la que:

Q = gasto sólido por unidad de tiempo

H = altura de la ola

T = periodo

α = ángulo de incidencia del oleaje

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

El Dr. Bajorunas realizó estudios en la zona playera del Lago Superior, donde el diámetro característico está comprendido entre 0.2 y 0.4 mm. y propuso la expresión:

$$Q = 19 E_0 \text{ sen } \alpha (1 - e^{-0.023 D \cot \alpha})$$

en la cual D es la longitud en millas de la playa considerada como recta entre dos ondulaciones cercanas al punto en estudio; E_0 = energía anual del oleaje en aguas profundas en millones de lb-ft/ft de cresta y α el ángulo de incidencia del oleaje.

Savage realizó una serie de experimentos en el laboratorio con el fin de estudiar el proceso litoral, mismos que fueron complementados por Inman y Bagnold llegando a establecer la siguiente expresión:

$$Q = 125 E_i$$

Otros investigadores han tratado de expresar al transporte litoral, haciendo una analogía con el movimiento de sedimentos en un cauce, al considerar que la corriente litoral que produce el oleaje, tiene las mismas características y puede ser tratada con la expresión clásica del transporte sólido de los ríos:

Engleson propone para el cálculo de la velocidad de la corriente litoral:

$$V_l^2 = \frac{3}{8} \left(\frac{Hb^2 n}{d_b} \right) \frac{\text{sen } (\theta) \text{ sen } (\alpha) \cos (\alpha)}{f}$$

$$\text{donde: } f = [2 \log_{10} \left(\frac{Hb^2}{K_e} \right) + 1.74]^{-2}$$

$$K_e = 0.00093 \text{ m.}$$

H_b = altura de la ola a la rompiente.

d_b = profundidad en la rompiente.

α = ángulo de incidencia del oleaje.

θ = pendiente de la playa.

n = factor de grupo.

Este valor de la velocidad puede ser introducido directamente en cualquiera de las expresiones tales como la de Meyer-Peter, Kalinske o Einstein.

Komar en un reciente estudio realizado en la Universidad de California, valuó la corriente litoral y la relacionó con la expresión energética del oleaje, llegando a establecer la siguiente expresión:

$$Q_1 = \frac{K' E_i V_l}{(\rho_s - \rho) g a' U_o}$$

En la que

$$V_l = K'' U_o \sin \alpha \cos \alpha$$

dando por resultado que

$$Q_1 = \frac{K' K'' E_i}{(\rho_s - \rho) g a'} \sin \alpha \cos \alpha$$

siendo K' y K'' coeficientes adimensionales y a' un coeficiente de vacío de la arena.

6.3 ANALISIS CRITICO.

Las diferentes expresiones del transporte litoral tienen en si características semejantes como son el hecho de considerar todas ellas una relación directa con la energía del oleaje, así podemos indicar que tanto las expresiones de Munch-Petersen y Knaps pueden llegar a presentarse en forma tal:

$$Q_1 = K V^3 \rho v \sqrt{D} \sin \alpha \cos \alpha = K_1 (E) \sin \alpha \cos \alpha$$

Las expresiones de Watts, Lee, Caldwell, Savage, Irman y Bagnold pueden resumirse todas ellas como:

$$Q = K E_i^a = K (E \sin \alpha \cos \alpha)^a$$

en la que K y a varían de acuerdo con las características locales de las condiciones de oleaje y material playero.

Larras indica ya esta dependencia del coeficiente K, ligándolo directamente con la esbeltez del oleaje y el material playero, con la variante de que el ángulo de incidencia influye en su $7/4$ es decir casi el doble del ángulo, justificando este valor, con observaciones realizadas en el laboratorio para obtener los valores máximos del transporte litoral, hace intervenir en forma similar el periodo del oleaje lo que representa una mayor influencia de la longitud de onda en la cuantificación de la energía:

$$Q = \frac{K}{\rho \sqrt{L}} \left(\frac{\rho g H^2 L}{8} \right) \sin \frac{7\alpha}{4} = K E \sin \frac{7\alpha}{4}$$

La expresión del Dr. Bajorunas puede esquematizarse como

$$Q = K E \sin \alpha$$

y la de Komar:

$$Q = K E_1 \sin \alpha \cos \alpha$$

La expresión de Eagleson tiene problemas muy particulares que hacen que su utilización sea muy restringida a los casos en que pueda considerarse que existe un cauce bien definido sobre el cual se originará el transporte litoral, teniendo además las limitaciones de las propias funciones del transporte.

Como conclusión de todo lo anterior podemos indicar que existe una relación del transporte litoral con el ángulo de incidencia del oleaje representada, de acuerdo con las diferentes expresiones y mediciones de laboratorio, por la función $\sin 2\alpha$ como la más indicada, la energía del oleaje deberá ser una función directa que puede ser representada por la expresión propuesta por Larras, dada la facilidad de aplicación de la misma, ya que es posible considerar que las expresiones americanas, han tenido una cierta influencia las unas sobre las otras al tratar de indicar la acción de la energía como una función exponencial.

El valor de K, lejos de ser una constante, es una variable en la que la influencia del oleaje se deja hacer sentir en combinación con las características del material playero, la determinación de este valor sigue siendo el punto crítico para la evaluación del transporte y aunque se continúan realizando estudios tanto de campo como de laboratorio a la fecha no ha sido posible llegar a un valor en el que exista uniformidad, sin embargo los estudios realizados en el Laboratorio Nacional de Hidráulica en Chatou, Francia, a partir de 1959, han permitido obtener un valor de esta relación que aplicada a las costas mexicanas ha

dado resultados muy satisfactorios ya que han permitido la evaluación del transporte litoral y en la mayoría de los casos ha podido ser verificado por diferentes métodos.

La expresión generalizada para nuestras costas adquiere la forma siguiente:

$$Q = k D^{1/2} \left(\frac{L_0}{H_0} \right) g t H^2 \text{ sen } 2 \alpha$$

en la que:

$K =$ tienen el valor de 0.118×10^{-5} a 0.3×10^{-5} según el tipo de perfil playero,

$D =$ es el diámetro en milímetros,

$L_0 =$ longitud de onda en aguas profundas,

$H_0 =$ amplitud en aguas profundas,

$H =$ altura del oleaje antes de rompiente,

$T =$ periodo del oleaje,

$\alpha =$ ángulo de incidencia,

$t =$ tiempo de acción,

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

6.4 LOS PERFILES DE EQUILIBRIO DE LAS PLAYAS.

La determinación del transporte litoral seguirá presentando serias dificultades por el hecho de que una evaluación correcta a lo largo de un cierto periodo significará la medición completa de los oleajes que actúan en ese tiempo tanto en su amplitud, periodo, como ángulo de incidencia, sin embargo lo anterior casi nunca será posible por lo costoso de tales mediciones y lo laborioso de su interpretación, lo que hace que se tenga que recurrir a otros procedimientos para poder determinar los volúmenes de arena transportadas por el oleaje.

Dado que la mayoría de las mediciones del oleaje se determinan mediante intervalos cortos, que posteriormente permiten obtener los llamados oleajes significantes a lo largo de un cierto tiempo o bien determinar los porcentajes de acción de oleajes comprendidos entre ciertos rangos, es posible obtener mediante una indicación adecuada de las incidencias de los oleajes, los volúmenes aproximados del movimiento de arenas.

Como en nuestro caso particular no se cuenta con estaciones oceanográficas que permitan tal información, estos datos han sido obtenidos de las estadísticas publicadas por la Oficina Hidrográfica de los Estados Unidos de Norteamérica sobre el estado del mar en las zonas cercanas a nuestras playas, sin embargo ante la falta de una información completa se ha tenido que recurrir a la obtención indirecta de las características del oleaje mediante los perfiles playeros.

Los perfiles de equilibrio de playa con un análisis adecuado, permite obtener las características del oleaje formador de acuerdo con el material playero de la misma, pudiendo sintetizar como sigue:

La acción de un oleaje H durante un tiempo suficientemente grande produce sobre la playa, un perfil cuya forma puede asimilarse a una parábola cuyo origen se encuentra localizado sobre la zona de rompiente al nivel medio del mar en reposo y cuya distancia a la berma de la playa (X_0), es una función del período del oleaje ya que hay un cierto valor del período T_c a partir de la cual se definen dos tipos de perfiles llamados genéricamente perfil de verano o perfil de invierno pero que para nuestro caso podemos llamarlos perfil con barra o perfil sin barra.

El análisis de los diferentes perfiles de playa según los criterios expuestos permitirán complementar la información estadística que se puede obtener con mediciones efectuadas en el lugar, durante periodos no muy largos de tiempo, datos todos estos con los cuales será factible la evaluación del transporte litoral de una manera bastante aproximada.

La forma del perfil de equilibrio del fondo comprendido entre la profundidad de la plataforma continental de pendiente inferior a 3% y la profundidad de rompiente d_b de la ola puede asimilarse a una forma parabólica $x = Y^2$ o sea:

$$X = \frac{K}{\rho_1^{1/2} D_2 H^{3/2}} Y^2$$

H = altura de la ola

D_2 = diámetro medio en mm. del material formador del perfil

ρ_1 = densidad del material bajo el agua

K = 0.95 si X, y H en m. y D en mm.

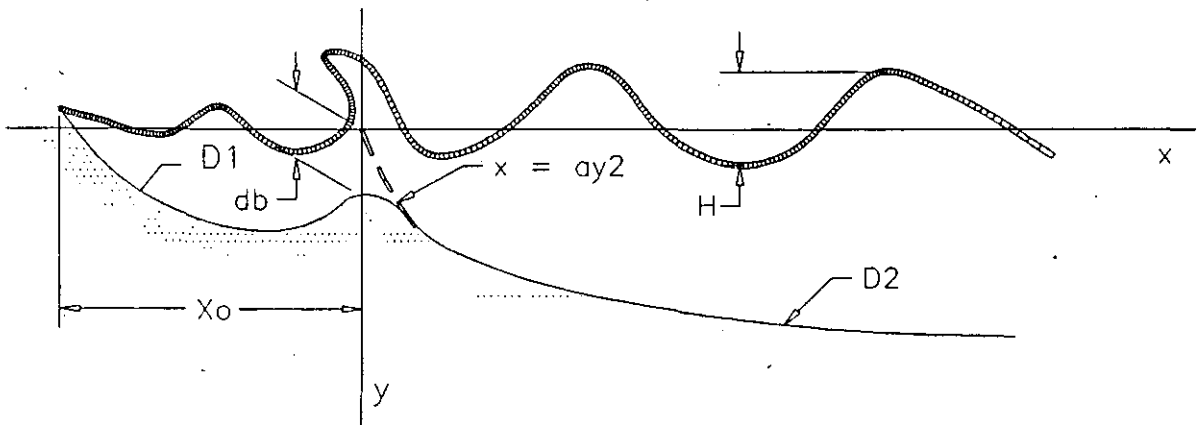
El origen de los ejes de la parábola está a una distancia de la berma de la playa:

$$X_0 = \frac{67}{\rho_1^{1/2} D_1^{1/2}} H^{3/2} \quad \text{Si } T > T_c$$

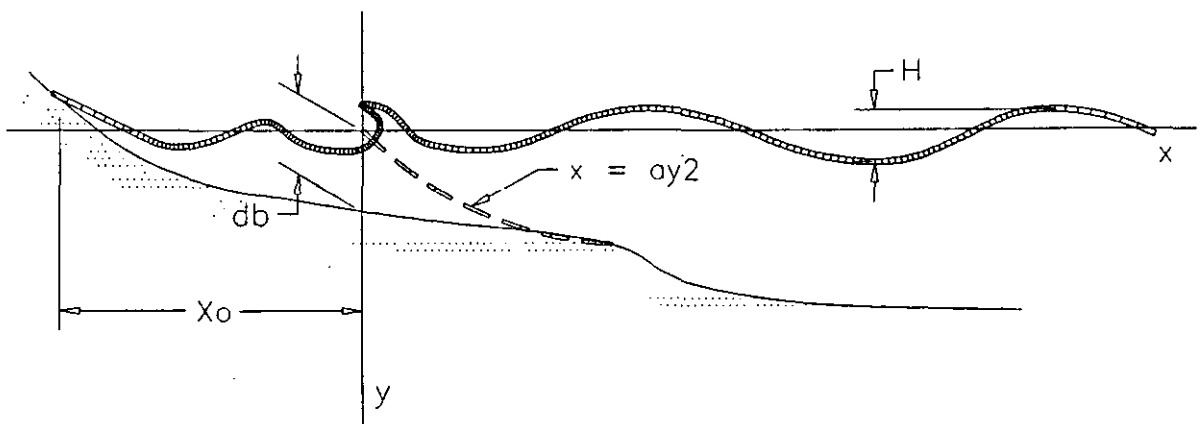
$$X_0 = \frac{43.5}{\rho_1^{1/2} D_1^{1/2}} H^{3/2} \quad \text{Si } T < T_c$$

Siendo

$$T_c = \frac{K}{0.06 \rho_1^{1/2} D_1^{1/2}}$$



Perfil para $T < T_c$



Perfil para $T > T_c$

6.5 APLICACIONES.

En las costas mexicanas se han realizado algunos trabajos tendientes a evaluar el transporte litoral mediante la construcción de espigones de retención que permiten la cubicación de los materiales transportados en función de la evolución de la línea de playa.

Siguiendo el criterio de los perfiles de equilibrio, complementados con datos estadísticos fue posible para el caso de Puerto Vallarta, Jal.; evaluar un transporte litoral de 83,000 m³/año para oleajes formadores de un metro, periodo de 11 segundos y diámetro medio de 0.25 mm. Estos valores fueron comprobados mediante la construcción de un espigón de 180 m. de longitud cuyo control a lo largo de un año permitió además el poder determinar las escalas de tiempo morfológicas para un estudio en modelo reducido que permitió diseñar la obra adecuada para evitar el azolvamiento a dicho puerto y el sistema de espigones para protección y defensas de las playas erosionadas.

Para la construcción del puerto refugio de Yukalpetén, se construyó una serie de espigones con criterio semejante al enunciado anteriormente y la evaluación del transporte litoral, que para este caso resultó ser del orden de 50,000 m³/año fue plenamente comprobado tanto por la evolución de la línea de playa en la naturaleza como en el modelo reducido que se hizo con el fin de determinar la vida útil de las obras de retención de material.

En Salina Cruz, Oax., lugar en el cual existe un fuerte problema de azolvamiento del puerto se hicieron asimismo evaluaciones del mismo resultando ser del orden de los 750,000 m³/año cuya verificación fue posible debido a los dragados continuos que se realizan en el interior de la dársena portuaria y canal de acceso.

En la zona de la Laguna Madre de Tamaulipas fue factible igualmente el aplicar el criterio anterior y verificarlo mediante mediciones directas en el campo del material transportado por el oleaje. Para este caso particular fue posible el aplicar diferentes criterios tales como el Eagleson combinado con la función de transporte de Kalinske, evaluación del transporte según el criterio de Larras por periodos estacionales y utilizando datos estadísticos de la Oficina Hidrográfica de los Estados Unidos así como mediciones directas del oleaje en el sitio para épocas determinadas, cuyos resultados fueron del todo satisfactorios.

Para fines prácticos, en el cálculo del transporte litoral se aplicarán los métodos de LARRAS, CERC y BIJKER, los dos primeros métodos se han usado con frecuencia en los problemas de las diferentes costas del país, el último de ellos fue desarrollado por su autor en Delft, Holanda y a diferencia de los anteriores proporciona los volúmenes del transporte en tramos perpendiculares a la costa.

Los parámetros involucrados en éstos métodos se definen a continuación:

H_0	=	Altura de ola en aguas profundas en metros.
T	=	Período de la ola en segundos.
L_0	=	Longitud de ola en aguas profundas en metros.
C_0	=	Celeridad de la ola en aguas profundas en m/s.
α_0	=	Angulo formado entre el frente de ola en aguas profundas y la línea de costa, en grados.
α_1	=	Angulo de incidencia entre el frente de ola y la línea de costa, en grados.
K_r	=	Coefficiente de refracción.
K_{rb}	=	Coefficiente de refracción en la rompiente.
K_s	=	Coefficiente de fondo.
d_b	=	Profundidad en la rompiente, en metros.
H_b	=	Altura de ola en la rompiente, en metros.
U_b	=	Velocidad orbital de las partículas en la rompiente, en m/s.
b	=	Desplazamiento horizontal de las partículas en el fondo.
m	=	Pendiente de la playa.
D	=	Diámetro medio de los sedimentos en mm.
γ	=	Rugoridad del fondo del mar en metros.
W	=	Velocidad de caída de las partículas de arena cm/s.
ρ	=	Densidad del agua de mar kg/m^3 .
ρ_s	=	Densidad del material arenoso kg/m^3 .
c	=	Coefficiente de fricción de Chezy $\text{m}^{1/2}/\text{s}$.
f_w	=	Término friccionante para evaluar el esfuerzo cortante
T_{cw}	=	esfuerzo cortante función de oleaje y corrientes, N/m^2 .

- Q = Factor de las integrales de Einstein.
 U = Factor de rizo.
 Δ = Densidad relativa del sedimento sumergido.
 γ = Velocidad de la corriente, promediada sobre la profundidad m/s.
 y = Distancia perpendicular a la costa, con origen en la cota cero, en metros.
 K = Coeficiente experimental de la fórmula del método aplicado.
 Q_b = Volumen de sedimentos transportado por el fondo m³/s.
 Q_s = Volumen total de sedimentos m³/s.

METODO DE LARRAS

$$Q_s = K g H_b^2 T \text{ sen. } 2\alpha_1$$

$$K = 1.8 \times 10^{-6} (L_o/H_o) (1/D)^{1/2}$$

METODO DEL CERC

$$Q_s = KH_o^2 C_o K r_b^2 \text{ sen } \alpha_b \text{ cos } \alpha_b$$

$$K = 0.014$$

METODO DE BIJKER

$$Q_s = Q_b [1 + 1.83 Q]$$

$$Q_b = K D g^{1/2} \frac{V}{C} \exp \frac{-0.27 \Delta D r g}{U T_{cw}}$$

$$T_{cw} = T_c [1 + \frac{1}{2} (E U_b/V)^2]$$

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho}{\rho}$$

7. OBRAS EXTERIORES

7.1. CLASIFICACION DE LAS OBRAS PORTUARIAS.

Tratando de esquematizar de una manera general al puerto, podemos decir que este queda integrado por las siguientes zonas: (ver figuras 7.1)

AREAS DE AGUA

ACCESOS AL PUERTO	-Bocana -Canal de Navegación -Fondeadero y Antepuerto -Obras Exteriores
AREAS DE MANIOBRA	-Canales Secundarios -Dársena de Ciaboga -Dársena de Maniobra
AREAS DE SERVICIOS	-Dársena de Servicio -Varios

AREAS TERRESTRES

MUELLES Y ATRACADEROS	-Diversos Tipos
ZONA DE TRANSFERENCIA	-Carga y Descarga -Maniobras
ALMACENAMIENTO	-Bodegas -Pacios -Otros
ACCESOS TERRESTRES	-Vialidades -Vias, espuelas y patios de F.F.C.C. -Estacionamientos -Controles

REPARACION Y CONTROL -Pacios
 -Talleres de reparación
 y mantenimiento
 -Bodegas de Maquinaria
 y equipo.

SERVICIOS PORTUARIOS
 GENERALES Y ESPECIALES -Abastecimiento y Avitua-
 llamiento.
 -Médicos y Sanitarios
 -Contraincendio, desechos
 y plantas de tratamiento.
 -Laborales y comerciales
 -Autoridades y Pilotaje

Para los fines de éste curso nos interesa con detalle la zona de Areas de Agua.

7.2. 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 más 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.

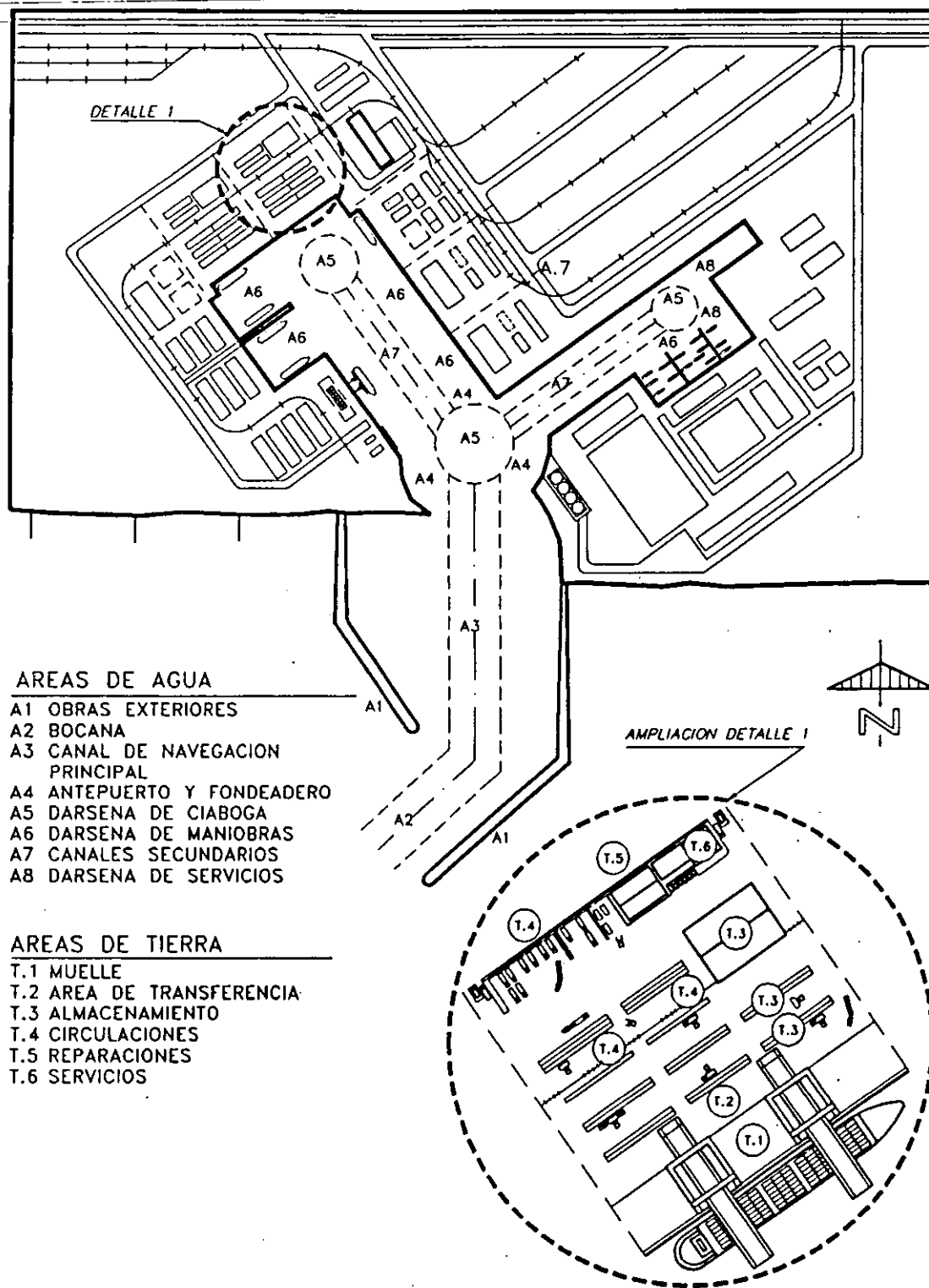


Figura 7.1 Elementos Generales de un Puerto

Por otra parte, también deberán establecerse las condiciones de operatividad del puerto, entre las cuales se pueden mencionar:

- Mareas: astronómicas y de tormenta.
- Viento
- Oleaje
- Corrientes
- Visibilidad

7.2.1 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 representa cuando el buque entra en aguas bajas y consiste en el hundimiento que este sufre por el incremento en la altura de la ola. Este fenómeno se ha estudiado y es posible establecer este valor de una manera empírica. (Fluctúa entre 0.5 m. a 1.0 m. para barcos de 40,000 TPM a 250,000 TPM respectivamente).

- Oleaje de operación. El que en términos generales depende del régimen 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. (0.5 m.)

En forma resumida, en la fig. 7.3 siguiente se indican los factores anteriores.

7.2.2 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.

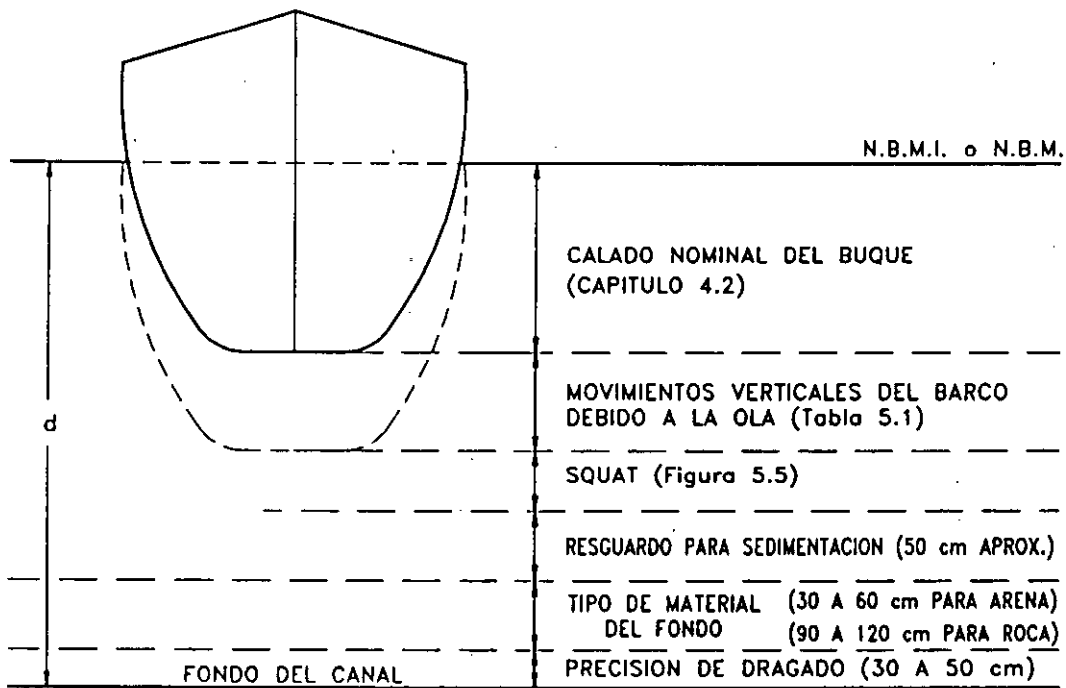


Figura 7.3 Factores que influyen en la determinación de la Profundidad

- 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.

7.2.3 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 irregularidades 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.

Estas curvas, el ancho del canal también deberá ser incrementado en un ancho adicional igual a $L/40$, donde L es la eslora del barco.

Para mayores detalles en el dimensionamiento, se refiere al lector a la siguiente publicación:

"Big Tankers an Their Reception". Final Report 1974. Permanent International Association of Navigation Congresses."

7.3. 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 complan 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 .

Esta solución suele usarse en puertos exteriores ganados al mar, no muy alejados de la costa, o bien cuando no se disponga de terreno tierra adentro. Pueden estar aislados de la costa.

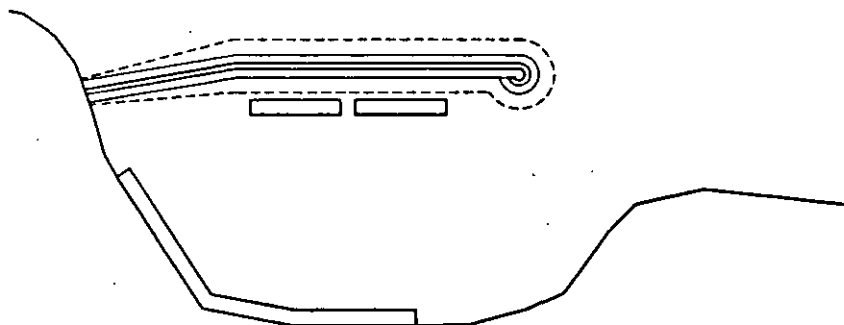


Figura 7.4 Obras de protección paralelas a la costa

- Diques Convergentes

Este tipo es muy utilizado en busca de calado necesario para la boca de entrada. En éste caso se debe tener cuidado con las áreas disponibles ya que el puerto quedará comprendido entre las obras.

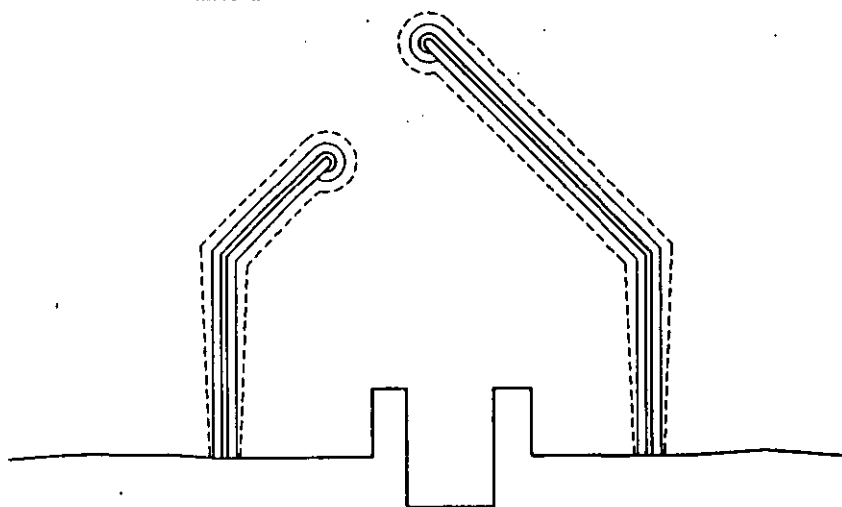


Figura 7.5 Obras de protección convergentes.

- 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.

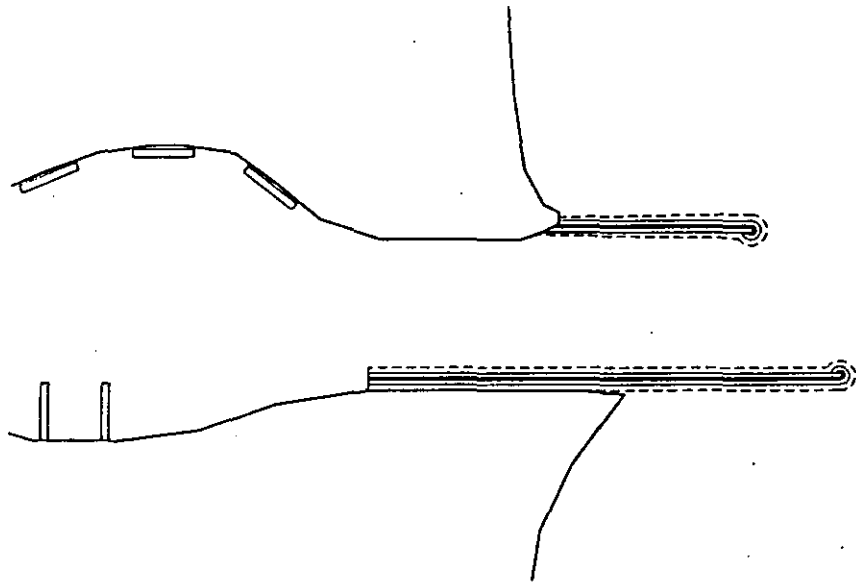
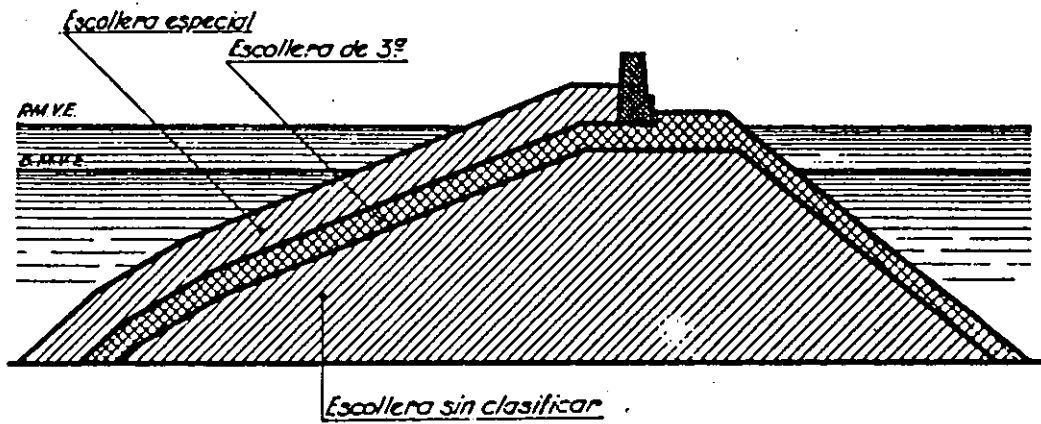


Figura 7.6 Obras de protección paralelos entre si

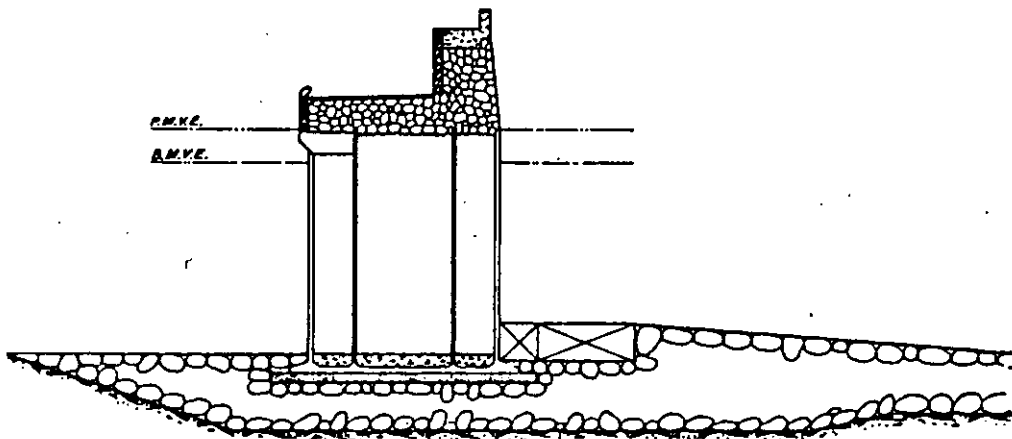
Las obras de abrigo, de acuerdo a las características de la estructura que la constituye las podemos clasificar como sigue:

- Diques rompeolas. a talud

Este tipo de dique ofrece grandes ventajas desde el punto de vista constructivo, pocos peligros de destrozos y averías, fácil reparación de las que se originen, bajas cotas de corona, aunque en cambio requieren la existencia de canteras en lugares más 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.



SECCION TIPO DE DIQUE ROMPEOLAS



SECCION TIPO DE DIQUE REFLEJANTE

Figura 7.7 Secciones tipo de diqe rompeolas y vertical.

Por otra parte también tienen el inconveniente de que resta superficie útil a la zona abrigada, por la gran longitud de taludes.

- Diques Verticales

El empleo de este tipo de diques 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 están constituidos por grandes cajones de concreto, que se llevan flotando hasta el sitio de colocación en donde se hundan y se rellenan con arena. Tienen la ventaja de no requerir de canteras en las aproximaciones, 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.

7.4. 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 representa 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 en 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 más importantes es la profundidad, ya que ésta determinaría si la estructura estará sujeta a oleaje 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.

7.4.1. 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 significarán 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 la 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 la altura y la profundidad de rompiente, son una función de las pendientes de la playa y de la relación de esbeltez en aguas profundas. Para el caso de las 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:

$$H_b = 0.78 db$$

De acuerdo con Keulegan y Patterson:

$$H_b = 0.73 db$$

La ecuación (1) se ha utilizado para las olas periódicas a profundidad constante, o cuando la pendiente de fondo es pequeña y la relación $d/L < 0.1$.

7.4.2. 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 7.8 y 7.9 se muestran diferentes tipos de enrocamiento 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 determina la estabilidad de este tipo de estructuras. Esta fórmula se basó en un extenso programa de ensayos en modelo hidráulico y es la siguiente:

$$W = \frac{W_r H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot \theta}$$

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 $0.75 W$ a $1.25 W$ con un 75% de las piedras más que W .

W_r = Peso específico de la unidad de coraza en Kg/m^3 .

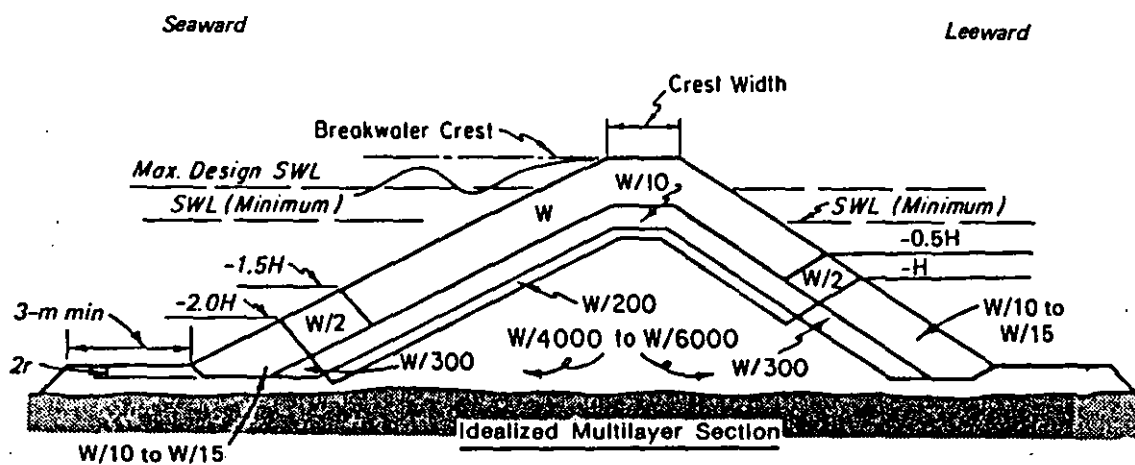
H = Altura de la ola de diseño en el sitio en metros.

S_r = Gravedad específica de la unidad de coraza.

$$S_r = \frac{W_r}{W_{\text{agua}}} = \frac{2560}{1026} = 2.495$$

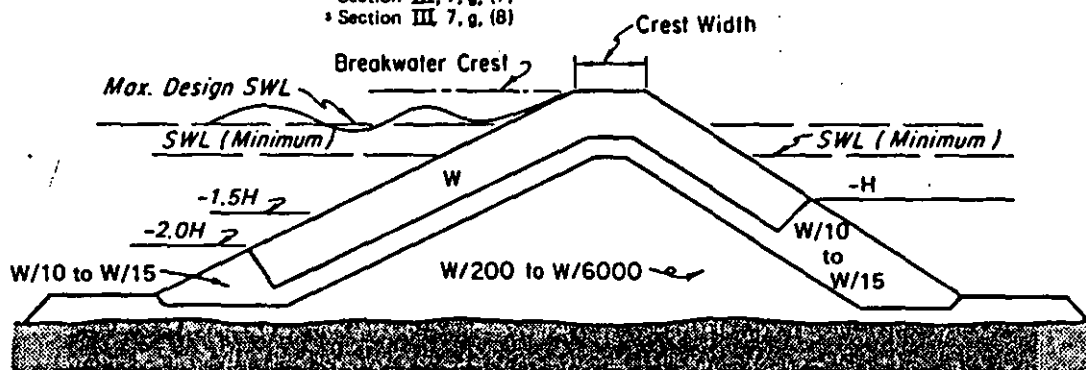
θ = Angulo de la pendiente de la estructura, medido de la horizontal en grados

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 tabla 7.1 se muestran los valores recomendados para el diseño).



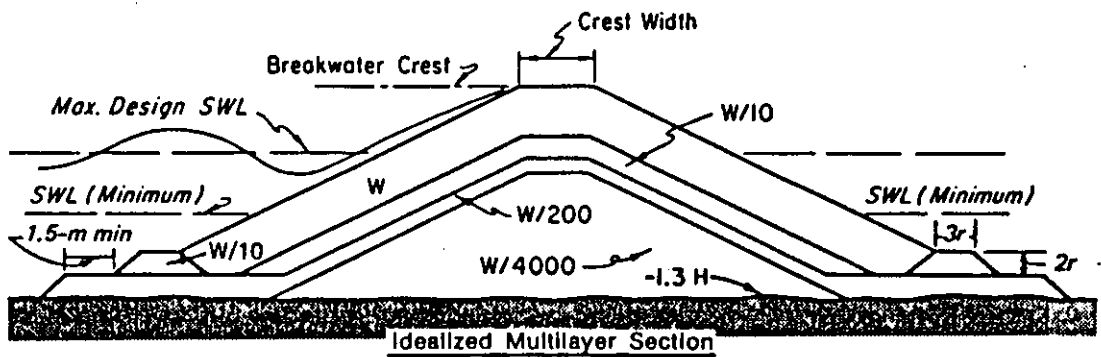
Rock Size	Layer	Rock Size Gradation (%)	
W	Primary Cover Layer ¹	125 to 75	H = Wave Height W = Weight of Individual Armor Unit r = Average Layer Thickness
W/2 and W/15	Secondary Cover Layer ²	125 to 75	
W/10 and W/300	First Underlayer ³	130 to 70	
W/200	Second Underlayer	150 to 50	
W/4000-W/8000	Core and Bedding Layer	170 to 30	

For concrete armor: ¹ Sections III, 7, g, (1), (2) and (6)
² Section III, 7, g, (7)
³ Section III, 7, g, (8)



Recommended Three-layer Section

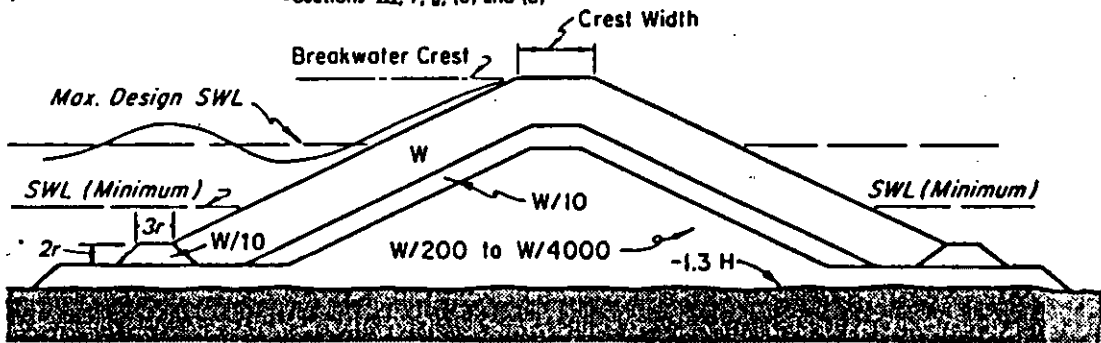
Figura 7.8 Enrocamiento a talud para condición de ola no rompiente



Rock Size	Layer	Rock Size Gradation (%)
W	Primary Cover Layer ¹	125 to 75
W/10	Toe Berm and First Underlayer ¹	130 to 70
W/200	Second Underlayer	150 to 50
W/4000	Core and Bedding Layer	170 to 30

H = Wave Height
W = Weight of Individual Armor Unit
r = Average Layer Thickness

For concrete armor: ¹Sections III, 7, g, (1), (2) and (8)
²Sections III, 7, g, (5) and (8)



Recommended Three-layer Section

Figura 7.9 Enrocamiento a talud para condición de ola rompiente

La expresión anterior 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 7.10 se muestran algunos de estos elementos.

En relación con el coeficiente K_D que se muestra en la Tabla 7.1, 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 7.2.

Se hace notar que no existe problema de 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 7.2 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 un daño K_D el coeficiente de estabilidad correspondiente para la condición de daño seleccionada.

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 7.11 se muestra dicha variación tanto para concreto como para piedra natural.

7.4.3. Altura 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. En la fig 7.12, se define a éste fenómeno.

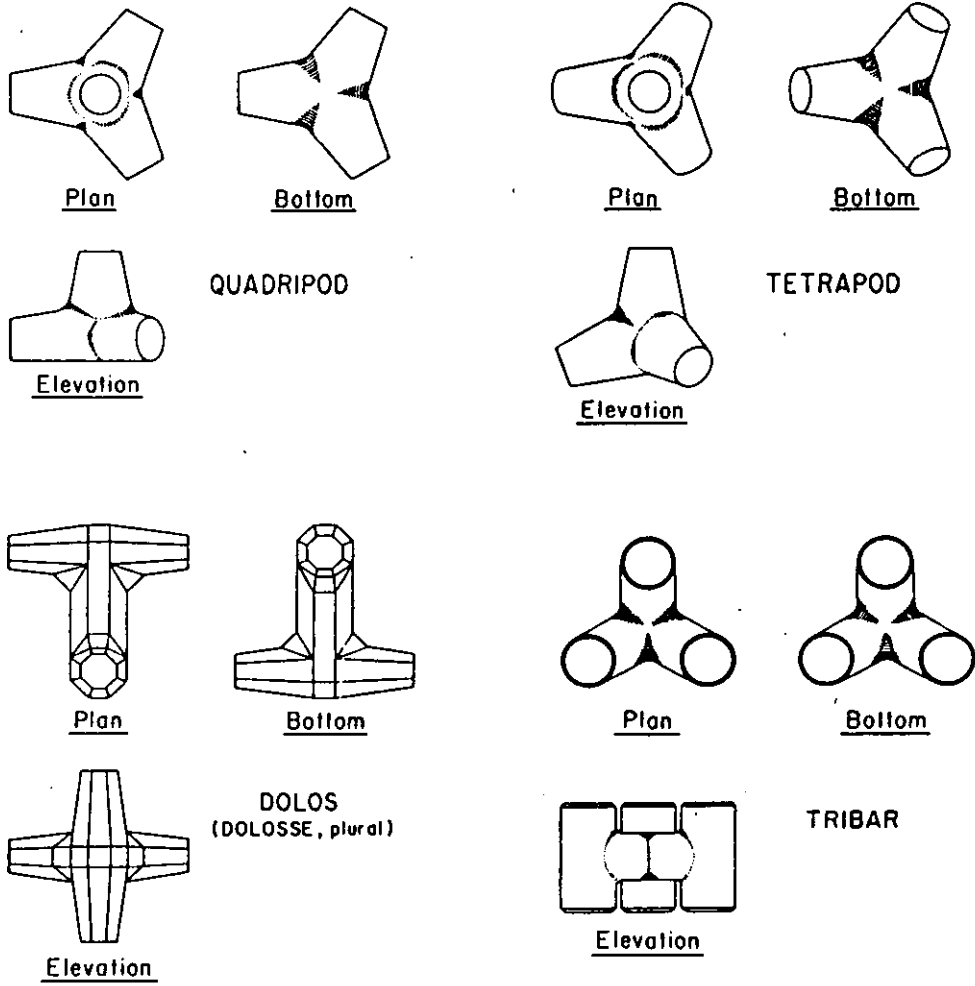


Figura 7.10 Elementos de concreto Prefabricado

TABLA-7.1-VALORES-DE-KD-SUGERIDOS-PARA-DISEÑO

No-Damage Criteria and Minor Overtopping							
Armor Units	n ³	Placement	Structure Trunk		Structure Head		Slope Cot θ
			K _D ²		K _D		
			Breaking Wave	Nonbreaking Wave	Breaking Wave	Nonbreaking Wave	
Quarrystone							
Smooth rounded	2	Random	1.2	2.4	1.1	1.9	1.5 to 3.0 ⁵
Smooth rounded	>3	Random ⁴	1.6 ₄	3.2	1.4 ₄	2.3	5
Rough angular	1	Random		2.9		2.3	5
Rough angular	2	Random	2.0	4.0	1.9 1.6 1.3	3.2 2.8 2.3	1.5 2.0 3.0
Rough angular	>3	Random ⁶	2.2	4.5	2.1	4.2	5
Rough angular	2	Special ¹	5.8	7.0	5.3	6.4	5
Parallelepiped ⁷	2	Special ¹	7.0 - 20.0	8.5 - 24.0	—	—	
Tetrapod and Quadripod	2	Random	7.0	8.0	5.0 4.5 3.5	6.0 5.5 4.0	1.5 2.0 3.0
Tribar	2	Random	9.0	10.0	8.3 7.8 6.0	9.0 8.5 6.5	1.5 2.0 3.0
Dolos	2	Random	15.8 ⁸	31.8 ⁸	8.0 7.0	16.0 14.0	2.0 ⁹ 3.0
Modified cube	2	Random	6.5	7.5	—	5.0	5
Hexapod	2	Random	8.0	9.5	5.0	7.0	5
Toskane	2	Random	11.0	22.0	—	—	5
Tribar	1	Uniform	12.0	15.0	7.5	9.5	5
Quarrystone (K _{RR})							
Graded angular	—	Random	2.2	2.5	—	—	

¹ CAUTION: Those K_D values shown in *italics* are unsupported by test results and are only provided for preliminary design purposes.

² Applicable to slopes ranging from 1 on 1.5 to 1 on 5.

³ n is the number of units comprising the thickness of the armor layer.

⁴ The use of single layer of quarrystone armor units is not recommended for structures subject to breaking waves, and only under special conditions for structures subject to nonbreaking waves. When it is used, the stone should be carefully placed.

⁵ Until more information is available on the variation of K_D value with slope, the use of K_D should be limited to slopes ranging from 1 on 1.5 to 1 on 3. Some armor units tested on a structure head indicate a K_D-slope dependence.

⁶ Special placement with long axis of stone placed perpendicular to structure face.

⁷ Parallelepiped-shaped stone: long slab-like stone with the long dimension about 3 times the shortest dimension (Markie and Davidson, 1979).

⁸ Refers to no-damage criteria (<5 percent displacement, rocking, etc.); if no rocking (<2 percent) is desired, reduce K_D 50 percent (Zwamborn and Van Niekerk, 1982).

⁹ Stability of dolosse on slopes steeper than 1 on 2 should be substantiated by site-specific model tests.

TABLA 7.2 VALORES DE KD RECOMENDADOS CUANDO SE PERMITE DAÑO.

Unit		Damage (D) in Percent						
		0 to 5	5 to 10	10 to 15	15 to 20	20 to 30	30 to 40	40 to 50
Quarrrystone (smooth)	$H/H_{D=0}$	1.00	1.08	1.14	1.20	1.29	1.41	1.54
Quarrrystone (rough)	$H/H_{D=0}$	1.00	1.08	1.19	1.27	1.37	1.47	1.56 ²
Tetrapods & Quadrípods	$H/H_{D=0}$	1.00	1.09	1.17 ³	1.24 ³	1.32 ³	1.41 ³	1.50 ³
Tribar	$H/H_{D=0}$	1.00	1.11	1.25 ³	1.36 ³	1.50 ³	1.59 ³	1.64 ³
Dolos	$H/H_{D=0}$	1.00	1.10	1.14 ³	1.17 ³	1.20 ³	1.24 ³	1.27 ³

¹ Breakwater trunk, $n = 2$, random placed armor units, nonbreaking waves, and minor overtopping conditions.

² Values in *italics* are interpolated or extrapolated.

³ CAUTION: Tests did not include possible effects of unit breakage. Waves exceeding the design height conditions by more than 10 percent may result in considerably more damage than the values tabulated.

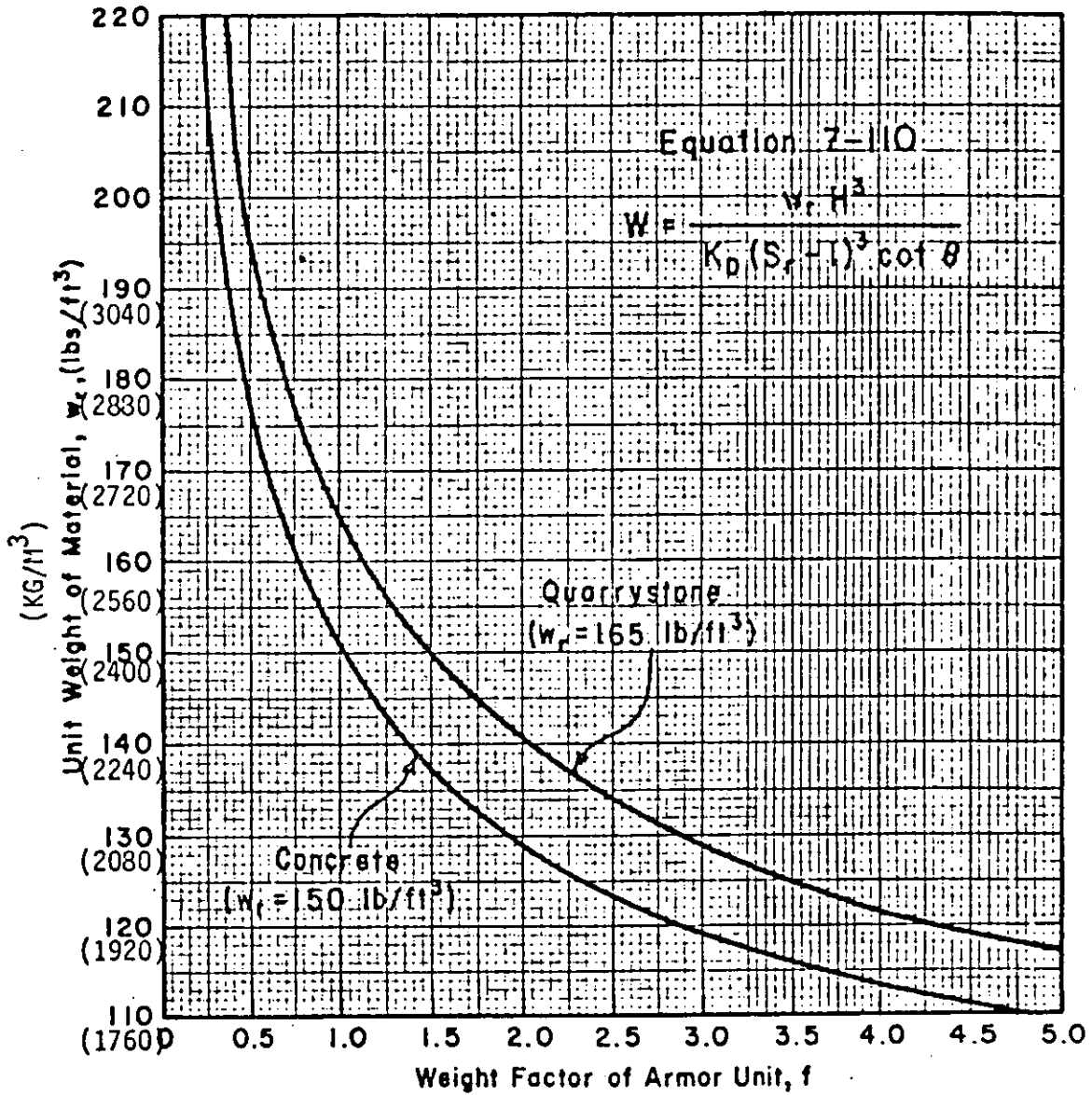


Figura 7.11 Efectos en el cambio de peso especifico de tipo de coraza.

Concreto	$w_r = 2400 \text{ Kg/m}^3$
Piedra	$w_r = 2650 \text{ Kg/m}^3$

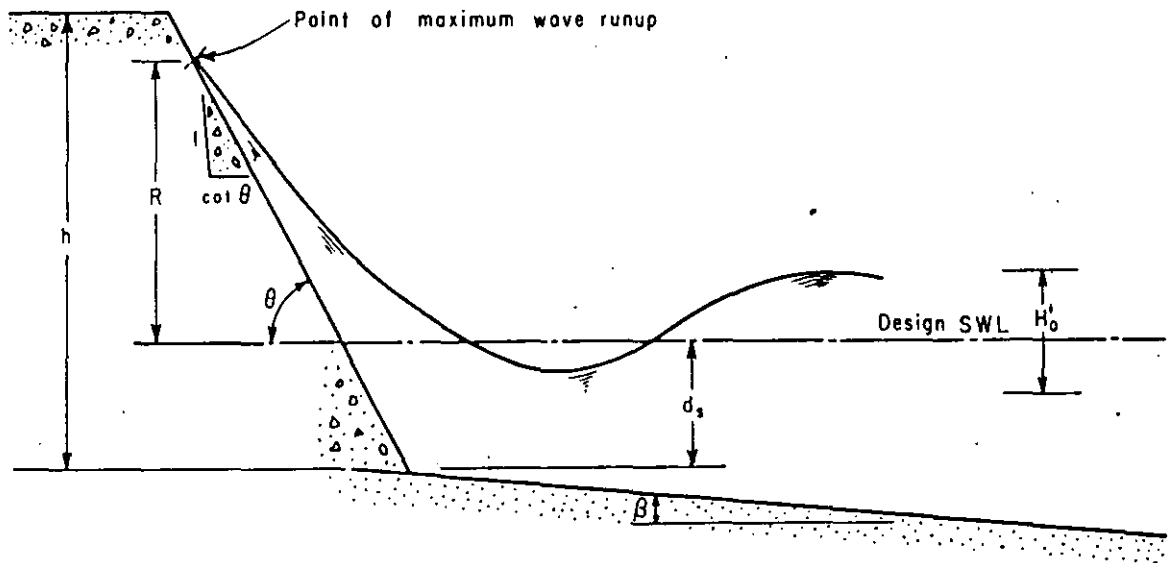


Figura 7.12 Esquema de definición de "run up" y "overtopping"

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 7.13 a 7.25

En éstas, la nomenclatura utilizada es la siguiente:

H_o = Altura de ola en aguas profundas sin considerar refracción.

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 cualidades de superficie y las cuales se muestran en la siguiente tabla.

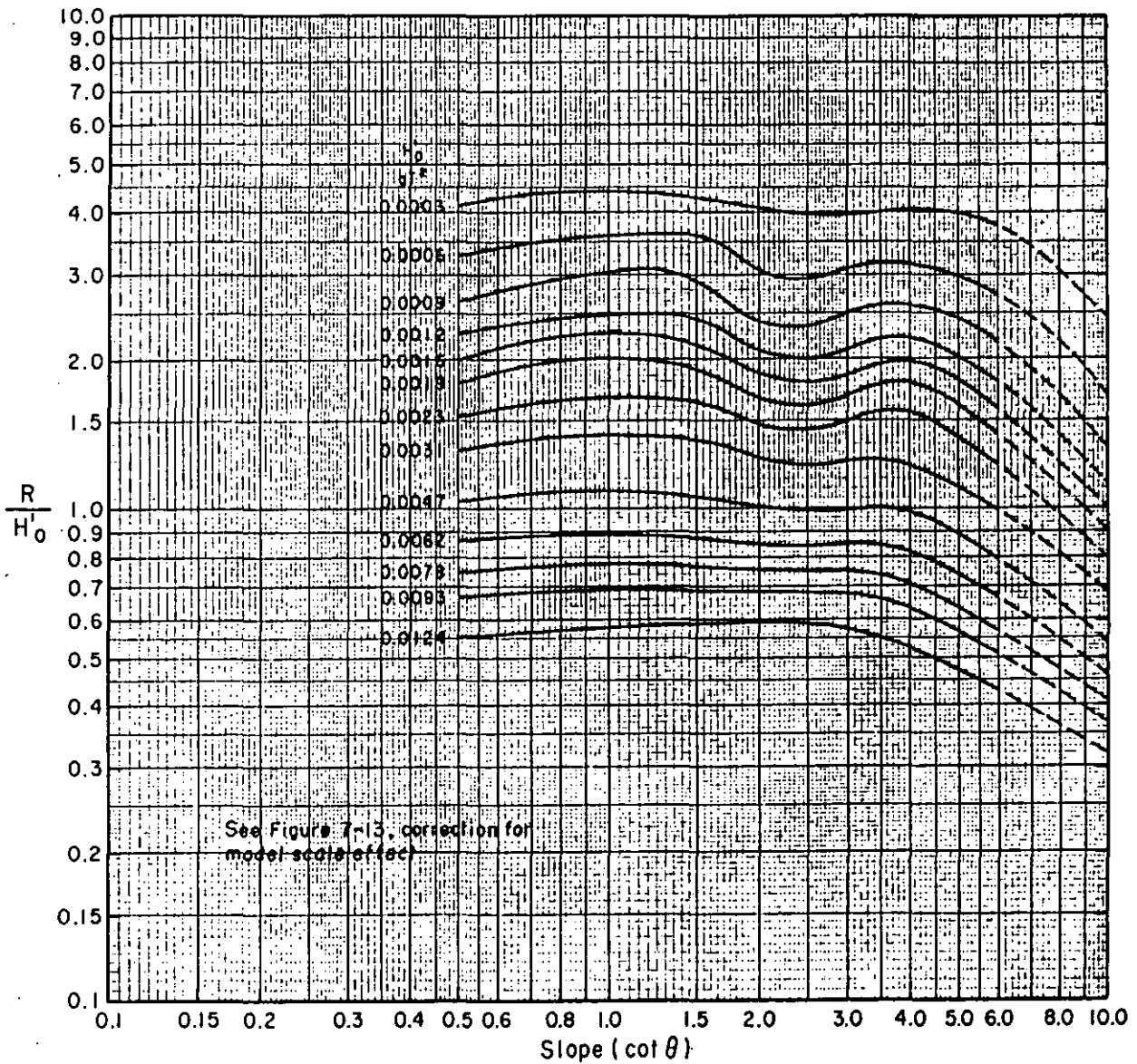


Figure 7-8. Wave runup on smooth, impermeable slopes when $d_s/H_0 = 0$ (structures fronted by a 1:10 slope).

Figura 7.13

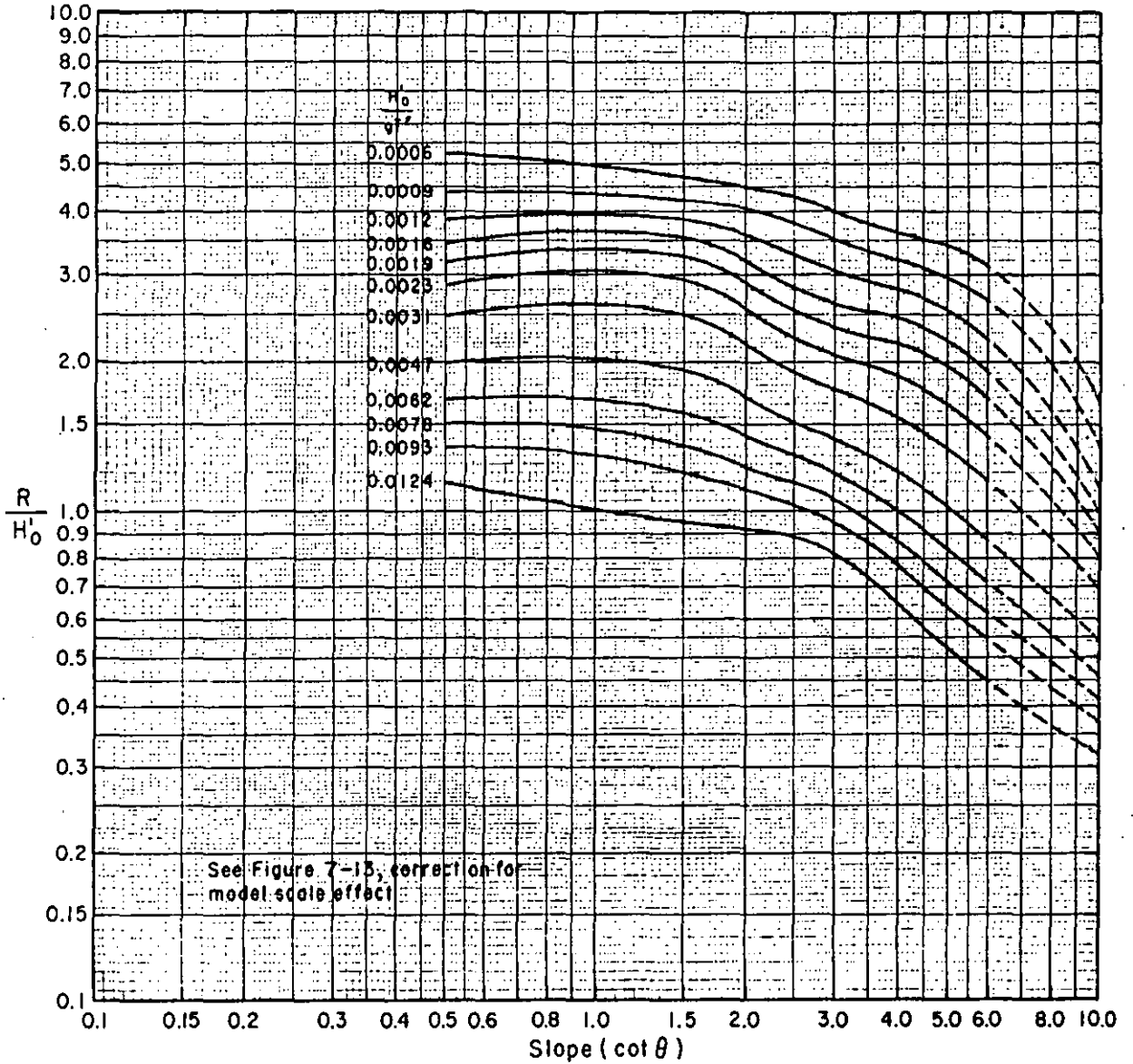


Figure 7-9. Wave runup on smooth, impermeable slopes when $\frac{d}{H_0} = 0.45$ (structures fronted by a 1:10 slope).

Figura 7.14

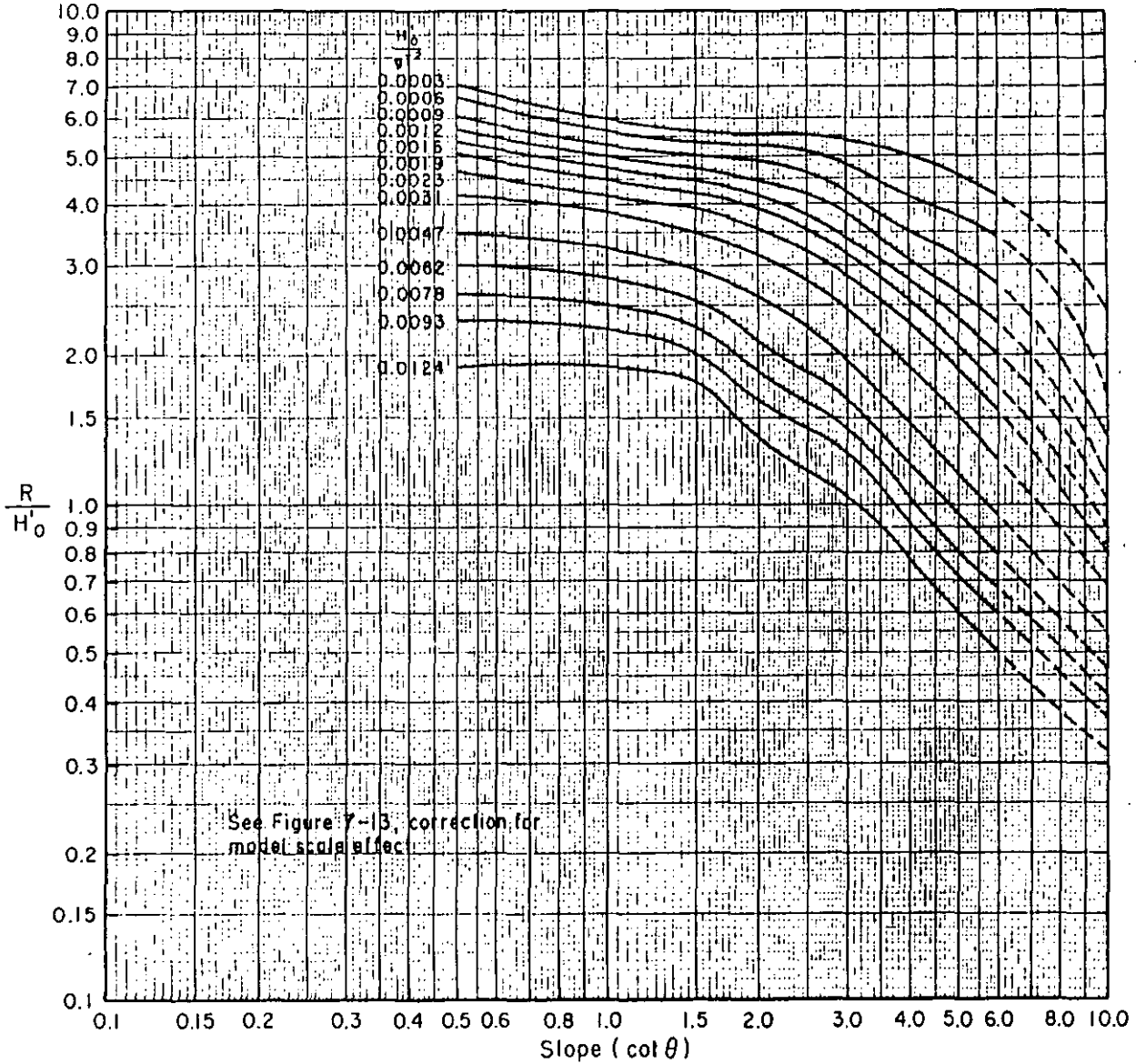


Figure 7-10. Wave runup on smooth, impermeable slopes when $d/H_0 = 0.80$ (structures fronted by a 1:10 slope).

Figura 7.15

Figura 7.16

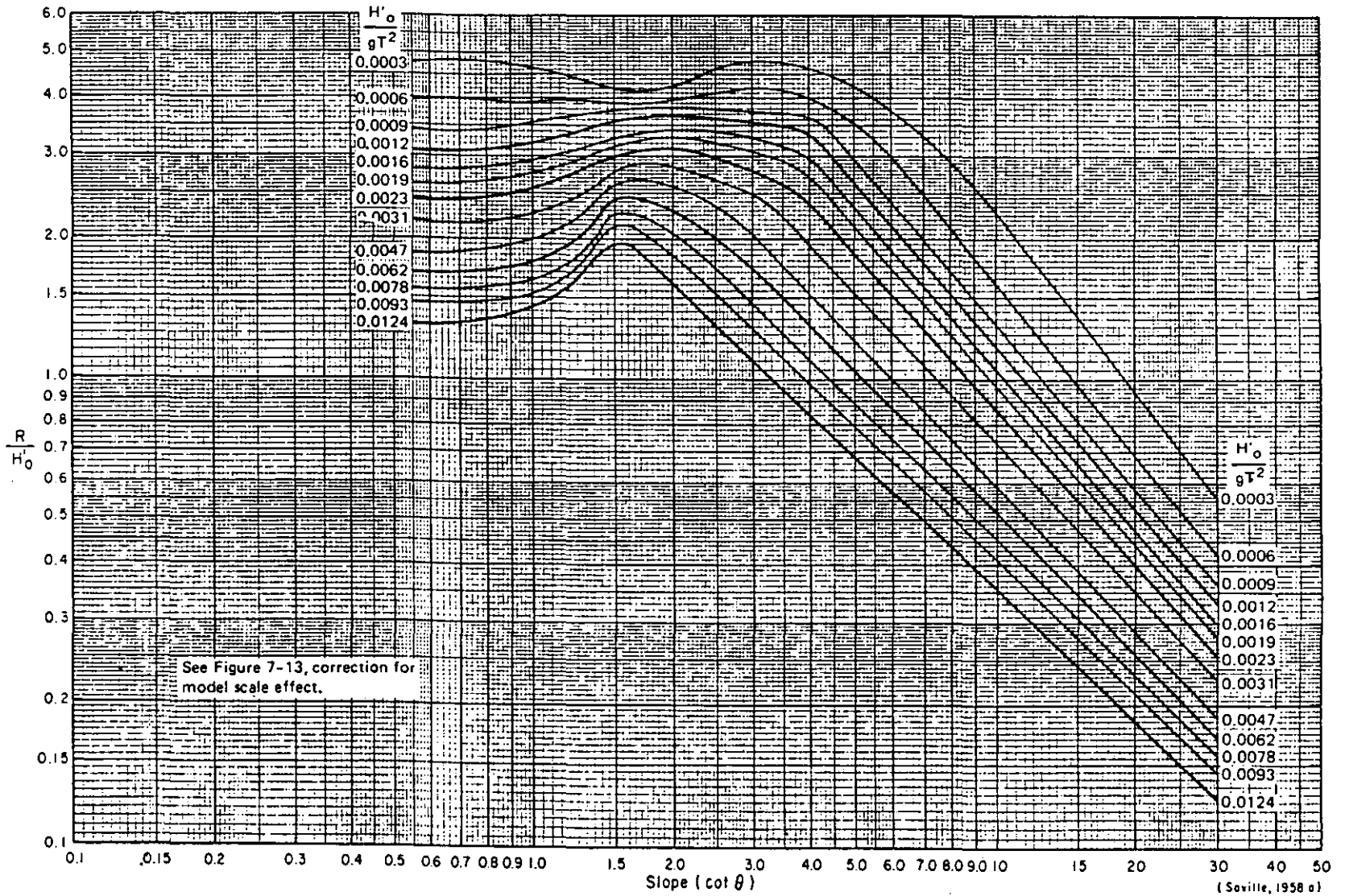


Figure 7-11. Wave runup on smooth, impermeable slopes when $d_s/H_0 = 2.0$.

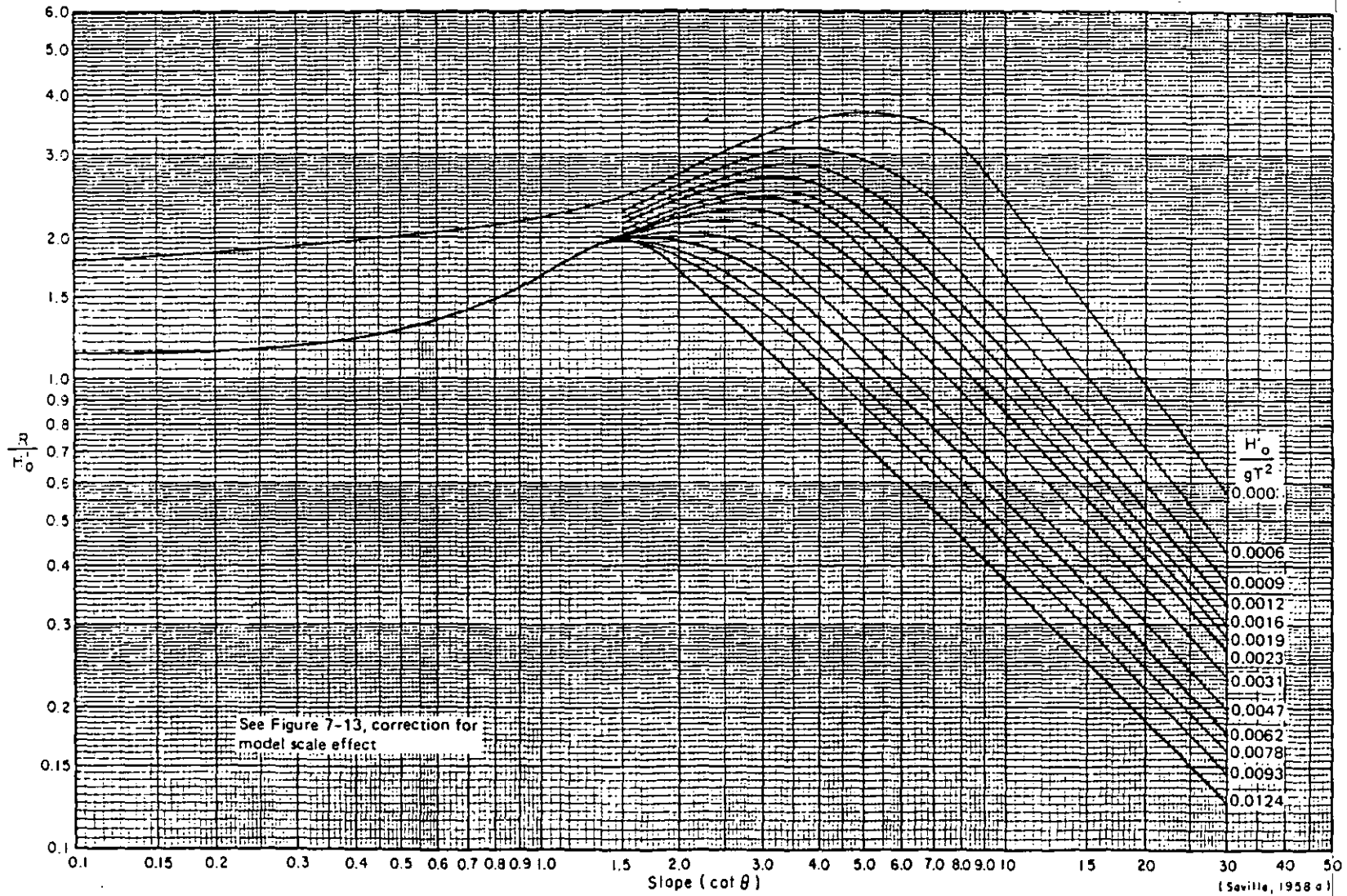


Figure 7-12. Wave runup on smooth, impermeable slopes when $d_s/H_0 \geq 3.0$.

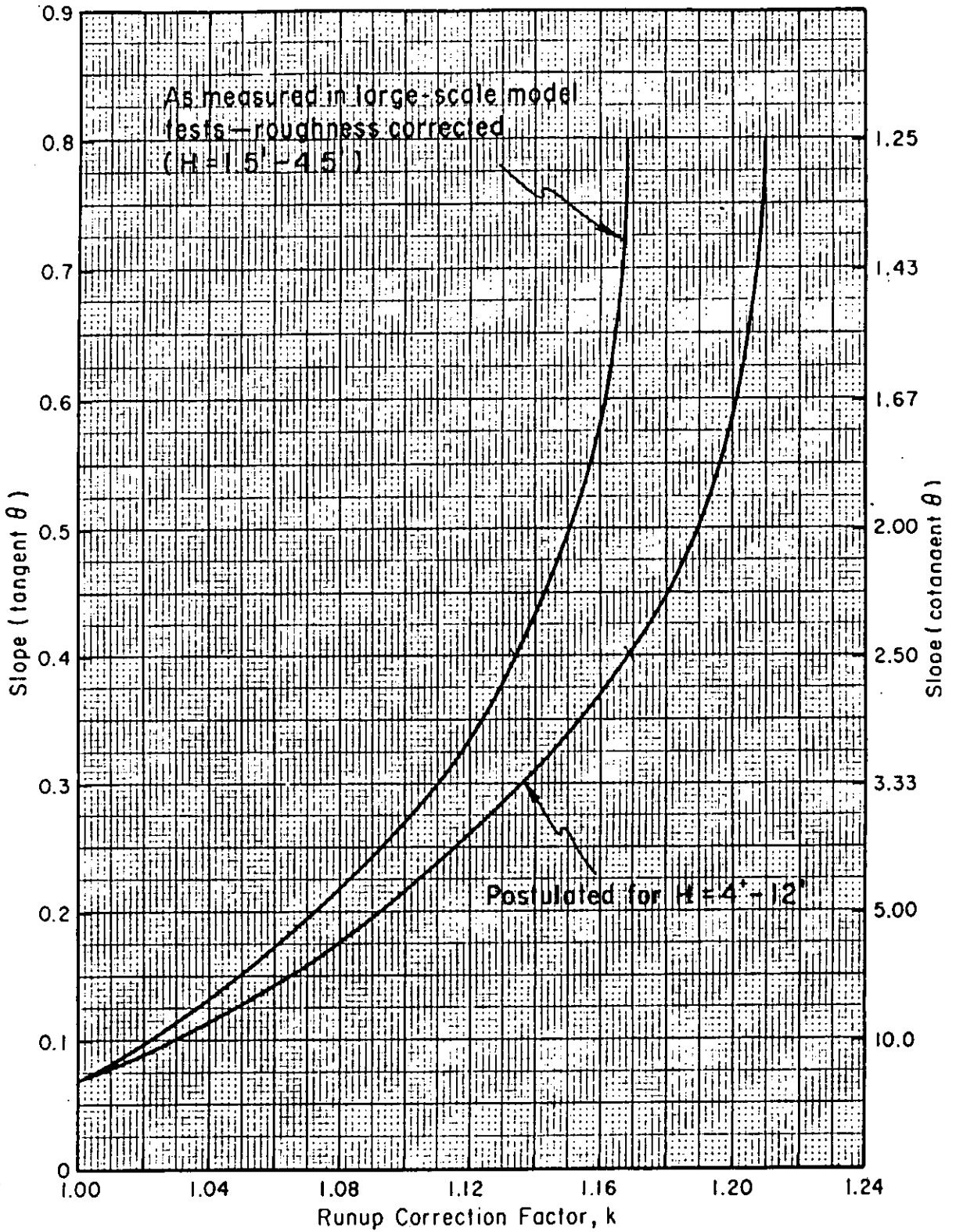


Figure 7-13. Runup correction for scale effects.

Figura 7.18

Figura 7.19

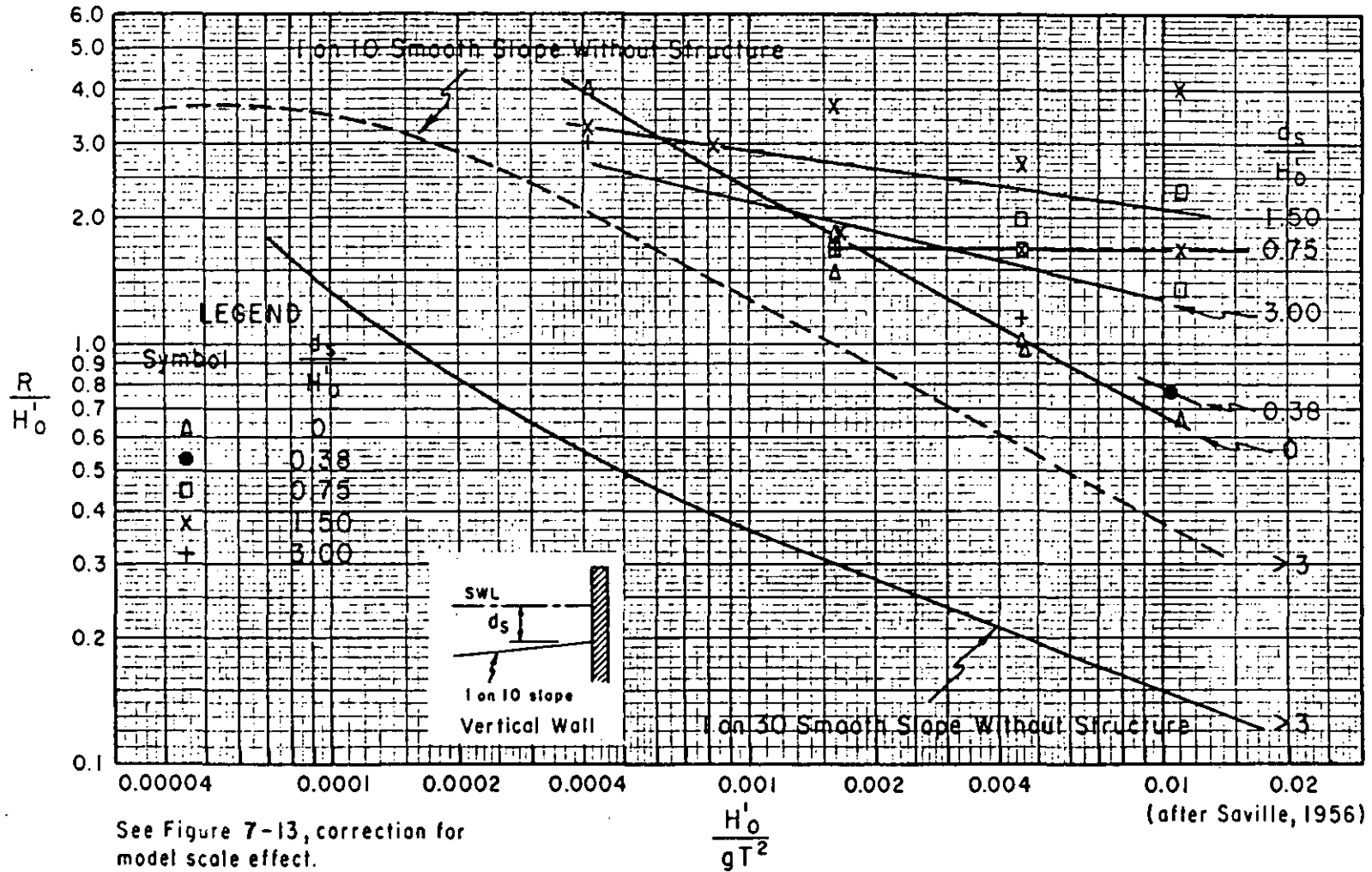


Figure 7-14. Wave runup on impermeable, vertical wall versus H_0'/gT^2 .

Figura 7.20

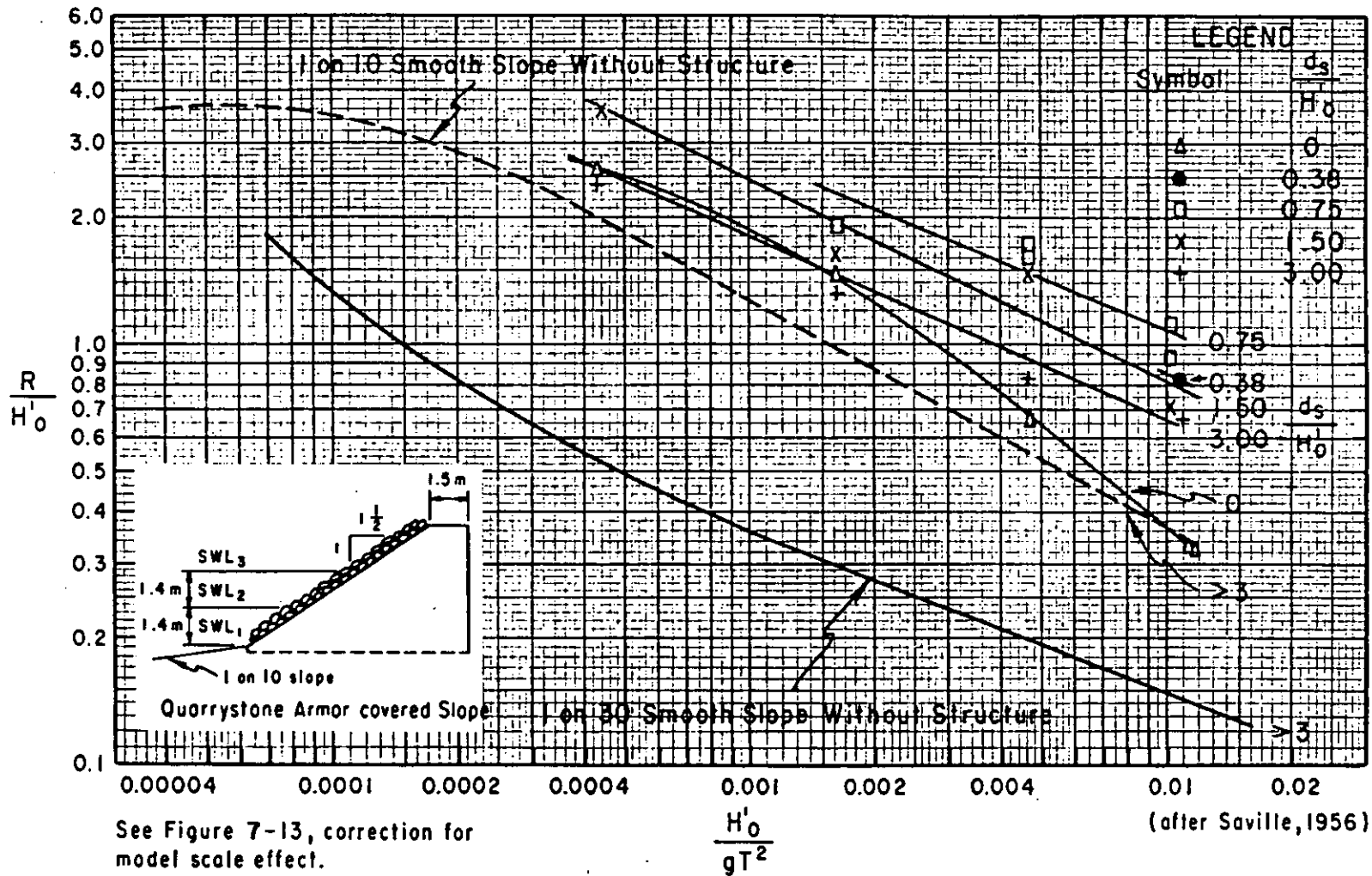


Figure 7-15. Wave runup on impermeable, quarrystone, 1:1.5 slope versus H'_0/gT^2 .

Figura 7.21

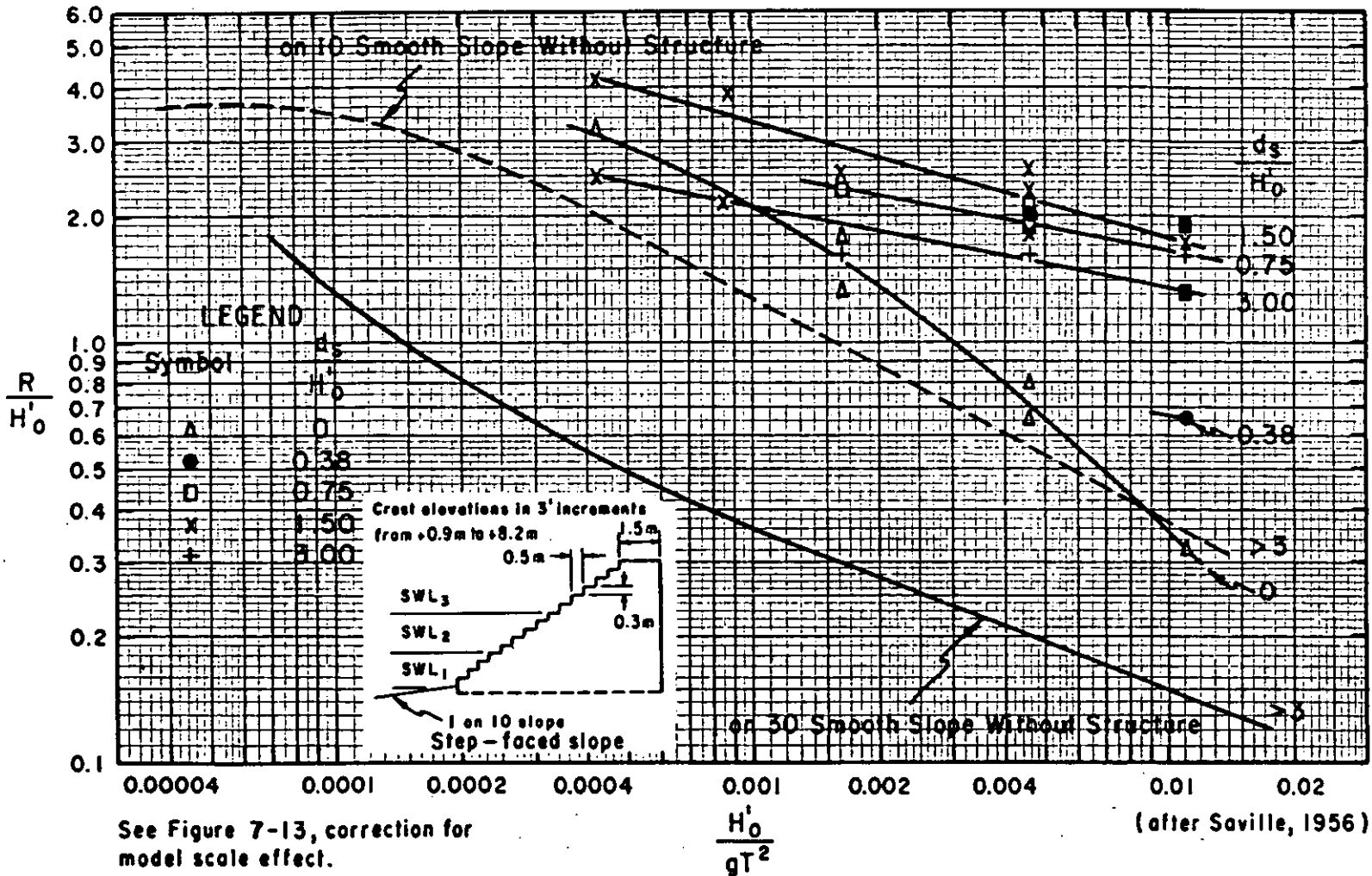


Figure 7-16. Wave runup on impermeable, stepped, 1:1.5 slope versus H_o^i/gT^2 .

Figura 7.22

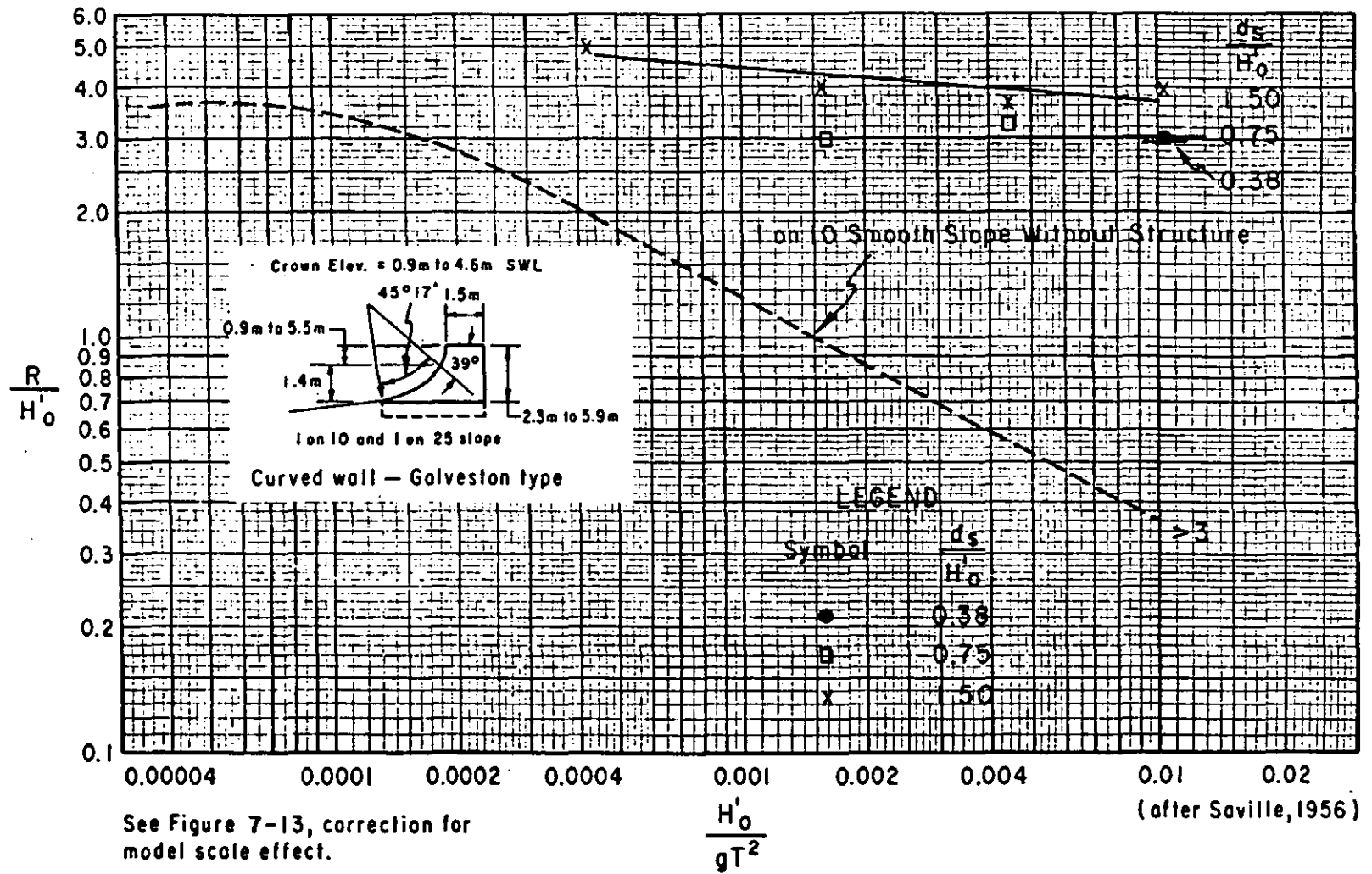


Figure 7-17. Wave runup on impermeable seawall versus H'_0/gT^2 .

Figura 7.23

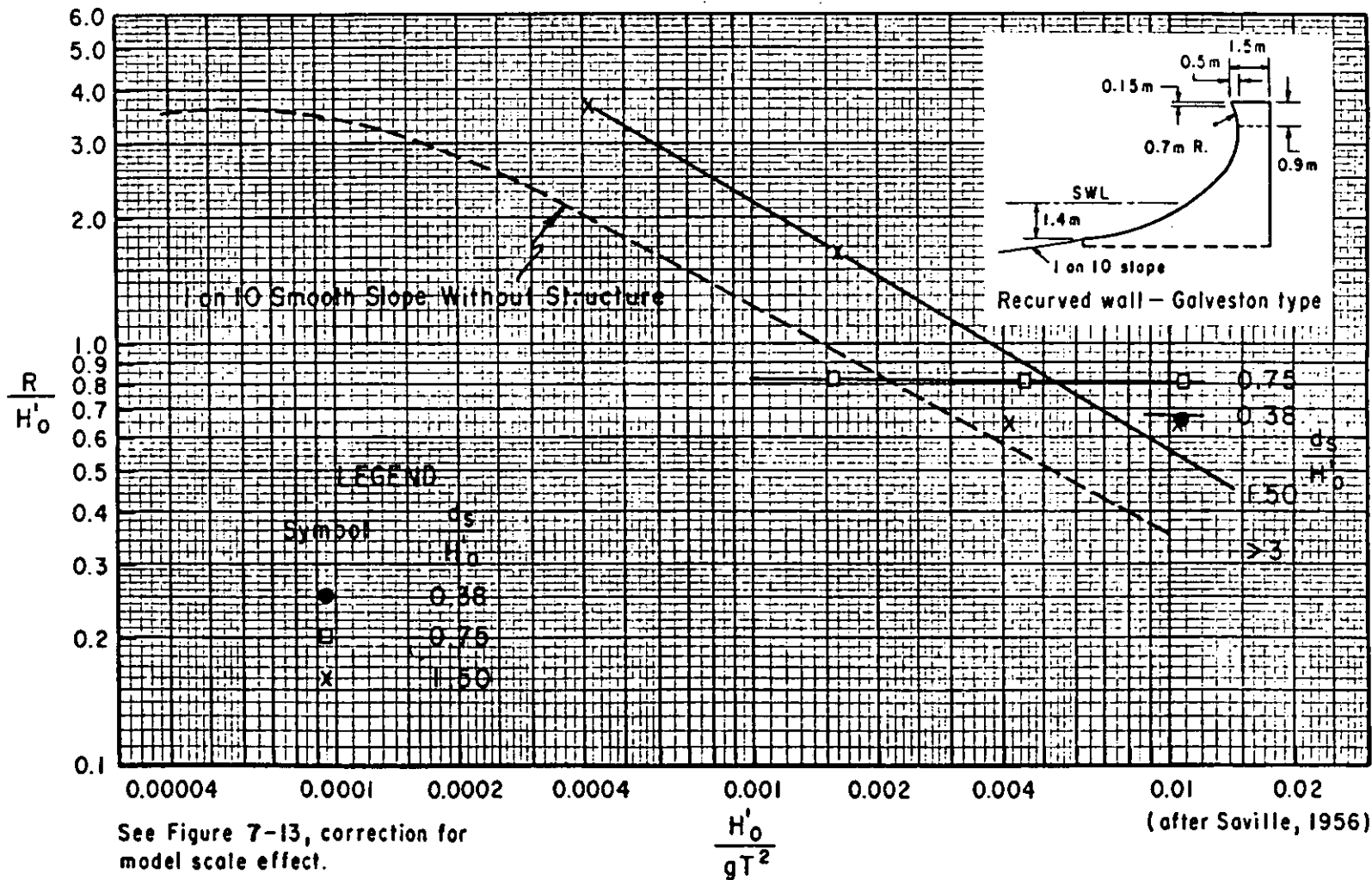


Figure 7-18. Wave runup on recurved (Galveston-type) seawall versus H_0/gT^2 .

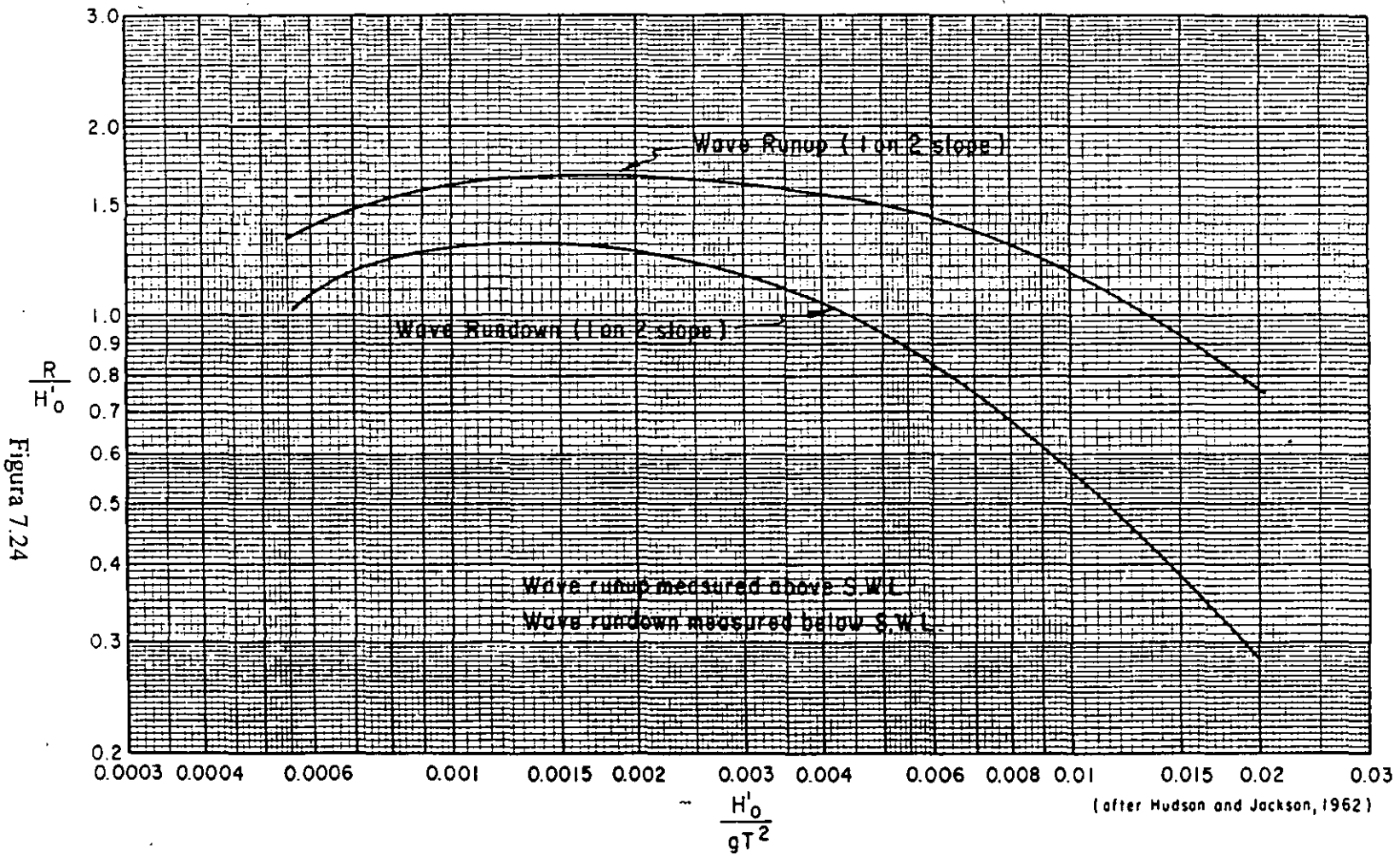


Figure 7-19. Wave runup and rundown on graded riprap, 1:2 slope, impermeable base, versus H_o/gT^2 (data for $d_s/H_o > 3.0$).

Figura 7.25

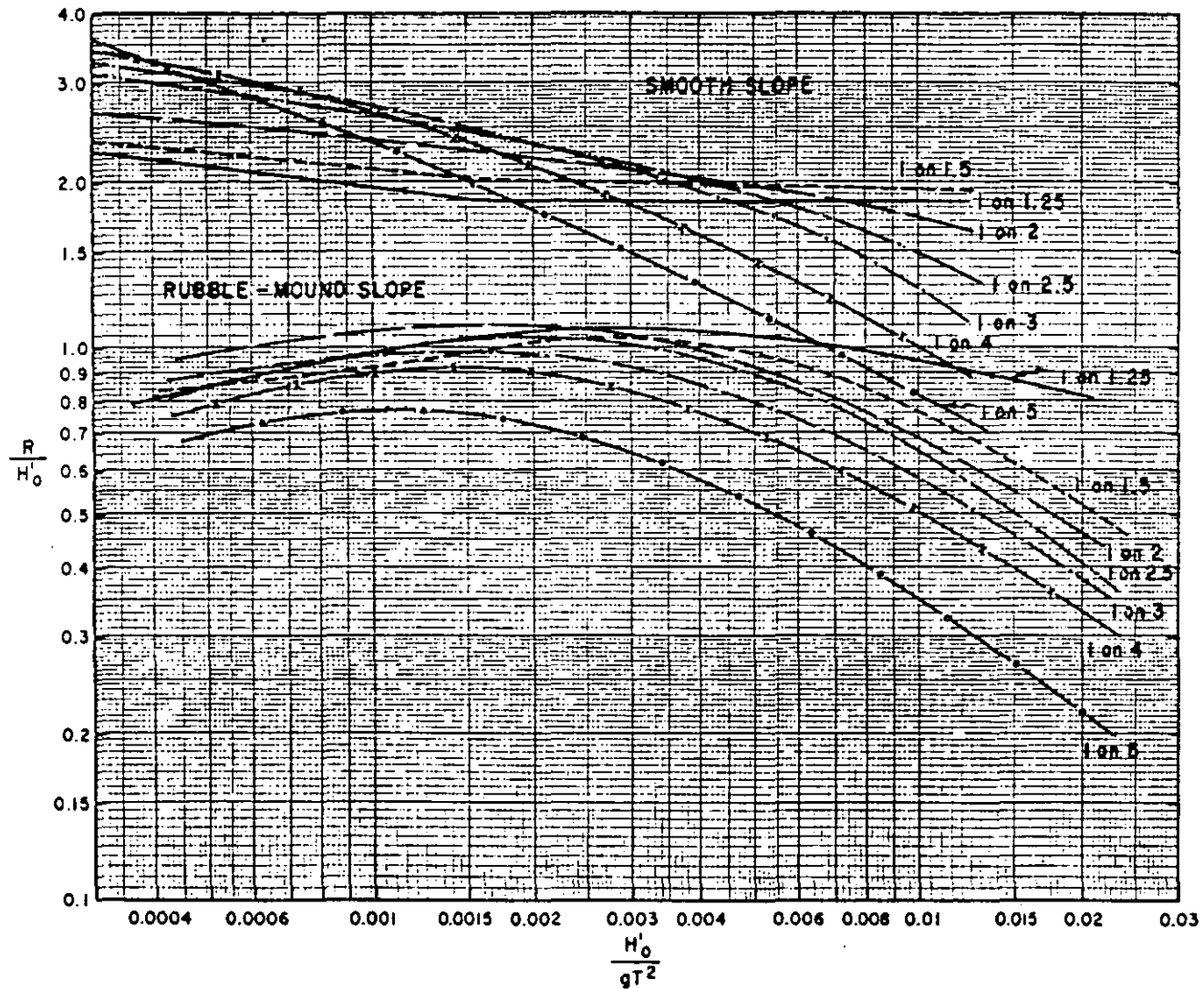


Figure 7-20. Comparison of wave runup on smooth slopes with runup on permeable rubble slopes (data for $\frac{d}{H_0} > 3.0$).

TABLA 7.3 VALORES DE "r"

CARACTERÍSTICAS 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

$$r = \frac{R \text{ (pendiente rugosa)}}{R \text{ (pendiente lisa)}} = \frac{R/H_0 \text{ (pendiente rugosa)}}{R/H_0 \text{ (pendiente lisa)}}$$

7.4.4. 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:

$$B = n k \Delta \left(\frac{W}{W_r} \right)^{1/3}$$

donde:

B = ancho de la cresta, metros.

n = número de rocas (n = 3 mínimo recomendado)

kΔ = coeficiente de capa (tabla 7.4)

W = peso de las unidades de coraza kg.

$W_r =$ peso específico de la unidad de coraza (kg/m^3)

TABLA 7.4 COEFICIENTES DE CAPA Y POROSIDAD PARA DIFERENTES UNIDADES DE CORAZA.

UNIDAD	N	COLOCACION	COEF. DE CAPA	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
Hexápodo	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

7.4.5 Espesor de las capas.

El espesor de las capas que constituyen a los enrocamientos está determinado por las siguientes fórmulas:

$$r = n k \Delta \left(\frac{W}{W_r} \right)$$

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 por la ecuación

$$\frac{Nr}{A} = n k \Delta \left(1 - \frac{P}{100} \right) \left(\frac{W_r}{W} \right)^{2/3}$$

donde:

- Nr = número de elementos requeridos para un área dada
 A = área dada en (m²)
 kΔ = coeficiente de capa (tabla 7.4)
 P = porosidad promedio, en % (tabla 7.4)

Es importante mencionar que como lo indican las figuras 7.8 y 7.9 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/400.

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:

$$D_{15} (\text{filtro}) < 5 D_{85} (\text{cimentación})$$

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.

7.5. 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:

$$\frac{P}{\rho g} + y = \frac{H}{2} \frac{\cosh \frac{2\pi(y+d)}{L}}{\cosh \frac{2\pi d}{L}} \operatorname{sen} \frac{2\pi x}{L} \operatorname{sen} \frac{2\pi t}{T}$$

$$- \frac{\pi H^2}{8L} \frac{\cos^2 \frac{2\pi t}{T}}{\operatorname{senh} \frac{2\pi d}{L} \cosh \frac{2\pi d}{L}} \left[\cosh \frac{4\pi}{L}(y+d) + \cos \frac{4\pi x}{L} - 1 \right]$$

$$+ \frac{3\pi H^2}{16L} \frac{\cosh \frac{4\pi(y+d)}{L}}{\operatorname{senh}^3 \frac{2\pi d}{L} \cosh \frac{2\pi d}{L}} \cos \frac{4\pi x}{L} \cos \frac{4\pi t}{T} + \frac{\pi H^2}{4L} \operatorname{tanh} \frac{2\pi d}{L} \cos \frac{4\pi t}{T}$$

Sin embargo, para simplificar los diseños, sabiendo que los resultados estarán un poco dentro del lado de la seguridad se utiliza la teoría de Sainflou, que para el fondo da el mismo valor:

$$\frac{P_b}{\rho g} - d = \pm \frac{H}{\cosh \frac{2\pi d}{L}}$$

donde:

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 (este es, cuando la cresta y valle de la ola se encuentran en el muro).

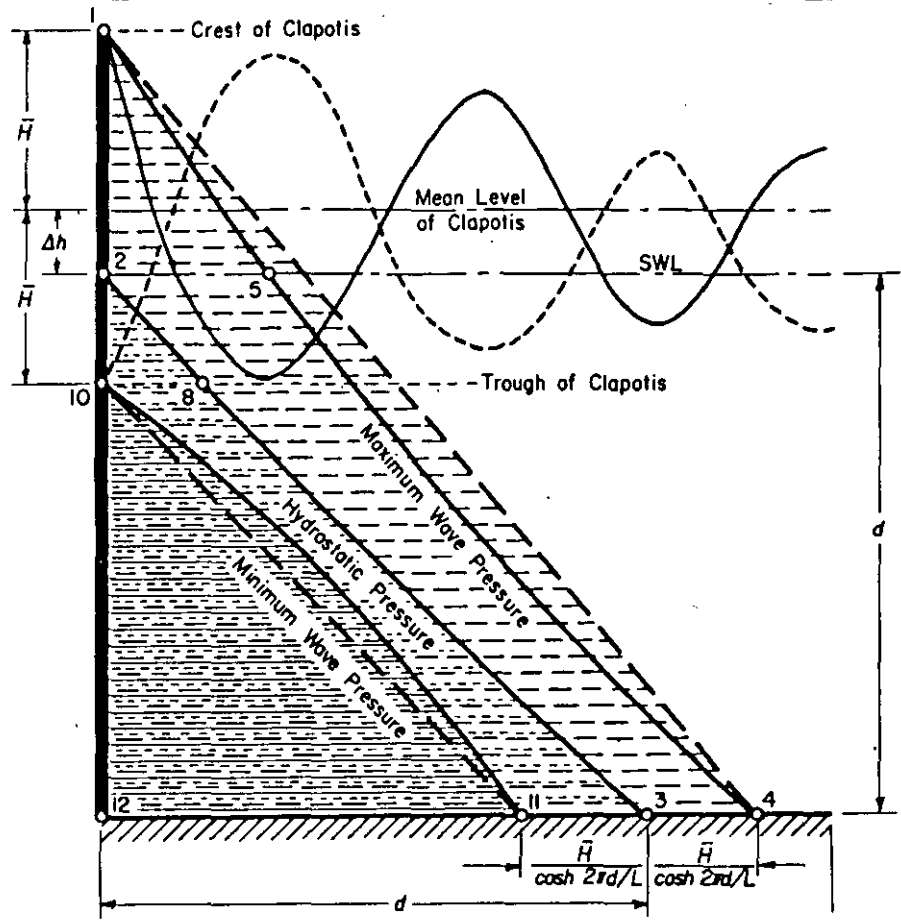
A fin de poder calcular las presiones máximas y mínimas es necesario encontrar el nivel medio de la onda estacionaria, el cual está dado por la siguiente ecuación

$$\Delta h = \frac{\pi H^2}{L} \left[1 + \frac{3}{4 \operatorname{senh}^2 \left(\frac{2\pi d}{L} \right)} - \frac{1}{4 \cosh^2 \left(\frac{2\pi d}{L} \right)} \right] \operatorname{coth} \frac{2\pi d}{L}$$

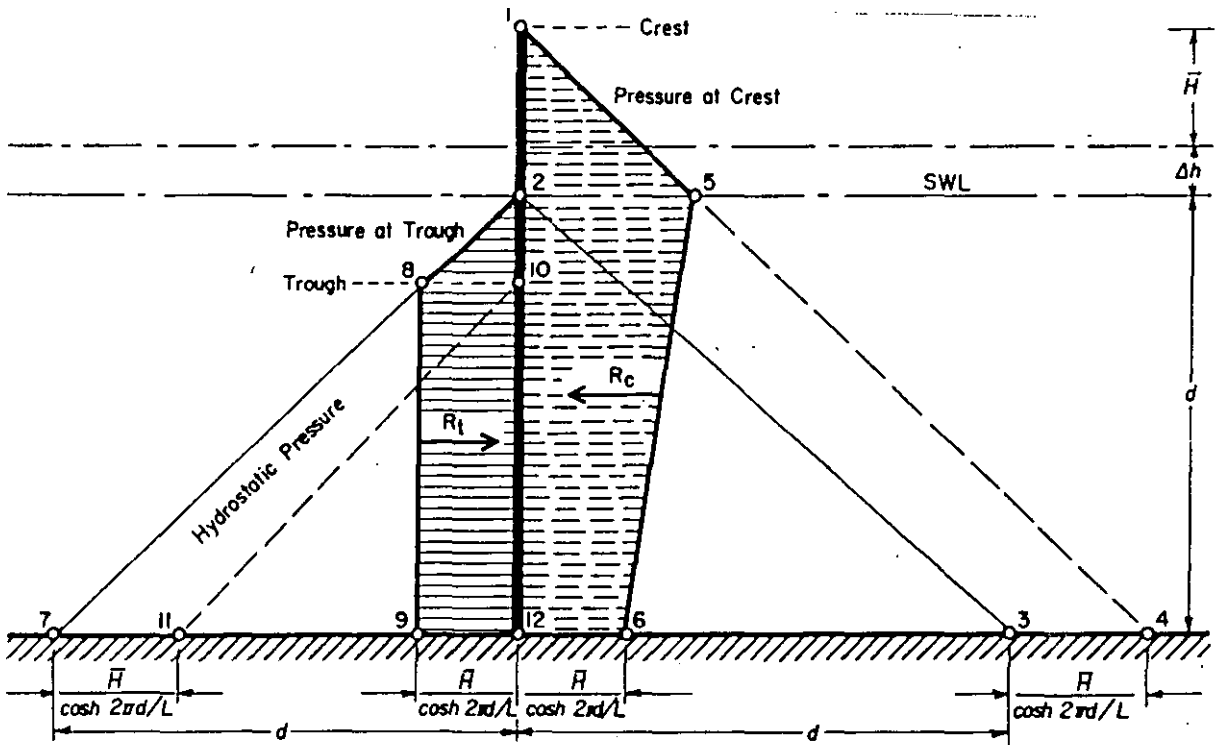
En la figura 7.27 se muestra el diagrama de presiones y a continuación se describe el fenómeno.

(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 (NIVEL MEDIO DEL MAR) es Δh y la distancia (1) (2) es $H + \Delta h$. 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 $\frac{P_b}{\rho g} - d$, tanto la dirección (+) como la (-) a partir de (3), esto es (4) y (11). Estas son las presiones máximas y mínimas en el fondo.



a.



b.

Figura 7.27 Diagrama de fuerzas producidas por el oleaje

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) á (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 "t" a la mínima elevación de ella.

$$R_c = \frac{1}{2} (d + \Delta h + H) \left[d + \frac{H}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \right] - \frac{d^2}{2}$$

$$M_c = \frac{1}{6} (d + \Delta h + H)^2 \left[d + \frac{H}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \right] - \frac{d^3}{6}$$

$$l_c = \frac{M_c}{R_c}$$

$$R_t = \frac{1}{2} (d + \Delta h - H) \left[d - \frac{H}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \right] - \frac{d^2}{2}$$

$$M_t = \frac{1}{6} (d + \Delta h - H)^2 \left[d - \frac{H}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \right] - \frac{d^3}{6}$$

$$l_t = \frac{M_t}{R_t}$$

BIBLIOGRAFIA

American Petroleum Institute. API Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing, Fixed Offshore Platform: Washington, Ed. 1984

Berteaux, H.O. Buoy Engineering. John Wiley and Sons, New York 1976

Del Moral R y Berenguer J.M. Planificación y Explotación de Puertos Tomos I y II. M.O.P.U. Madrid 1980.

Harvey y Evans J., Adamchak J. Ocean Engineering Structures, MIT. 1972

Komar Paul D. Beach Processes and Sedimentation. Prentice Hall. 1976.

Streeter, Victor , Fluid Mechanics McGraw Hill, 1960

U.S. Army Coastal Engineering y Research Center, Shore Protection Manual, 1984.

Wiegel R.L. Oceanographical Engineering. Prentice Hall. 1964.



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

CURSOS ABIERTOS

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS Y PORTUARIAS

PARTE II .-

INGENIERIA PORTUARIA

- 1.- DIMENSIONAMIENTO PORTUARIO
- 2.- OBRAS INTERIORES
- 3.- PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

ING. JULIO PINDTER VEGA

MANEJO DE CARGA EN LOS PUERTOS	1
CLASIFICACION DE MERCANCIAS	9
EVOLUCION DEL MANEJO DE CARGA SECA	14
CARACTERISTICAS DE LOS BARCOS	16
DIMENSIONAMIENTO PORTUARIO	44
CLASIFICACION DE PUERTOS	49
LAS OPERACIONES EN EL PUERTO	59
ROMPEOLAS	75
REMOLCADORES	115
MUELLES	120
MUELLE DE PILOTE	128
MUELLES DE PILAS	165
MUELLES A BASE DE MURO MILANO	170
INSTALACIONES PARA OPERACION DE BUQUE TANQUES	180
DRAGADO	191

MANEJO DE CARGA EN LOS PUERTOS:

A N T E C E D E N T E S:

A un puerto convergen como mínimo dos modos de transporte.- En lo general son del orden de cuatro; vía marítima, ferrocarril, autotransporte y vías fluviales, otros casos son -- los ductos para el manejo de fluidos.

La coordinación de las operaciones de transbordo de mercancías del sistema de transporte marítimo al terrestre y viceversa, hacen del puerto una entidad compleja, formada por -- fases y subfases, cada una de las cuales tiene una función específica en el transbordo de la carga.

La complejidad es mínima en el caso de mercancías tales como el petróleo, que se bombea por oleoductos con muy poca -- intervención manual y poco uso de equipo de manejo de carga.-

La complejidad máxima se presentará en el caso de carga ó -- descarga de buques de carga general, que pueden estar formados por cientos de paquetes distintos de productos manufacturados ó semielaborados, enviados por un sin número de comerciantes. Algunos de estos bultos pueden ser frágiles; otros pueden ser perjudicados por el calor, el frío o la humedad, muchas mercancías pueden ser de gran valor aumentando el riesgo de hurto; productos agrícolas empaquetados; productos químicos susceptibles a contaminar otras cargas, etc.

La complejidad aumenta cuando se desconoce la fecha del arribo de los buques al puerto, entorpeciendo la coordinación --

con los otros modos de transporte.

En cualquier puerto, el manejo de la carga general fraccionada es bastante más onerosa que la del petróleo ó los minerales.

La importancia de los puertos estriba en su contribución en los costos de terminal marítima, como parte de la cadena del transporte en la distribución de mercancías, que influyen en su precio de venta. El puerto en general y las diversas terminales marítimas en particular representan un eslabón de dicha cadena.

El nivel de los costos de terminal dependen de la eficiencia del puerto y de los salarios que perciben los obreros portuarios. La ineficiencia en un puerto propicia una mayor estadia de los barcos en puerto que se reflejará en un aumento del costo de transporte marítimo.

En los países industriales, aún teniendo puertos relativamente eficientes, los costos salariales son muy elevados, la manera de obtener disminuciones importantes en los gastos del transporte marítimo, es mediante una reducción del monto de la mano de obra en la terminal.

En el caso de manejo de graneles secos, se construyeron buques especializados, en el manejo de petróleo, se utilizan bombas de mayor potencia que reducen el tiempo del barco en puerto. Para

la carga general se inició la unitarización de la carga a fin de manipular bloques de carga mediante el agrupamiento de bultos y paquetes. Para la unitarización de la carga se emplearon tarimas (Pallets) con la carga flejada permitiendo con ello un aumento en el rendimiento, siendo transportados en barcos convencionales de carga general.

Posteriormente para reducir aún más, el costo de la mano de obra, emplearon cajas de determinados tamaños que permitían la unitarización de la carga en grandes bloques. Estas cajas denominadas contenedores, primeramente fueron transportadas en barcos de carga general modificados y alijados y estibados con grúas del propio barco. Este sistema evolucionó y actualmente se cuenta con terminales especializadas para el manejo de contenedores con grúas en tierra y barcos especializados. Este sistema iniciado en los países industriales, se a reflejado en los países como el nuestro que ya cuenta con terminales en los puertos de Lázaro Cárdenas, Mich., Veracruz, Coatzacoalcos, y Salina Cruz.

El establecimiento de terminales para el manejo de contenedores provoca una desocupación, lo que se compensa con la creación de trabajos auxiliares como son, limpieza y fumigación, la reparación de contenedores, etc.

Para que una terminal de contenedores, sea eficiente y económica, se precisa de grandes inversiones en instalaciones es-

ciales, cuya viabilidad económica a de basarse en función del volúmen previsto de carga a manejar y el grado en que esa carga permita el uso de contenedores en ambos sentidos del tráfico, es decir, en importancia y exportación, ya que el tráfico unidireccional acentúa el coeficiente vacío de los equipos.

Para los importadores y exportadores hay la posibilidad de escoger diferentes puertos para el manejo de sus mercancías. Estos puertos pueden hacerse la competencia ó bien trabajar en asociación especializándose cada uno en determinados tipos de carga. La elección del puerto para el manejo de sus mercancías depende de varios factores. El más importante es el costo relativo que supone para los comerciantes el envío de sus mercancías a cada uno de los puertos, con las operaciones de carga y descarga correspondiente. Los costos de transporte pueden guardar una estrecha relación con los costos reales de los medios e instalaciones de transporte, ó bien depender de la fijación de tarifas que se utilice en el sistema de transporte, ya que en este último caso, las líneas navieras, absorven parte del costo del transporte terrestre de las mercancías, en zonas distantes al puerto. En este caso se presenta un traslape de la zona de influencia (zona geográfica de la que reciben y a la que envían mercancías por vía terrestre).

Para el mejoramiento de los puertos, es importante determinar de que manera se distribuyen los beneficios derivados de ese mejoramiento. Aparte de las mejoras obtenidas mediante cambios

administrativos para mejorar el rendimiento es necesario realizar inversiones, las cuales deberán justificarse relacionando el costo y los beneficios directos e indirectos, ya que éstos pueden ir a los navieros en forma de una reducción de las estadias, lo que aumenta la productividad de sus barcos, a los comerciantes en forma de una manipulación más rápida de sus mercancías y una disminución de daños y hurto, también sucede que parte de los beneficios se dirigen fuera del país -- que ha efectuado las mejoras portuarias como por ejemplo; cuando por el puerto pasa tráfico de otros países además del tráfico nacional.

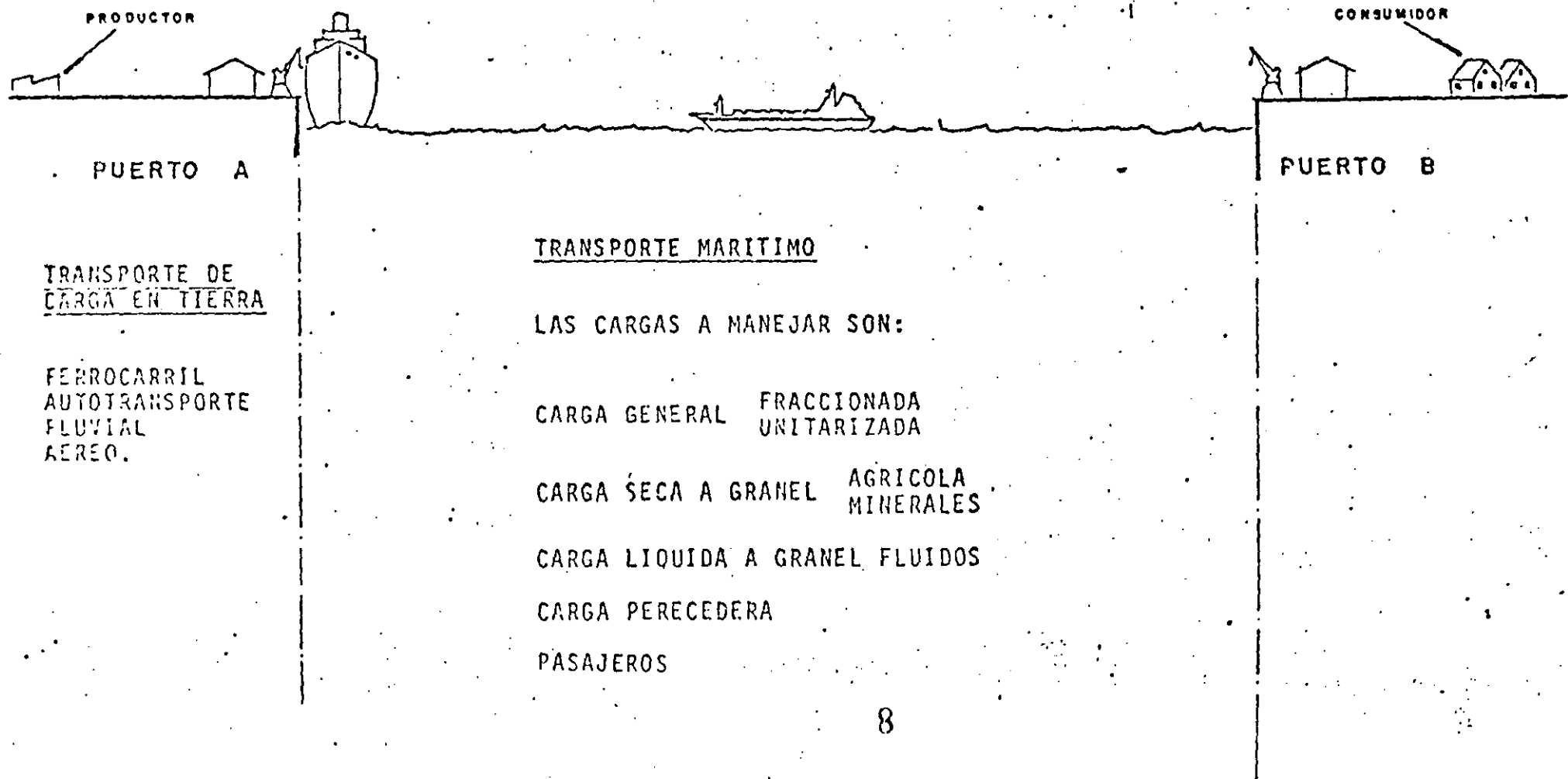
Cuando la carga se transporta en buques cisterna y/o graneleros, ó trámps (sin itinerario fijo), fletados por viaje ó por tiempo, es de esperarse que las mejoras portuarias se reflejen inmediatamente en una disminución de los fletes ó en una reducción de las estadias, las cuales reducen el valor del flete. Cuando el transporte se realiza en gran parte con buques de líneas regulares, por lo general, los beneficios no se reflejan en una disminución del flete a los usuarios nacionales.

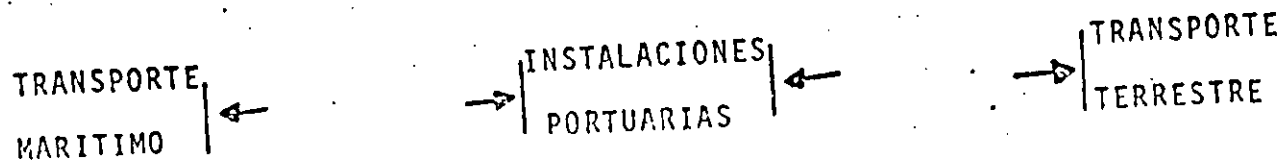
Lo anterior obedece a que las "Conferencias Marítimas" (Agrupaciones de compañías navieras que operan en determinadas rutas) prorratan los fletes para un grupo de puertos. En caso de obtener una reducción del flete de las líneas regulares.-

debido a las mejoras en el puerto éste beneficio se comparte con los puertos extranjeros de la zona, que no han realizado mejoras portuarias.

La máxima eficiencia sería el prestar servicios de puerta a puerta mediante el empleo de los diversos modos de transporte con un solo responsable en el tránsito de la carga. A esto se denomina transporte multimodal internacional, en el caso de las mercancías en tráfico de altura. En México ya existe una empresa nacional de transporte intermodal internacional, la cual se creó para prestar este tipo de servicio.

CADENA DEL COMERCIO INTERNACIONAL MARITIMO.





45 %

35 %

{ 50% MANIOBRAS DE CARGA/DESCARGA
 { 50% DERECHOS PORTUARIOS PILOTAJE, ETC.

20%

COSTO RELATIVO ENTRE TRANSPORTE MARITIMO, COSTOS DE TERMINAL MARITIMA Y TRANSPORTE TERRESTRE. (SEGUN LA ASOCIACION DE CONGRESOS DE NAVEGACION).

CLASIFICACION DE MERCANCIAS

Una clasificación generalizada para las mercancías consiste en denominarlas como naturales e industriales, y a su vez estas pueden ser: minerales, vegetales y animales.

Desde el punto de vista del transporte marítimo y de las instalaciones portuarias existen varias denominaciones entre otras:

- 1.- Por su estado físico.
- 2.- Por la forma de presentación.
- 3.- Cargas peligrosas.
- 4.- Por el peso
- 5.- Por el régimen fiscal.
- 6.- Por su valor.

- 1.- Por su Estado Físico.- Se dividen en sólidos, líquidos y gaseosos. Esta clasificación se refiere a la forma en que serán transportados, es decir que ciertos líquidos ó gases embasados de barriles, bidones ó latas se considerarán cargas sólidas.

Los líquidos y gases transportados a granel, es decir en estado suelto, requieren barcos especiales para transportar por ejemplo; petróleo y sus derivados, miel incristalizable, azufre, etc. dichos barcos presentan problemas de estabilidad transversal lo cual se ha tratado de resolver con la construcción de compartimientos.

- 2.- Por la Forma de Presentación.- Pueden ser a granel o por unidades. Las cargas a granel ó sea en estado suelto, requieren para su transporte marítimo, barcos especiales, en donde el propio barco esta diseñado para contener la mercancía tal como se vio en el punto 1. El mismo producto por ejemplo los graneles agrícolas cuando se transportan ensacados caen en la clasificación de "por unidades" las cuales se tratarán individualmente tanto en la forma de manipulación como fiscal a través de la documentación

que la ampara como es el conocimiento de embarque. Con relación a la carga clasificada como "por unidades", el convenio de Bruselas de 1924 relativa al conocimiento de embarque específica: "El conocimiento de embarque expresará las marcas principales necesarias para la identificación de las mercancías, tal como los haya dado por escrito el cargador antes de dar comienzo a su carga a bordo, con -- tal que las expresadas marcas están impresas o puestas -- claramente en cualquier forma sobre las mercancías no embaladas o en las cajas o embalajes que las contengan, de manera que permanezcan normalmente legibles hasta el término del viaje".

El término embalaje se refiere siempre a la existencia de una envoltura externa, substancialmente independiente de la mercancía en cuanto a la naturaleza de esta, hay bultos que no requieren embalaje por su especial naturaleza (vehículos, unidades de f.c., piezas pesadas, etc.).

3.- Cargas Peligrosas.-

- Explosivas.
- Corrosivas.
- Inflamables.
- Venenosas.

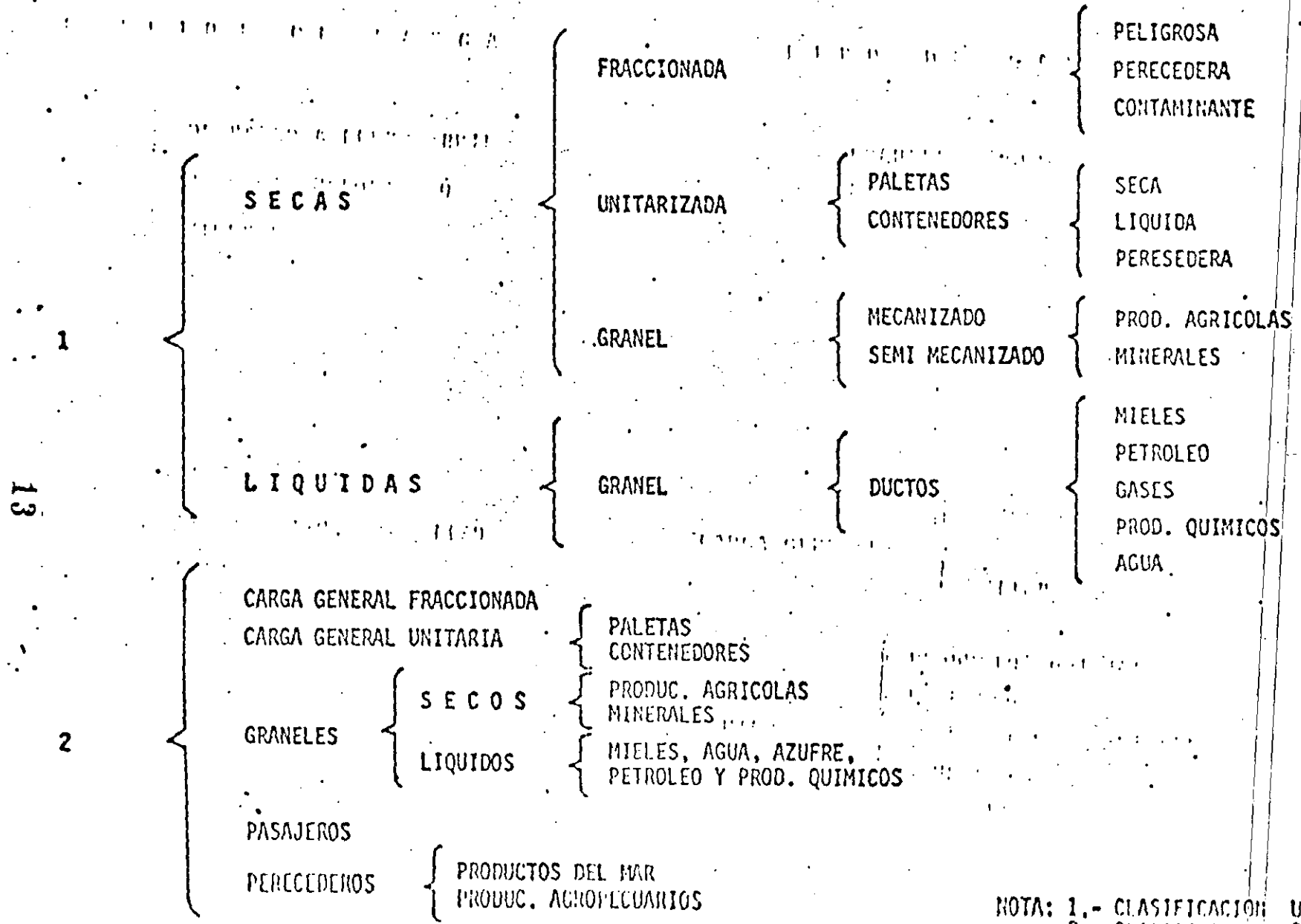
4.- Por el Peso.- En ligeras y pesadas. En las mercancías a granel se toma en cuenta su peso específico. En las mercancías embaladas, por la relación del peso total de contenido y embalaje, al volumen total de la unidad de carga. Esta clasificación es importante para tomar en cuenta la capacidad de las grúas de los barcos y de los equipos disponibles para el manejo de la carga en puerto.

5.- Por el Régimen Fiscal.- De cabotaje, gran cabotaje y altura, de transbordo.

6.- Por su Valor.- carga común y carga de valor, las últimas son tales como: correspondencia, metales preciosos, instrumentos de precisión, productos farmaceuticos, etc. El criterio para definir esta clase de mercancías es el valor declarado en la póliza de seguro. El pago del flete es "Ad valorem".

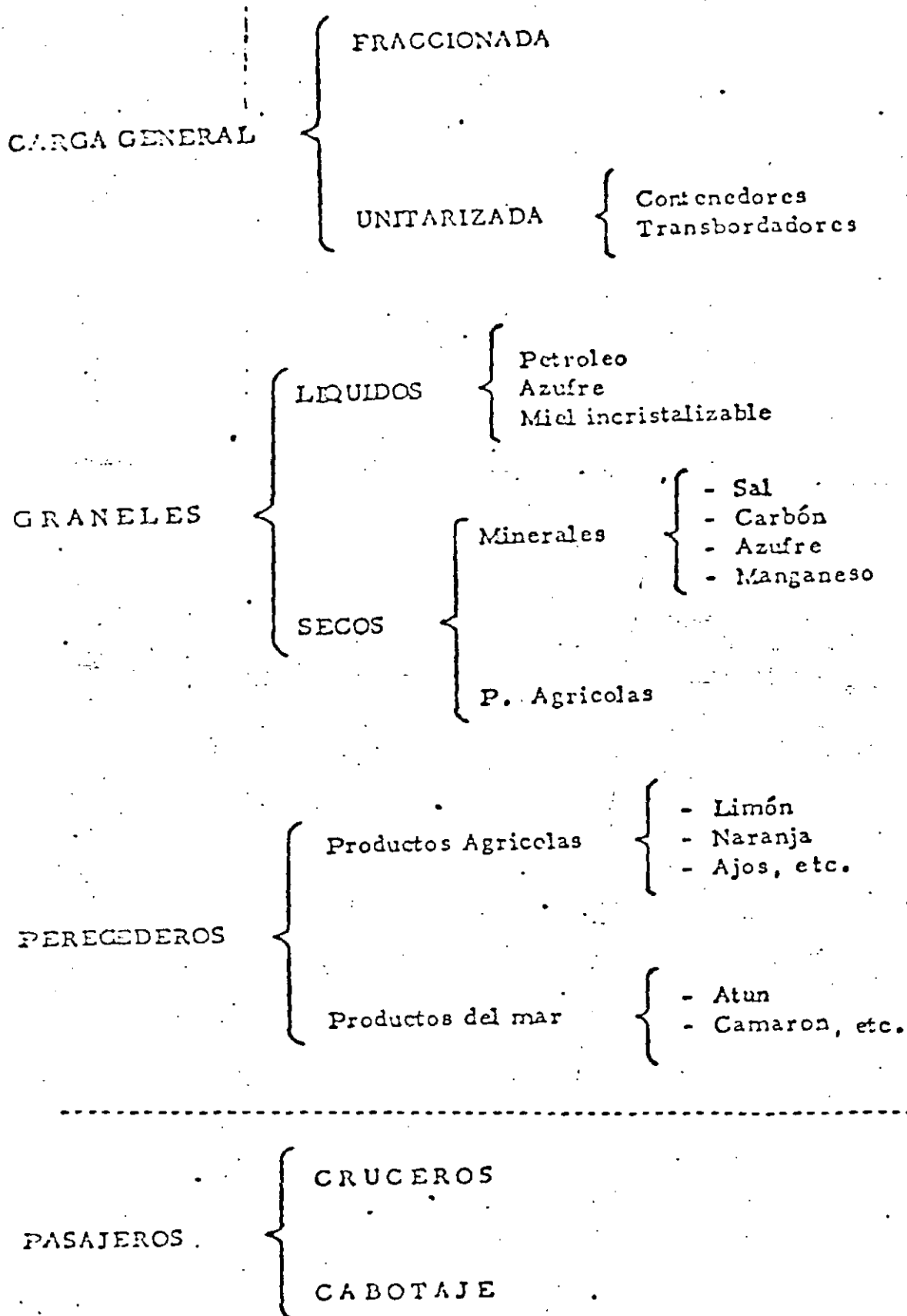
Resumiendo lo anterior, a continuación se presentan dos diagramas de clasificación de cargas.

CLASIFICACION DE CARGAS



NOTA: 1.- CLASIFICACION UNCTAD
 2.- CLASIFICACION S.C.T.

CLASIFICACION DE CARGAS EN LOS PUERTOS

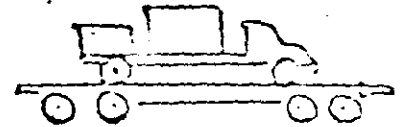


1830-1926 _____



Carga pesada en F.C.

1926-50 _____



Camiones en plataformas de F.C.

1940 _____

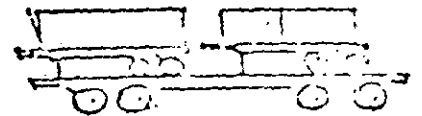


Pallets



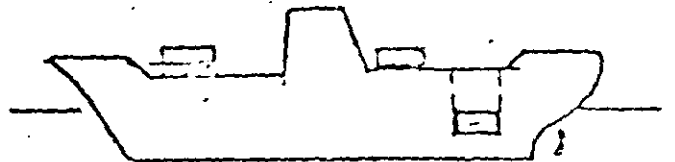
Montacargas

1950 _____



Piggyback

1957 _____



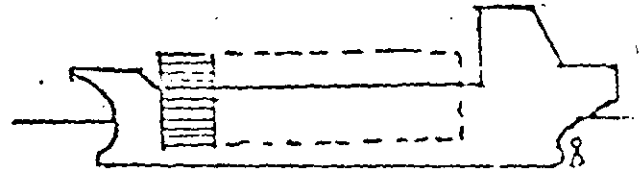
Traylers a bordo

1960 _____



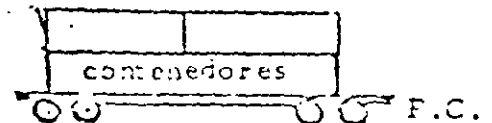
Manejo de contenedores

1965 _____



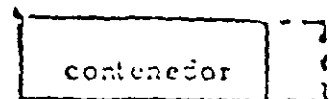
Barcos portac contenedores

1982 _____

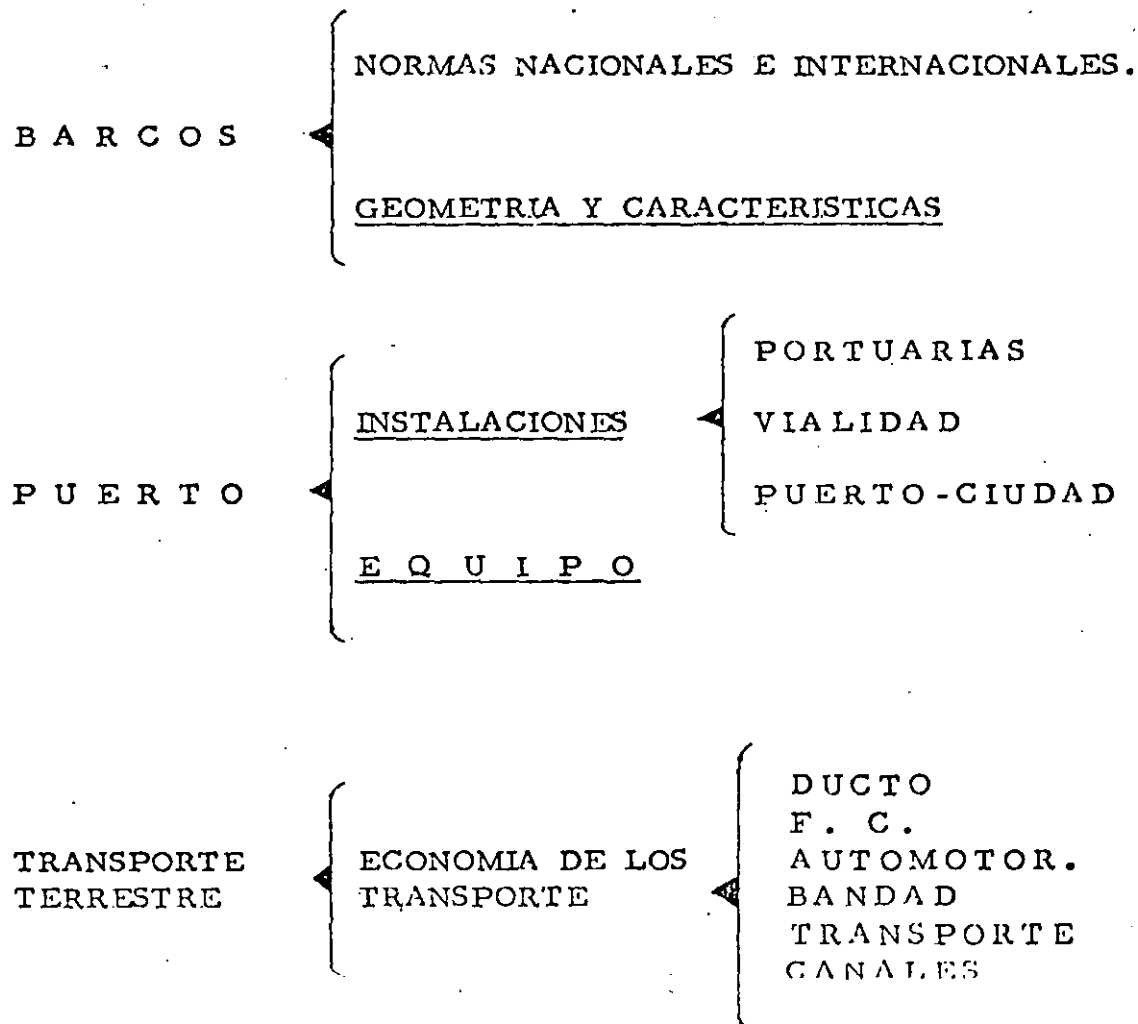


F.C.

1983 _____



ASPECTOS BASICOS DE LA PLANEACION DEL TRANSPORTE INTERMODAL.

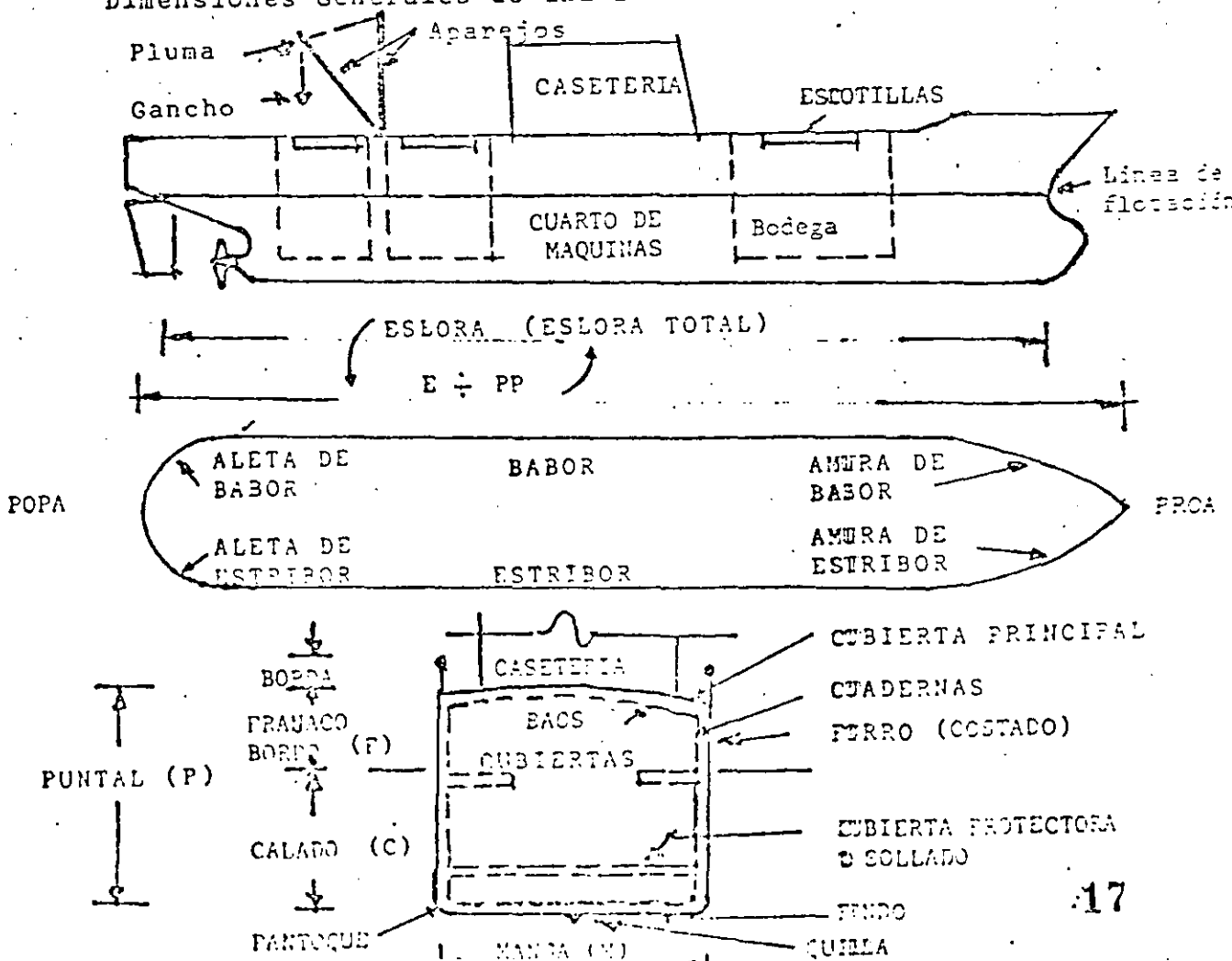


CARACTERISTICAS DE LAS EMBARCACIONES Y SU APLICACION EN LA INGENIERIA PORTUARIA:

La evolución de las naves y el perfeccionamiento tecnológico, propiciado por el incremento del comercio marítimo mundial a partir de los años 50, se ha reflejado en un mayor tamaño y tipo de navios para el transporte específico de carga.

Las características de los barcos, las describiremos para los dos aspectos que interesa al ingeniero portuario. Una para el diseño de puertos y otra para la operación de carga y descarga en puerto.

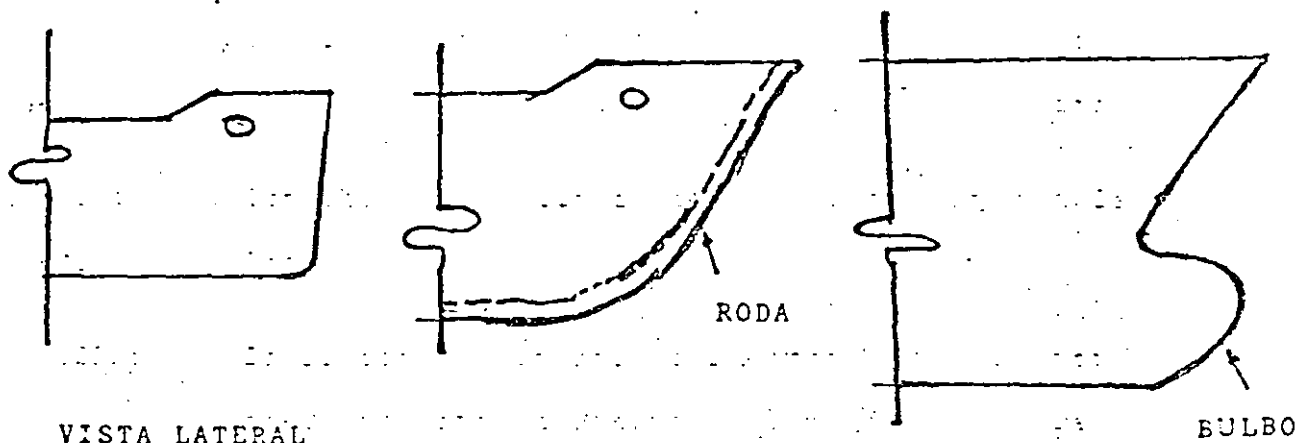
Dimensiones Generales de una Embarcación:



Descripción de las partes principales de una Embarcación:

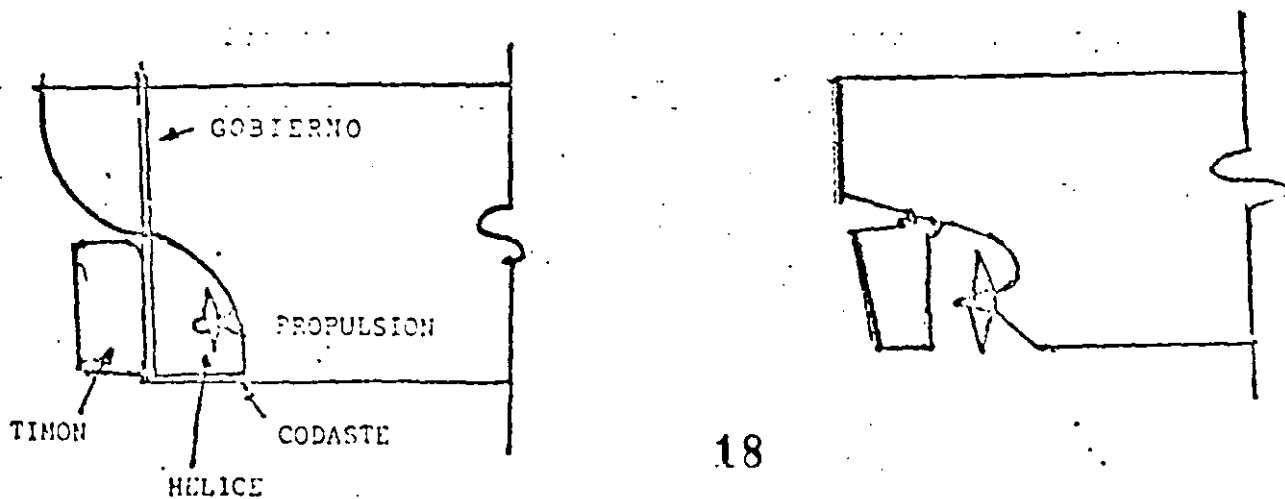
Proa : Es la parte delantera del casco de forma afilada para ofrecer el mínimo de resistencia a el agua.

Su forma a evolucionado de la siguiente manera:



El bulbo que utilizan las embarcaciones modernas es un producto de laboratorio que aumenta la eficiencia hidrodinámica del casco.

Popa : Es la parte posterior del casco con forma y dimensiones tales que faciliten el paso del agua que llena el vacío provocado por el avance del barco y alojar los elementos de gobierno y propulsión. Su evolución la podemos observar en el siguiente croquis.



La parte plana de la Popa facilita la construcción de la nave y reduce la eslora total sin variar la capacidad de carga.

Estribor : Es el costado derecho del casco, considerando al observador viendo de Popa al Proa.

Amura : : Son las partes curvas del casco, proximas a la Proa del barco y serán de Estribor ó de Barbor.

Aleta : : Son las partes curvas del casco proximas a la Popa.

Quilla : Es la parte principal del casco, formada por una pieza robusta de hierro ó acero fundido que corre longitudinalmente y al centro en la parte inferior del casco y que va de Proa a Popa. En sus extremos se levanta la Roda que forma el extremo de Proa y el Codaste que forma la Popa. Sobre la Quilla descansa el conjunto de todas las demas piezas.

Cuadernas: Piezas curvas afirmadas a la Quilla y normales a ella, que dan forma al buque y sostienen el forro. Se denomina Cuaderna Maestra aquella cuyo contorno limita la mayor superficie que corresponde a la denominada sección maestra.

Cúbiertas: Son superficies horizontales, que dividen el interior del barco en varios niveles ó pisos. La superior se denomina principal. La inmediata inferior

se llama habitable y la siguiente "Protectora" - que forma los tanques de agua ó sollado lastre, - en el casco de los buques tanques se tiene única mente la cubierta principal.

Baos : Son piezas horizontales transversales que comple mentan el marco formado por las cuadernas y que sirven para apoyo de las cubiertas.

Línea y Superficie

de Flotación :

Se denomina línea de flotación a la que separa la parte seca de la mojada del casco y plano de flotación al definido por dicha línea.

Dimensiones de una Embarcación:

Eslora Total ó Eslora (E) : Es la máxima distancia entre las caras externas de la Proa y la Popa. Es decir es la máxima longitud del Barco.

Eslora Entre Perpendiculares (E ÷ PP) : Es la máxima distancia entre las caras externas de la Proa y de la Popa, a la altura de la línea de flotación.

Manga (M): Es la máxima dimensión transversal del Buque

Puntal (P): Es la distancia vertical, medida en la sección maestra, entre la Quilla y la cubierta principal.

Calado (C): Es la distancia vertical medida entre el nivel del agua y el borde inferior de la Quilla. Generalmente el Calado en la Popa es mayor que en la Proa. El Calado de Popa es el que se define como Calado de la Embarcación.

El Calado máximo está referido a la línea de flotación a plena carga. El Calado mínimo es el correspondiente a Barco descargado & en lastre.

El Calado se ve afectado por la densidad del agua por lo que los costados del barco, tienen pintados unos diagramas que muestran las marcas desde las cuales se determina el Calado en función de la densidad del agua, por la que navega el Barco.

Los diagramas se denominan "Línea de PLIMSOLL".

Franco Bordo (F).- Es la distancia vertical medida en la sección maestra, entre la línea de flotación a plena carga y la intersección de cubierta principal con el costado de la nave.

Desplazamiento (D).- Es el peso del barco, es decir, el peso del volumen de agua desalojado por el barco, se mide en toneladas métricas.

Desplazamiento en rosca. - es el peso del buque al ser botado al agua, incluye el peso completo del casco con sus accesorios, maquinaria, calderas, turbinas, incluyendo lubricantes y agua.

Desplazamiento en lastre.- Es el peso de la nave, listo para navegar, incluye combustible, agua, lastre, etc. pero sin carga.

Desplazamiento en carga.- Es el peso del barco, listo para navegar y con la máxima carga que es capaz de transportar.

Arqueo.- Es una medida concencional para determinar la capacidad ó volúmen de la nave. La tonelada de arqueo ó tonelada moorson, equivalente al volumen de 100 pies cúbicos, ó 2,832 m³.

Arqueo Bruto ó Tonelaje de Registro Bruto.- Es el volúmen total de los espacios internos de la nave, incluyendo camarotes, despensa, etc. El valor del tonelaje bruto sirve de base para determinar el precio de los barcos, las primas de navegación, los precios de construcción naval, los precios de varado ó carena y el pago de derechos portuarios, para fijar la tripulación reglamentaria, etc.

Arqueo Neto ó Tonelaje Neto de Registro (TONR).- Es el volúmen de la parte del buque destinado a la carga (carga que paga transporte). Se obtiene deduciendo del arqueo bruto, el volúmen de espacios necesarios para el servicio, tales como, alojamientos de tripulación, espacios de máquinas y calderas, etc.. Con respecto al T N R, se pagan derechos portuarios, cruce por canales (PANAMA, SUEZ, ETC.) ta-

rifa de practicaje, estadísticas de navegación, etc.

Capacidad de Carga.- Se define como toneladas de peso muerto -
(T P M).

Peso Muerto, (T P M).- Da una idea aproximada de la capacidad de carga en peso del barco. El peso muerto se compone de la carga, combustible, agua, víveres, lubricantes, efectos de consumo y tripulación .

El peso muerto se obtiene restando el desplazamiento en rosca al desplazamiento total.

Porte.- Es el peso de la carga que transporta la nave.

Porte Bruto.- Es el peso del volúmen de agua desplazada al pasar el barco, de las condiciones de "Desplazamiento en Rosca", a las de desplazamiento en carga, es decir es el peso que es capaz de transportar el buque.

Porte Neto.- Es el peso del desplazado, al pasar el barco de las condiciones "Desplazamiento en Lastre" (incluye dotación de agua, combustibles, víveres, tripulación, etc.), a las de plana carga (desplazamiento en carga). Es decir, es el peso de la "Carga Comercial" que puede transportar la nave.



CERTIFICADO INTERNACIONAL DE FRANCOBORDO (1966) INTERNATIONAL LOAD LINE CERTIFICATE (1966)

Expedido en virtud de las disposiciones del Convenio Internacional de 1966, sobre Líneas de Carga, en nombre del Gobierno de la República de Panamá, por la Lloyd's Register of Shipping.

Issued under the provisions of the International Convention on Load Lines, 1966, under the authority of the Government of the Republic of Panama by Lloyd's Register of Shipping.

Nombre del Buque Name of ship	Número e letras distintivas Distinctive numeral or letters	Puerto de registro Port of Registry	Eslera (L) definida en el artículo 2(B) Length (L) as defined in Article 2 (B)
"GRAY ANTAEUS"	BO 6409	PANAMA	23.906 m.

Francobordo asignado como: *Buque nuevo
Freeboard assigned as: A new ship

Tipo de buque: *Buque Tipo B
Type of ship: Type B

*Tache lo que no corresponda
*Delete whatever is inapplicable

Francobordo medido desde la línea de cubierta

Freeboard from Deck Line

Tropical 263 mm (T)

Tropical

Verano 335 mm (V)

Summer

Invierno 407 mm (I)

Winter

Atlántico Norte Invierno 457 mm (ANI)

Winter North Atlantic

Madera, Tropical mm (MT)

Timber Tropical

Madera, Verano mm (MV)

Timber Summer

Madera, Invierno mm (MI)

Timber Winter

Madera, Atlántico Norte Invierno mm (MANI)

Timber Winter North Atlantic

Situación de la línea de carga

Load Line

72 mm por encima de (V)

above (V)

Borde superior de la línea situado a la altura del centro del anillo
Upper edge of line at the level of centre of ring

72 mm por debajo de (V)

below (V)

122 mm por debajo de (V)

below (V)

mm por encima de (MV)

above (MV)

mm por encima de (V)

above (V)

mm por debajo de (MV)

below (MV)

mm por debajo de (MV)

below (MV)

NOTA: Los francobordos y líneas de carga que no sean aplicables no necesitan ser mencionados en el certificado.

Note: Freeboards and load lines which are not applicable need not be entered in the certificate.

Reducción en agua dulce para todos los francobordos, diferentes del de madera 54 mm

Allowance for fresh water for all freeboards other than timber

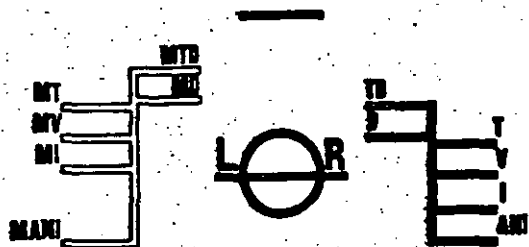
Para el francobordo para madera mm

for timber freeboards

El borde superior de la marca de la línea de cubierta, desde el cual se miden estos francobordos está a 400 mm

The upper edge of the deck line from which these freeboards are measured is

below top of steel upper _____ de la cubierta en el costado.
deck at side



Se certifica que este buque ha sido visitado y que han sido asignados los francobordos y se han marcado las líneas de carga anteriormente indicadas de acuerdo con lo dispuesto en el Convenio Internacional sobre Líneas de Carga de 1966.

This is to certify that this ship has been surveyed and that the freeboards have been assigned and load lines shown above have been marked in accordance with the International Convention on Load Lines, 1966.

Fecha de la visita inicial o periódica
Date of initial or periodical survey

31st October 1983

Este certificado es válido hasta 30th October 1988

This certificate is valid until

Artículo 14 (1) (c) del Convenio.

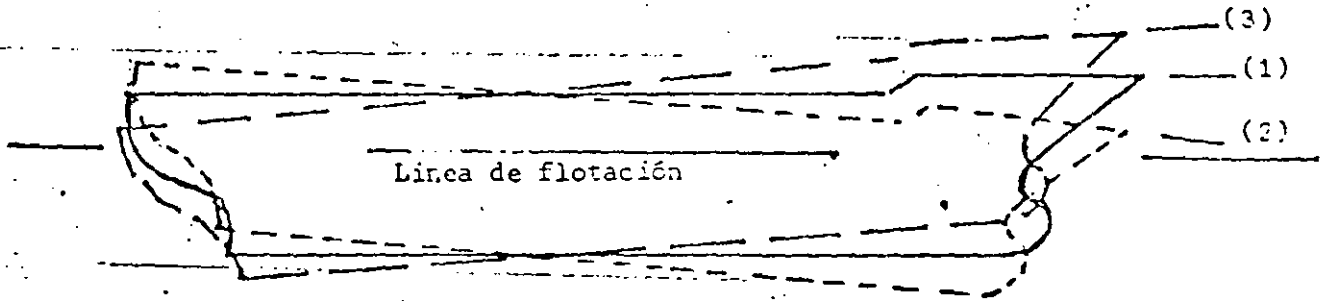
Article 14 (1) (c) of the Convention.

Expedido en Londres el 19th June 1984

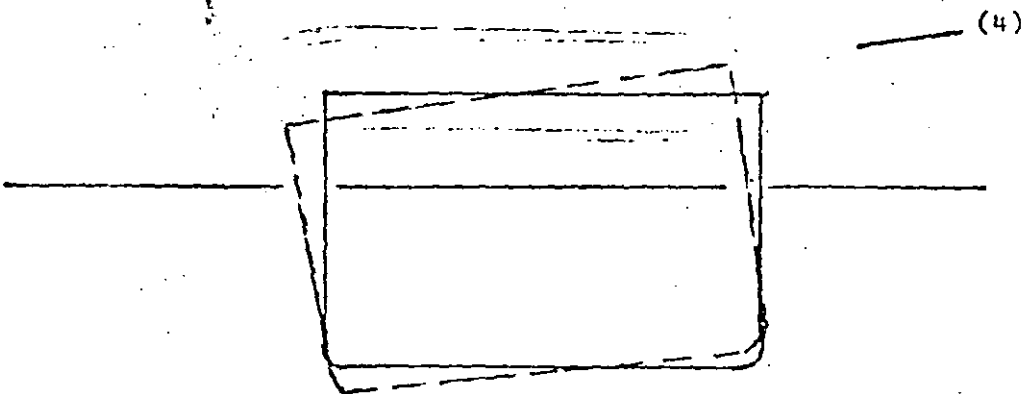
(Fecha de expedición)
(Date of issue)

_____ sometido a inspecciones periódicas de conformidad con el
subject to periodical inspections in accordance with

24

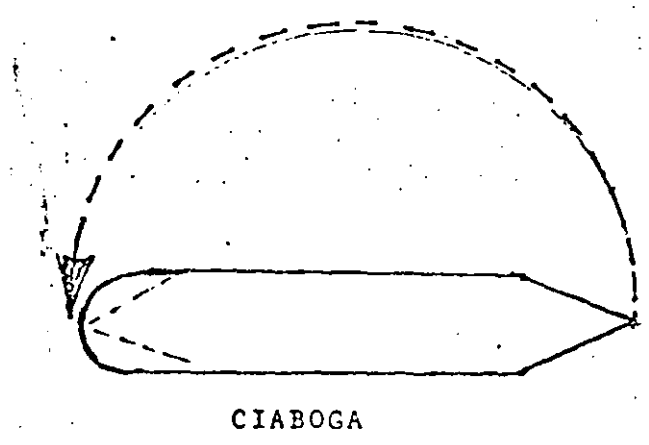
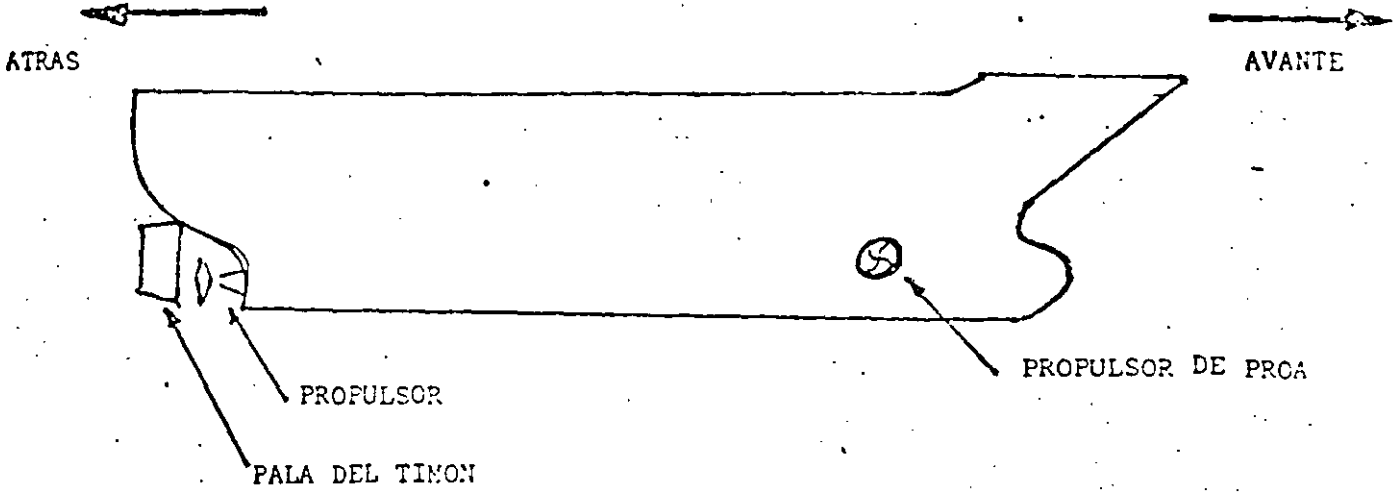


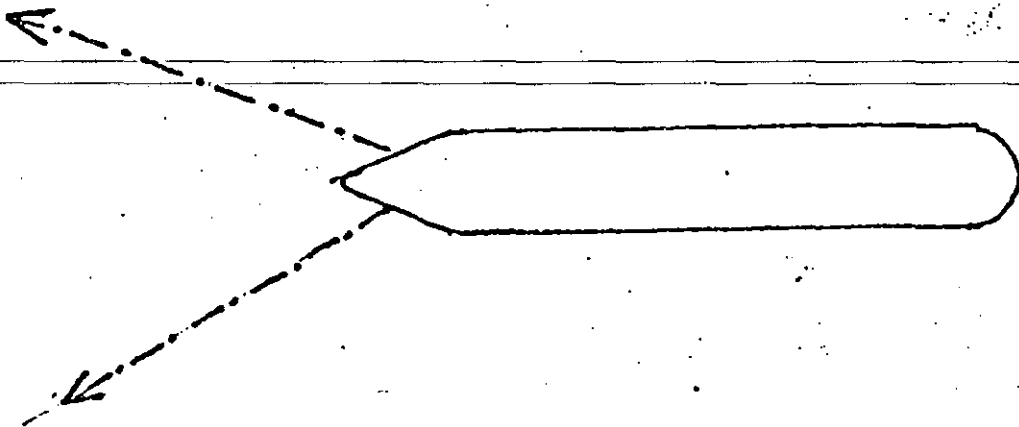
- (1) Adrizado .- Cuando la embarcación tiene el mismo calado en proa y popa.
- (2) Encabuzado .- Cuando la embarcación tiene un mayor calado en proa que en popa.
- (3) Sentaado .- Cuando la embarcación tiene un mayor calado en popa que en proa.



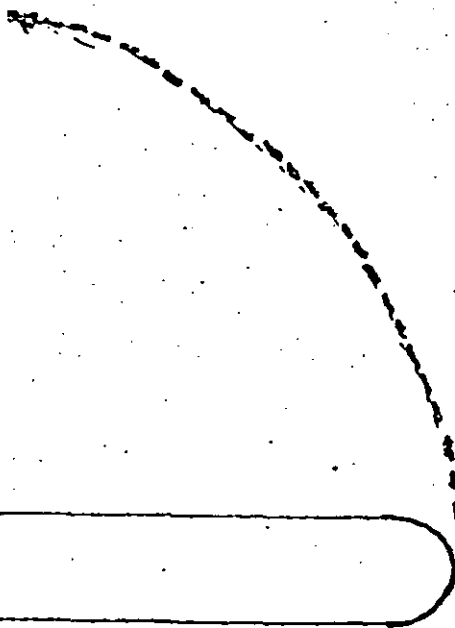
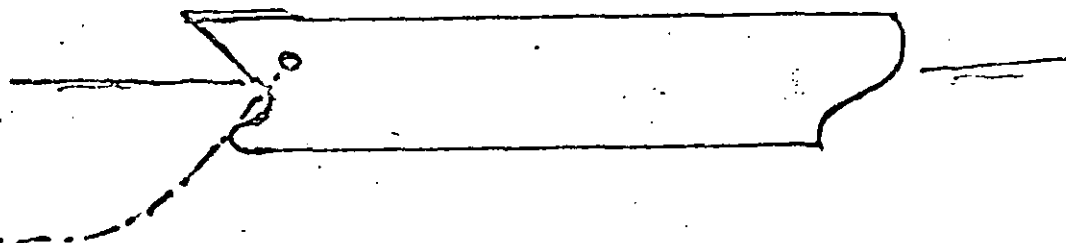
Banda.- Cada una de las mitades del barco, a partir de su eje longitudinal.

- (4) Escorado.- Inclinación que la embarcación puede sufrir hacia la banda de labor o estribor.

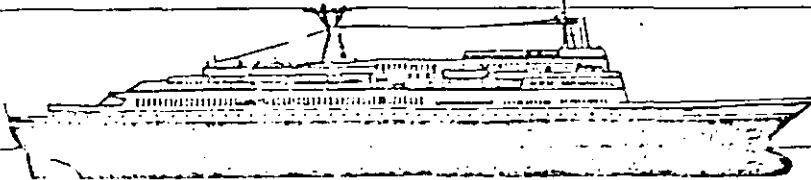
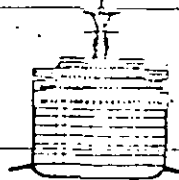
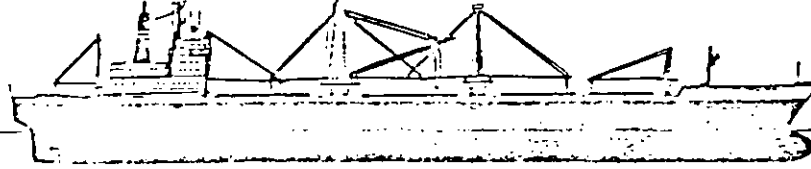

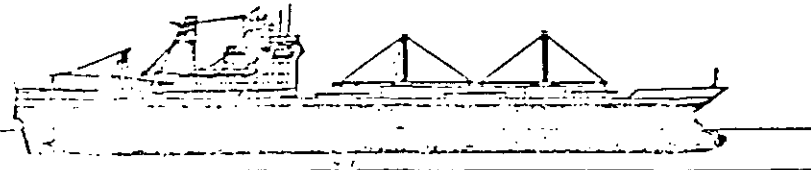

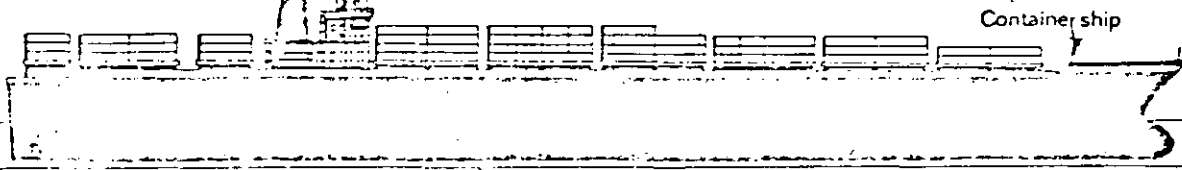
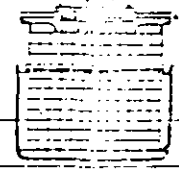
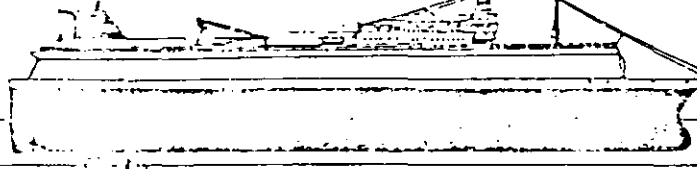
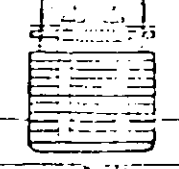
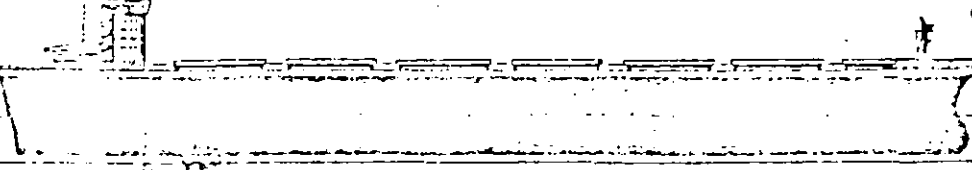
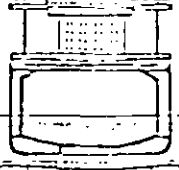
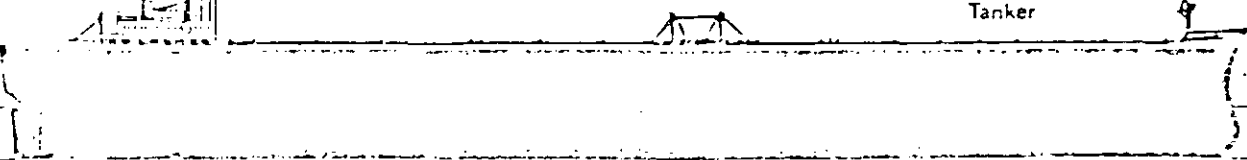
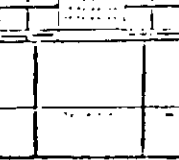




FONDEO CON 2 ANCLAS (A BARBAS DE GATO)



FONDEO CON UN ANCLA (A LA GIRA)

	Passenger ship	
	Motor cargo ship (general cargo ship)	
	Refrigerated ship	
	Container ship	
	Roll-on/roll-off car carrier	
	Ore/bulk-oil carrier	
	Tanker	

CLASIFICACION DE EMBARCACIONES

<u>TIPO DE SERVICIO</u>	<u>POR SU TRAFICO</u>	<u>POR TIPO DE BARCO</u>	<u>POR LA CARGA TRANSPORTADA</u>	<u>POR EL EQUIPO DE MANEJO DE CARGA</u>
LINEA (ITINERARIO FIJO)	ALTURA	DE CARGA GENERAL	DE CARGA MIXTOS PORTA PALETAS	<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="margin-right: 10px;">{</div> <div style="text-align: center;">CARGA PASAJE</div> </div> <div style="margin-left: 10px;"> CONVENCIONAL CON PLUMA REAL </div>
		PARA CARGA UNITARIA	TRANSBORDO POR RODADURA- TRANSBORDADORES (ROOL ON ROLL OF)	<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="margin-right: 10px;">{</div> <div style="text-align: center;">CON RAMPA SIN RAMPA</div> </div>
		GRANELEROS	PORTA-CONTENEDORES (LIFTON/ LIFTOF)	<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="margin-right: 10px;">{</div> <div style="text-align: center;">CON GRUAS A BORDO (1º Y 2º- GENERACION</div> </div>
CABOTAJE		PASAJEROS	PORTA BARCAZAS	<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="margin-right: 10px;">{</div> <div style="text-align: center;">LASH SEA BEE</div> </div> <div style="margin-left: 10px;">SIN GRUAS (2º Y 3º GENERACION)</div>
		PESQUEROS		
TRAMPA (S/ITINERARIO)	GRAN CABOTAJE	PERECEDEROS		

FLETE MARITIMO.

El flete (costo del transporte) en el caso del marítimo, - depende de multiples factores, dentro de los cuales influyen en una parte importante el costo del barco, las distancias del transporte, la posibilidad de utilización de grandes barcos, el transporte de mercancías de ida y vuelta y la situación del mercado de fletes.

Para determinar las características del barco óptimo para un transporte de carga determinado, influye la distancia a recorrer, el volúmen anual a transportar, profundidad en la terminal, etc. Para dar una idea del costo del transporte se podrá observar la siguiente gráfica, nos proporciona el costo del transporte marítimo (viaje redondo) de acuerdo con la capacidad de la embarcación utilizada.

Los armadores, o propietarios de las embarcaciones obtienen el nivel de los fletes tomando en cuenta, entre otros factores, el valor de construcción de embarcaciones, los cuales para dar una idea, a continuación se mencionan, a precios de 1973.

Las estadías en puerto de una embarcación también influye en la fijación de los fletes marfimos, a continuación se indican las tasas de renta diaria de algunas embarcaciones -- (datos de 1973).

BARCOS GRANELEROS: (BULK CARRIER)

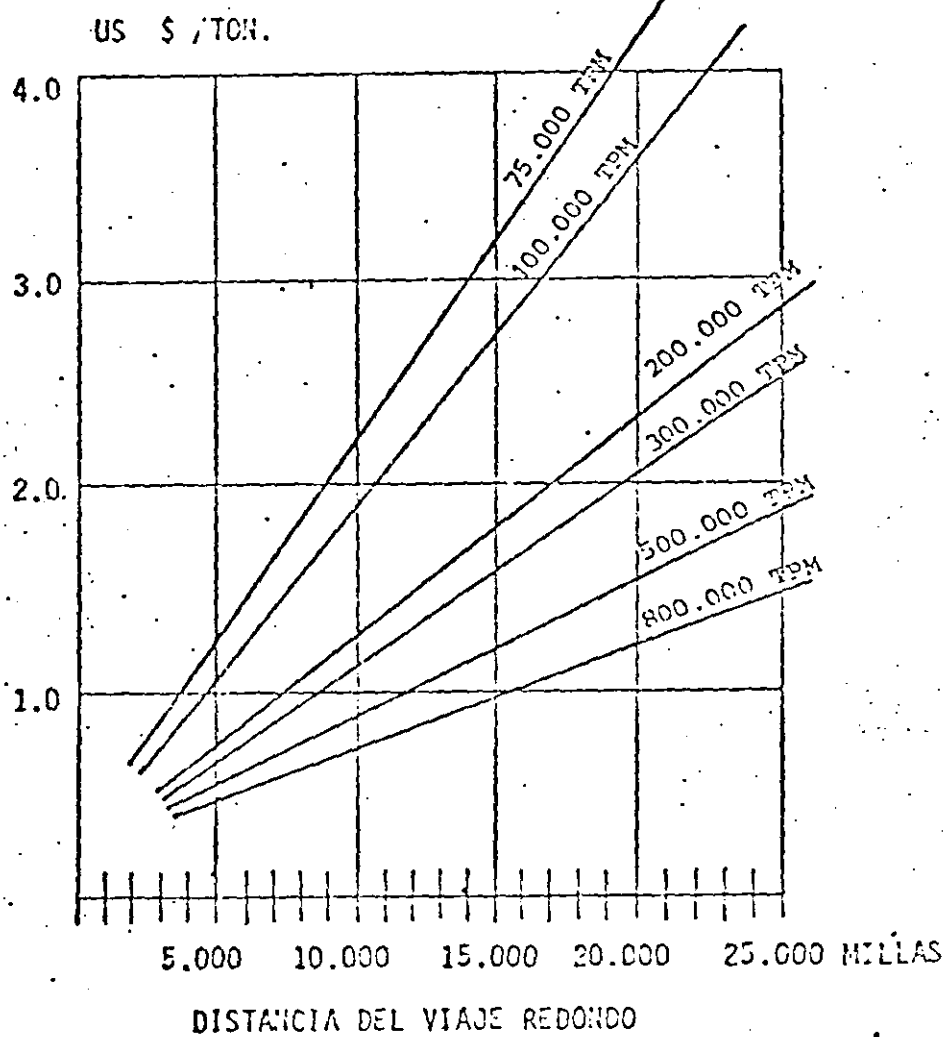
Estos barcos se clasifican principalmente en mineraleros y para graneles agrícolas.

Los mineraleros han evolucionado hasta llegar actualmente las 300,000 TPM y requieren instalaciones especializadas -- para las operaciones de carga y/o descarga en puerto.

En varios países se han establecido siderúrgicas en zonas portuarias para aprovechar la economía de escala que representa la utilización de barcos de gran porte. En el caso de México se tiene previsto recibir barcos de 100,000 TPM, en Lázaro Cárdenas, aunque actualmente arriban de 70,000. En el puerto proyectado del Ostión, se pretende construir muelles para barcos de 100/150,000 TPM.

Los barcos para graneles agrícolas requieren también instalaciones especializadas para sus operaciones en puerto. -- Cuando se utilizan las terminales de carga general para la carga/descarga, se emplean barcos de hasta 30000 TPM. Cuando se cuenta con instalaciones especializadas con muelles y silos, se puede emplear embarcaciones de 40/50000 Ton.. En México operan terminales graneleras en el puerto de Veracruz, con 12 m. de profundidad, en Guyamas con 10 m. y ---- aproximadamente en Lázaro Cárdenas con 14 m. de profundidad.

COSTOS DE TRANSPORTE DE PETROLEO



(J.B. PARGA)

NOTA: Los valores son indicativos.

Para profundidades del orden de los 6 m. en puertos fluviales, operan barcazas de 10/25000 TPM auto-descargables o sin equipo a bordo, que permiten el manejo de granos con una alta eficiencia y que se utilizan en distintas medidas como entre el Misisipi y Tampico, Tuxpan y Alvarado.

Otro tipo de barco para cargas a granel, son los barcos termo para el transporte; por ejemplo: de azufre líquido, cuyas operaciones son a altas temperaturas. México exporta en esta forma parte del azufre vía puerto de Coatzacoalcos.

Cuando los países importadores no cuentan con instalaciones adecuadas para la recepción de este tipo de barcos, el azufre se transporta en graneleros convencionales de granel seco.

Evolución de la Flota Mundial de Graneleros (Sólidos)

Para el transporte de productos agrícolas se utilizan graneleros que comúnmente se les denomina "Graneleros". Para el granel mineral se denominan "Mineraleros". Estos últimos pueden ser mineraleros "puros" o combinados es decir que pueden transportar minerales en un sentido del tráfico y regresar con petróleo, con el objeto de obtener flete. A este tipo de barcos se les denomina por las siglas OBO (Ore - Bulk - Oil)

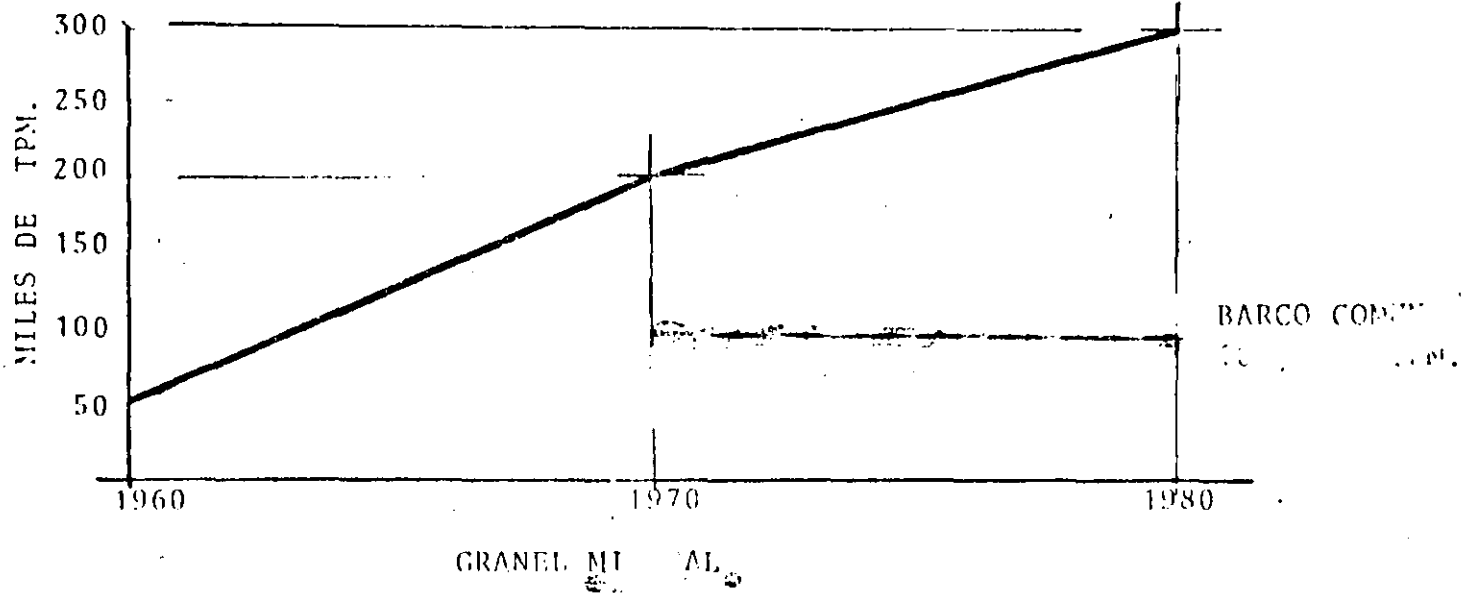
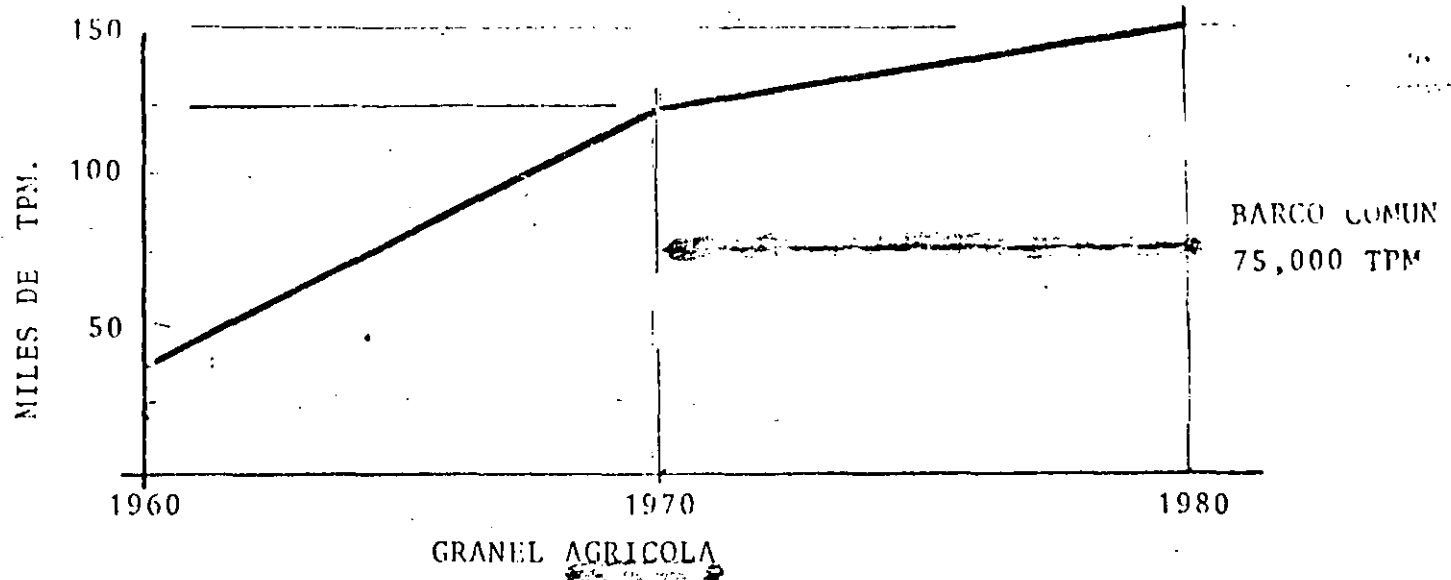
Años	Graneleros		O B O	
	Núm.	T.R.B. (en Millones)	Núm.	T.R.B. (en Millones)
1970	2.321	38,3	207	8,3
1972	2.754	48,4	294	15,1
1973	2.954	53,1	349	19,5
1975	3.308	61,8	407	23,7
1976	3.513	66,7	419	25,0
1977	3.887	74,8	426	26,1

La tendencia de los buques graneleros es de aumentar sus dimensiones dado que el costo del transporte se reduce al emplear embarcaciones de gran porte, no obstante el aumento en el costo de instalaciones en puerto.

B A R C O S G R A N E L E R O S

<u>PESO MUERTO (TON)</u>	<u>DESPLAZA MIENTO (TONS)</u>	<u>ESLORA (m.)</u>	<u>MANGA (m.)</u>	<u>PUNTAL (m.)</u>	<u>CALADO (m.)</u>
1,000	1,333	61	8.9	4.8	4.3
2,000	2,667	77	11.1	6.0	5.1
3,000	4,000	88	12.7	6.8	5.7
4,000	5,333	96	13.9	7.5	6.1
5,000	6,667	104	14.9	8.1	6.5
6,000	8,000	118	16.8	8.3	6.9
8,000	10,667	130	17.6	9.5	7.4
10,000	13,333	140	18.5	10.5	7.9
12,000	16,000	150	19.4	11.2	8.5
15,000	20,000	149	21.3	11.5	8.6
20,000	26,667	164	23.4	12.7	9.2
25,000	33,333	176	25.1	13.6	9.8
30,000	40,000	187	26.6	14.4	10.3
40,000	53,333	206	29.2	15.9	11.0
50,000	66,667	222	31.4	17.1	11.7
60,000	80,000	235	33.3	18.1	12.3
70,000	93,333	248	35.0	19.0	12.8
80,000	106,667	259	36.6	19.9	13.2
100,000	133,333	278	39.3	21.4	14.0
150,000	200,000	300	45.0	25.0	16.0
200,000	266,667	315	50.0	28.0	18.0
250,000	333,333	330	53.5	30.0	20.5

EVOLUCION DE TONELAJE DE BARCOS



BARCOS TANQUE.

~~La tendencia de tamaño de éstos barcos quedo en la ingeniería del detalle de barcos de 1 000 000 TPM., con la apertura del canal de Suez en 1970 propicio la estabilización en el tamaño a 500,000 TPM.. El barco tipo mundial mas comun en esta época es del orden de 250,000 TPM.~~

Debido a que la evolución en el tamaño de los tanques a ido por delante de los puertos se ha diseñado un sistema a base de manoboyas para la carga y descarga de este tipo de barcos en mar abierto. La evolución de los tanques de 100,000 a -- 500,000 TOPM., se desarrolló en una década; una monoboya con siderada una instalación provisional, requiere de 8 a 12 me ses para su inicio de operaciones mientras que un puerto pa ra barcos de 250,000 TPM., requiere en terminos generales de 8 a 10 años para su planeación y construcción. En México -- existen monoboyas para 250,000 TPM., en Coatzacoalcos, Dos Bocas y Salina Cruz, en un futuro se contará con puertos ade cuados en Dos Bocas y Salina Cruz.

Para el gran cabotaje, vía canal de Panama para efectuar trá fico entre las costas del Golfo de México y y el Pacífico, - se emplean barcos tanque denominados "Panamax" con 70/30000- TPM. como máximo.

Los buques tanque requieren para navegar con seguridad de 1/3 de su capacidad de carga ó peso muerto y sus bombas para carga/descarga tienen una capacidad de 1/2 de su capacidad por - hora.

Existen barcos con lastre limpio ó segregado y sucio, en los primeros el lastre (agua de mar) esta alojado en tanques específicos para este fin. Los segundos utilizan los tanques donde se transporta el producto, lo que da la denominación de lastre sucio y se requerirá contar con instalaciones para el deslastre en puerto o en monoboya en los puertos de países exportadores de productos petroleros. Estas instalaciones consisten en tuberías de conducción y fojas de deslastre en las cuales se recupera el aceite contenido en el agua de lastre.

Existen barcos mixtos denominados O.B.O. (ore, Bulk, Oil) - que transportan ya sea petroleo ó minerales para aprovechar los viajes de ida y regreso cuando es necesario, por ejemplo: exportar petroleo e importar carbón, con lo cual se obtiene una gran economía en fletes marítimos.

20

Evolución de la Flota Mundial de Graneles Líquidos.

La carga generalmente transportada de este grupo, es el petroleo y sus derivados. La denominación de este tipo de naves es buquetanque ó petrolero.

En los años 40's el barco tipo era del orden de las 15,000 T.P.M.

En los 50's de 50,000 T.P.M. . A partir de 1960 se inicia la construcción de grandes petroleros, tales como:

1966.- "Tokyo Maru" de 151,252 T.P.M.

1968.- "Universe Ireland" de 326,585 T.P.M.

----- .- E = 346 m. ; M = 53.3 m. C = 24.8 m.

1975.- "Globtik London; de 483,939 T.P.M.

.-E = 360 m; M = 62 m. ; C = 28 m.

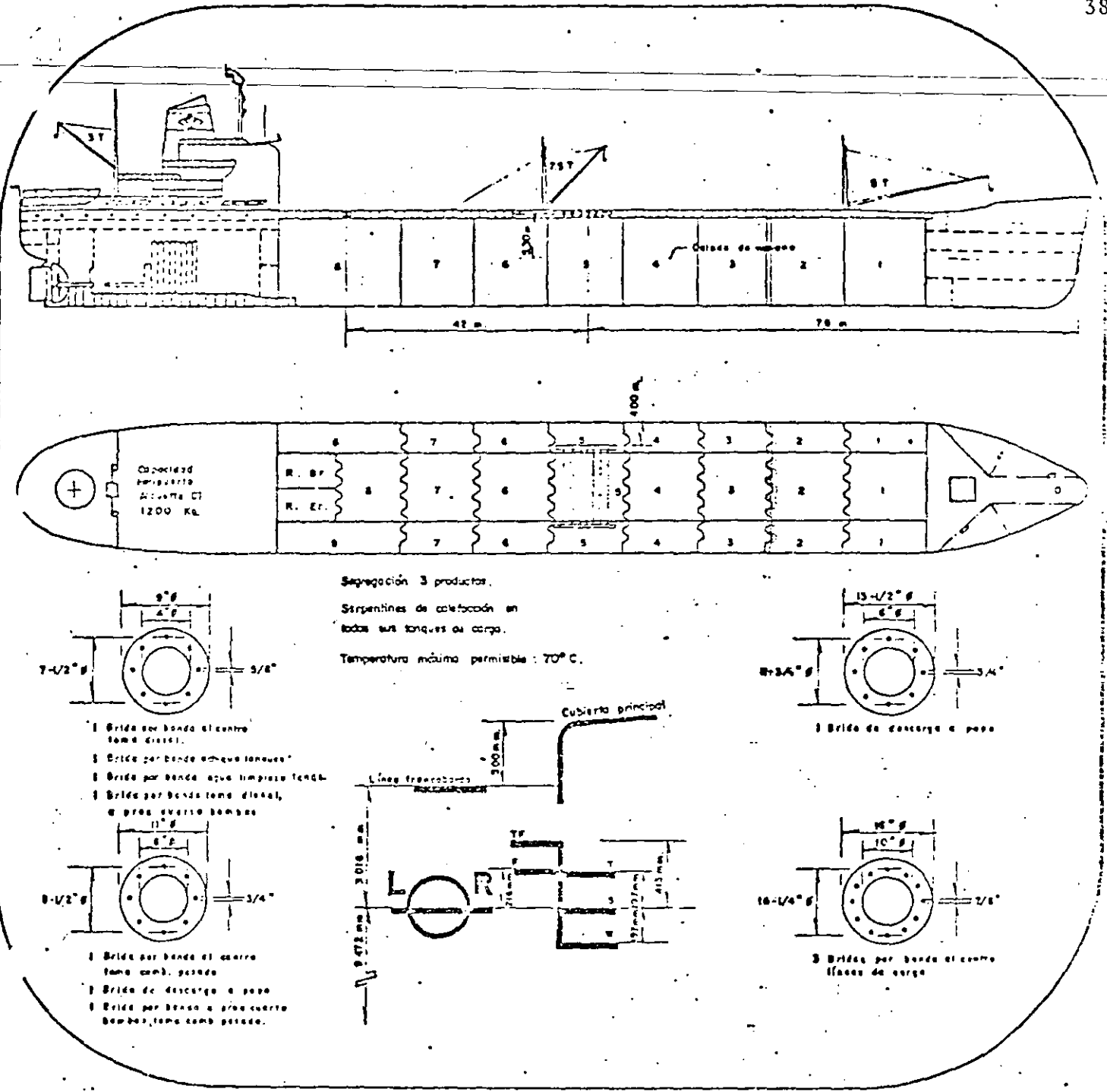
La flota mundial de tanques y barcos especializados para el transporte de gas licuado y productos químicos es como sigue:

Años	Tanques		Gas Licuado	
	Núm.	T.R.B. (En Millones)	Núm.	T.R.B. (en Millones)
1970	6.103	86,1	504	1,8
1972	6.462	105,1	582	2,4
1973	6.607	115,4	624	2,9
1975	7.024	150,1	858	4,0
1976	7.020	168,1	920	4,7
1977	6.912	174,1	985	6,2

El incremento notable en este tipo de barcos no ha correspondido a la construcción de puertos de aguas profundas, por lo que

se ha tenido que idear instalaciones alejadas de la costa, tales como las monoboyas que permiten la carga/descarga de este tipo de barcos.

A la fecha este tipo de barco se ha estabilizado en medio millón de T.P.M. para los de mayor tamaño y el de 200,000 a -- 350,000 T.P.M. como el optimo operacionalmente.

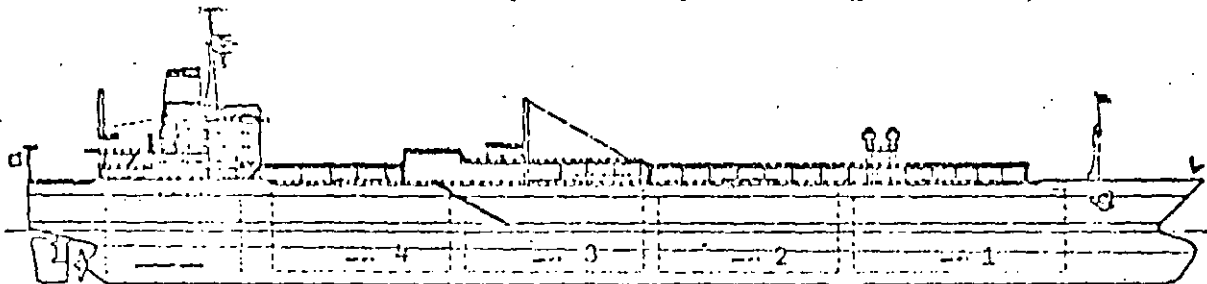


INDEPENDENCIA

DIMENSIONES:

ESLORA TOTAL:	170.61 m.	=	559' 4 7/16"
ESLORA + Pp.	164.00 m.	=	537' 8 7/16"
MANGA:	22.05 m.	=	72' 3 1/2"
PUNTAL:	12.95 m.	=	42' 4 7/16"
CALADO DE VERANO:	9.47 m.	=	31'

Características de un barco para transporte de gas de 53,400 m³.



DIRECCION GENERAL: El barco está diseñado para el transporte de gas licuado, y amoniaco. Cuenta con cuatro tanques de carga, diseñados para soportar temperaturas de hasta - 48°C

CARACTERISTICAS PRINCIPALES: Eslora: 216.50 m.; Manga: 32.25 m.; Puntal: 18.40 m.; Calado en Carga con gas propano: 9.82 m.; Con amoniaco: 10.74 m.; Velocidad con carga de propano: 18 nudos.

CAPACIDAD DE CARGA: Volumen Total: 52,800 m³. ; Tanque N° 1: 12,730 m³. ; Tanque N° 2: 13,590 m³.
Tanque N° 4: 12,890 m³.

MAQUINAS: Propulsión: 20,300 HP. a 122 r.p.m.; Auxiliares: Planta de luz 3800 KW, caldera para vapor.

OPERACION DE CARGA Y/O DESCARGA: Diseñado para transportar gas licuado tal como: butadieno, propano, amoniaco; en cuatro tanques a la presión atmosférica. Cuenta con dos sistemas de tubería para la carga de dos productos diferentes en tanques Nos. 1 y 3 en los 2 y 4. Así mismo cuenta con dos bombas sumergibles en cada tanque, las cuales permiten efectuar la descarga en 18 hrs.

La carga y descarga se realiza a control remoto y con monitores localizados en la caseta de control del muelle.

ESPACIAMIENTOS HABITABLES: Cuenta con 36 camarotes, incluyendo 11 oficiales.

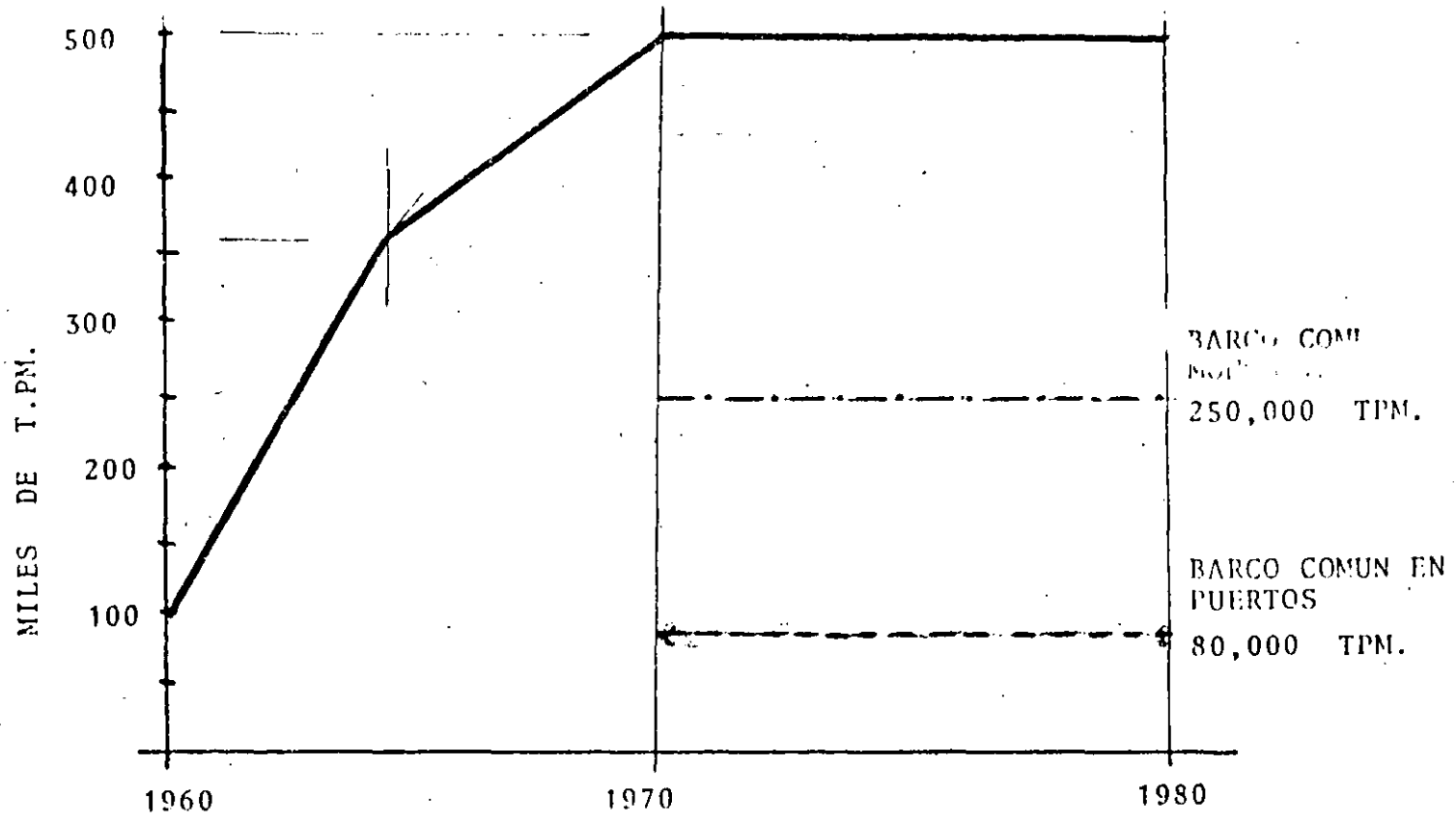
BUQUE TANQUES

<u>PESO MUERTO (TON)</u>	<u>DESPLAZA MIENTO (TONS)</u>	<u>ESLORA (m.)</u>	<u>MANGA (m.)</u>	<u>PUNTAL (m.)</u>	<u>CALADO (m.)</u>
5,000	6,667	103	15.1	7.8	6.5
6,000	8,000	110	16.0	8.2	6.9
7,000	9,331	116	16.8	8.7	7.2
8,000	10,667	126	15.7	9.0	7.4
10,000	13,333	140	17.2	9.8	7.9
12,000	16,000	150	18.4	10.4	8.3
15,000	20,000	163	20.0	11.2	8.8
17,000	22,667	170	21.0	11.7	9.1
20,000	26,667	164	23.7	12.3	9.5
25,000	33,333	176	25.5	13.3	10.1
30,000	40,000	187	27.1	14.1	10.6
35,000	46,667	197	28.5	14.8	11.1
40,000	53,333	206	29.7	15.5	11.5
45,000	60,000	223	30.5	15.2	11.2
50,000	66,667	222	32.0	16.7	12.2
60,000	80,000	236	34.0	17.8	12.8
65,000	86,667	250	34.0	18.0	13.3
70,000	93,333	248	35.7	18.7	13.4
80,000	106,640	260	37.3	19.6	13.9
85,000	113,333	260	38.1	18.7	14.0
100,000	133,333	280	40.1	21.1	14.8
120,000	160,000	297	42.6	22.4	15.5
150,000	200,000	320	45.8	24.1	16.5
200,000	272,000	326	49.8	23.2	17.7
250,000	333,333	338	51.8	26.7	20.6

$$\frac{D}{TRB} = 2.1$$

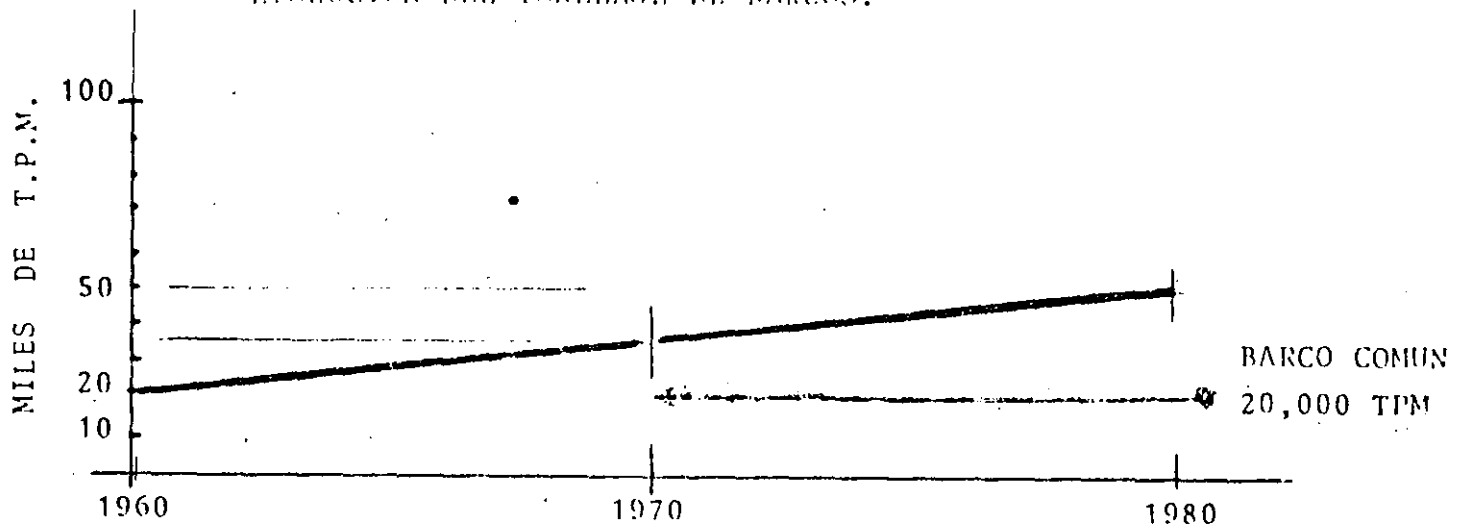
$$\frac{D}{PM} = 1.3$$

$$\frac{PM}{TRB} = 1.6 \quad (\text{FLOTA PEMEX})$$

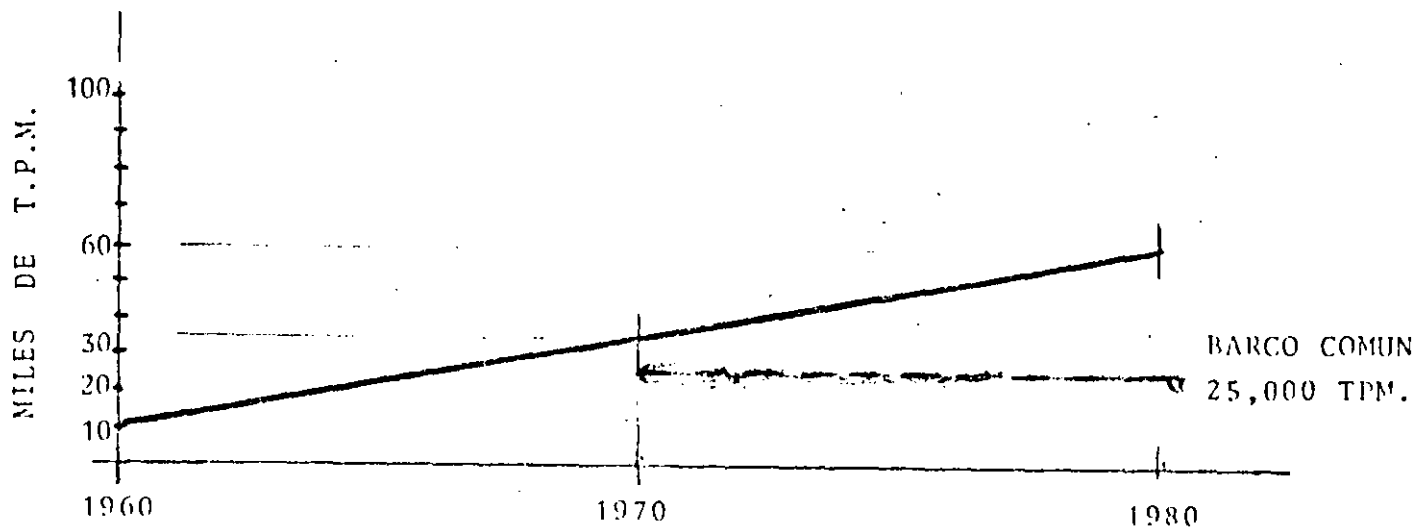


EVOLUCION DE BUQUE-TANQUES

EVOLUCION DEL TONELAJE DE BARCOS.



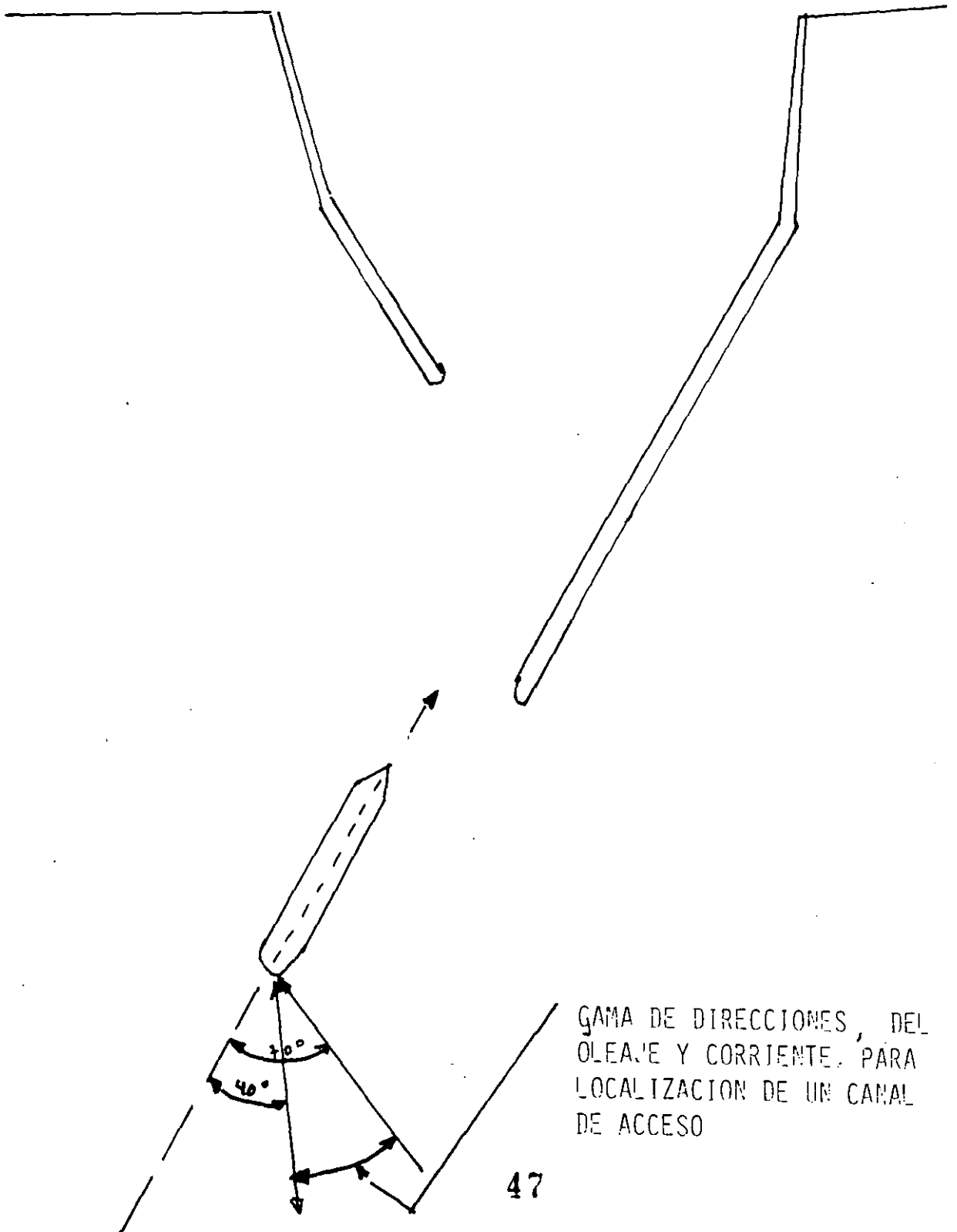
BARCOS DE CARGA GENERAL.



BARCOS PORTACONTENEDORES.

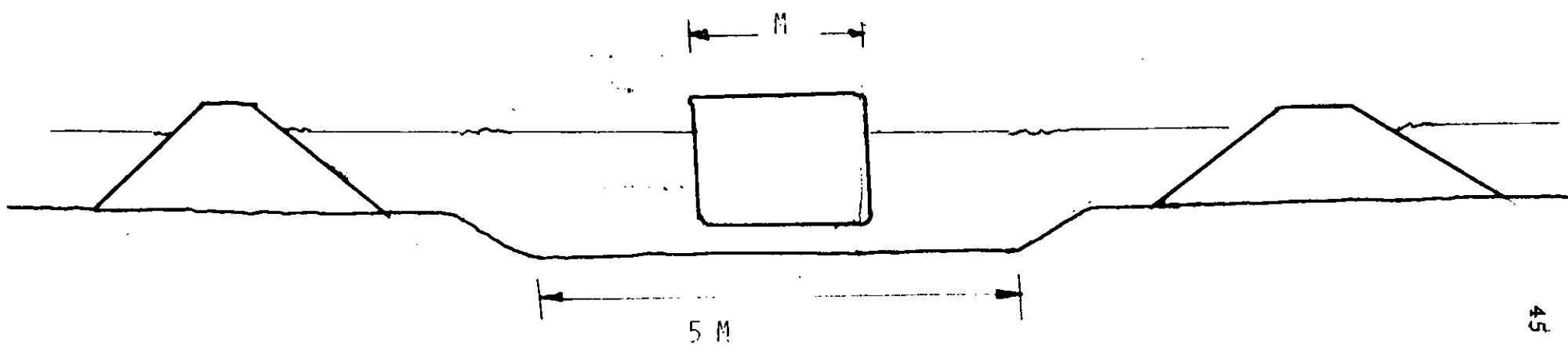
DIVERSOS TIPOS DE ESTADIA DE BARCOS

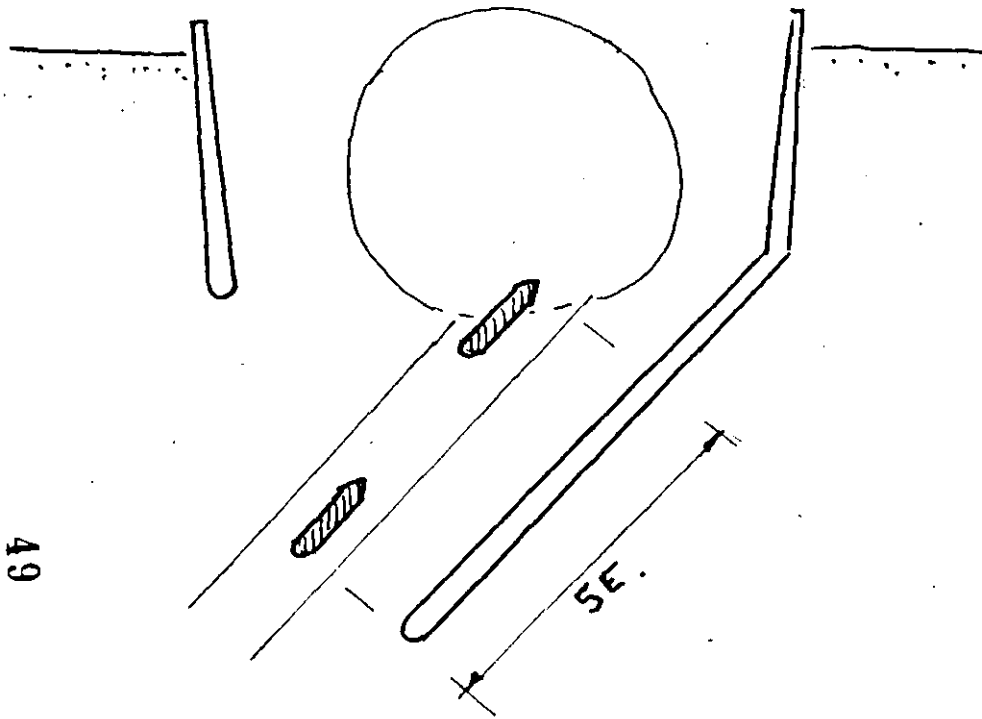
<u>CARGA GENERAL</u>	10 - 15,000 T.P.M.;	U.S. \$ 8000 / DIA
<u>GRANELEROS</u>	50 000 T.P.M.;	13,500 / DIA
<u>PORTACONTENEDORES</u>	15,000 T.P.M.;	16,000 / DIA



CANALES DE ACCESO

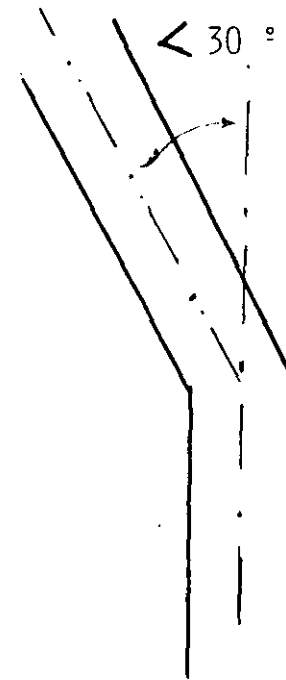
DOBLE CIRCULACION: 8 MANGAS
UNA CIRCULACION: 5
CORRIENTES < 2 - 3 NUDOS
VIENTOS TRANSVERSALES < 35 - 55 KM/HORA





49

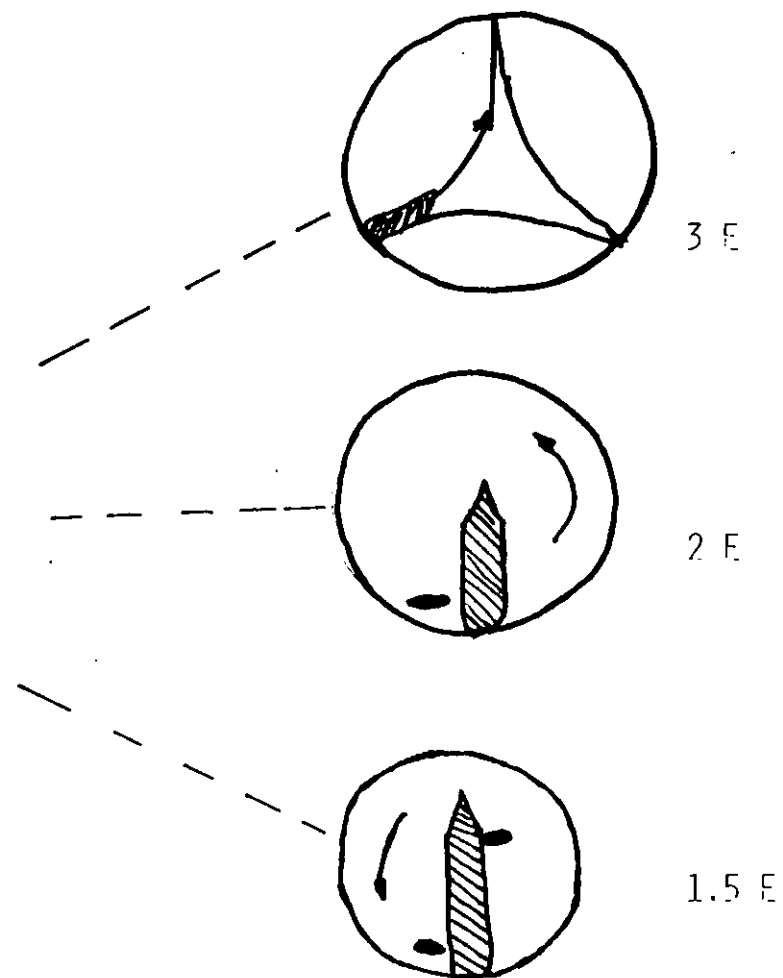
DISTANCIA DE FRENADO DE
EMBARCACIONES

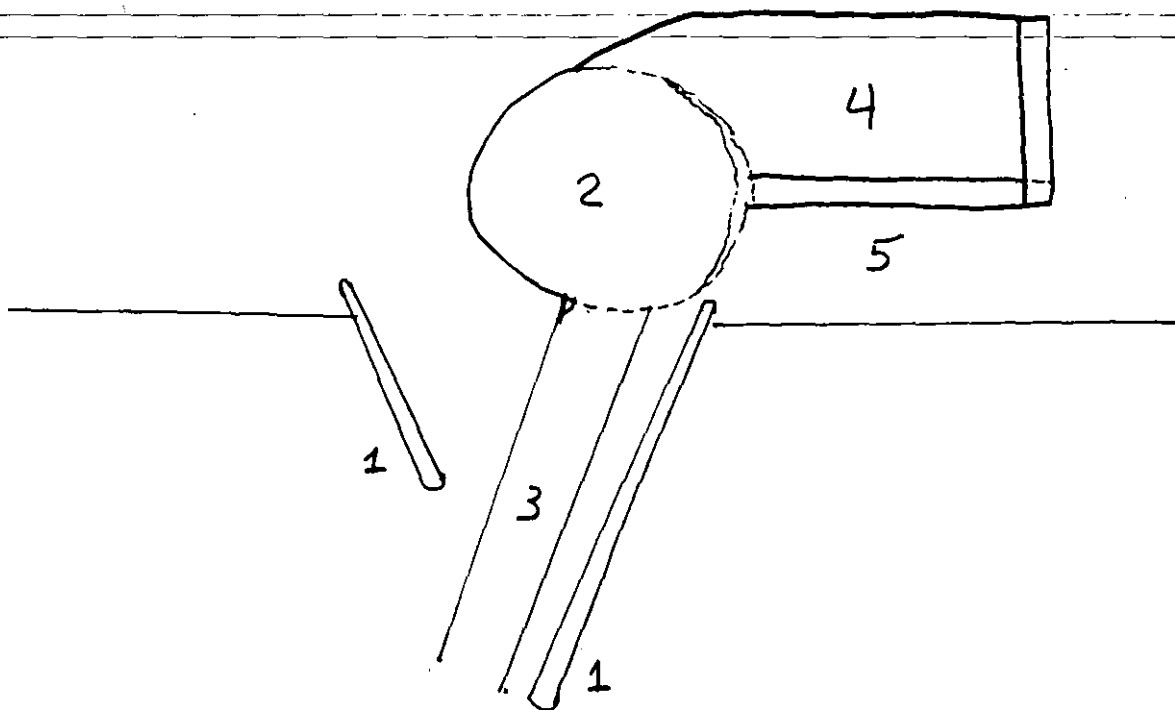


CAMBIO DE DIRECCION EN CANALES DE
NAVEGACION INTERIORES

DIMENSIONES DE DARSENAS DE CIABOGA

CONDICIONES NORMALES	
(DIAMETRO DARSENA)	
CON SUS PROPIAS MAQUINAS	3 E
CON AYUDA DE UN REMOLCADOR	2 E
CON AYUDA DE DOS REMOLCADORES	1.5 E





1.- ROMPEOLAS, SECCION MEDIA, - 8,

CORONA + 5, TALUDES 2:1

1300 TON/M-E ; x \$ 3000 TON, 4000 M. = \$ 15.600 M

2.- DARSENA DE CIABOGA, D = 2 E

PARA BARCO DE 70.000 TPM

E = 245, M = 38, P = 18.7, C = 13.3

PROFUNDIDAD 15.00 M

VOLUMEN: $7,500\ 000\ m^3 \times \$ 250/m^3 = \underline{1.875\ M}$

3.- CANAL ACCESO: 250 M PLANTILLA

$7000,000\ m^3$, $\$ 300/m^3 = \underline{2,100\ M}$

4.- DARSENA OPERACIONES.- 500 x 400 x 15

$3,000,000\ m^3$, x $\$ 250/m^3$, 750 M

TERMINAL CARGA GRAL. \$ 1300

CLASIFICACION DE PUERTOS POR SU FUNCION

- COMERCIALES : ENSENADA, SAN CARLOS, CUAYMAS, MAZATLAN, MANZANILLO, -
ACAPULCO, SALINA CRUZ, PUERTO MADERO, TAMPICO, VERACRUZ,
COATZACOALCOS, Y PROGRESO.
- INDUSTRIALES : LAZARO CARDENAS, ALTAMIRA, SALINA CRUZ, DOS BOCAS, Y ---
OSTION.
- PESQUEROS : YUKALPEN, CAMPECHE, CD. DEL CARMEN, EL SAUZAL, YAVAROS,
Y SAN BLAS.
- TURISTICOS : COZUMEL Y VALLARTA.
- MILITARES : ANTON LIZARDO.
- CABOTAJE : TUXPAN, ALVARADO, FRONTERA, PUERTO MORELOS, CHETUMAL, Y -
TOPOLOBAMPO.
- MIXTOS : - -

NOMENGLATURA DE UN PUERTO POR SU LOCALIZACION

PUERTO TIPO	CARACTERISTICAS FISICAS	REQUERIMIENTOS DE PROTECCION AL OLEAJE	OBRAS INTERIORES
1.- MARITIMO NATURAL	ACCION DIRECTA DE LAS MA- REAS	BAHIA CON PROTECCION AL OLEAJE	MUELLES MARGINALES Y/O EN ESPIGON. BODEGAS DE TANSITO BODEGAS ESTACIONARIAS PATIOS VIALIDAD CARRETERA Y FE RROVIARIA EDIFICIOS
2.- MARITIMO ARTIFICIAL	ACCION DIRECTA DE LAS MA- REAS	ROMPEOLAS	(IDEM. N° 1)
3.- FLUVIO MARITIMO	ACCION DIRECTA FLUVIAL Y - MARITIMA	ESCOLLERAS PARA PROTEC-- CION AL OLEAJE Y ENCAUSA MIENTO FLUVIAL	(IDEM. N° 1)
4.- FLUVIAL	ACCION DIRECTA FLUVIAL	ENCAUSAMIENTO FLUVIAL	(IDEM. N° 1)

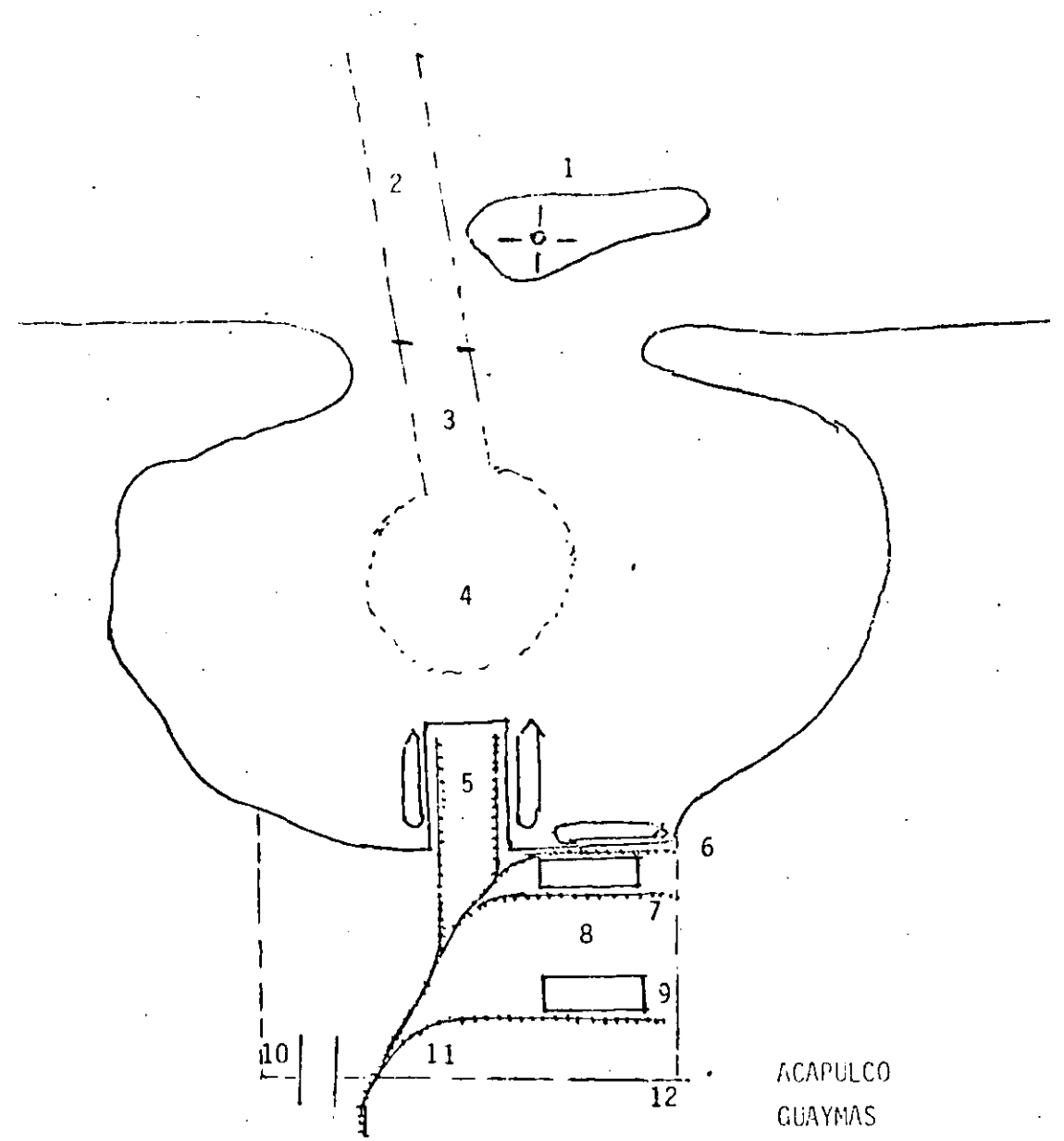
FIG.
A

FIG.
B

FIG.
C

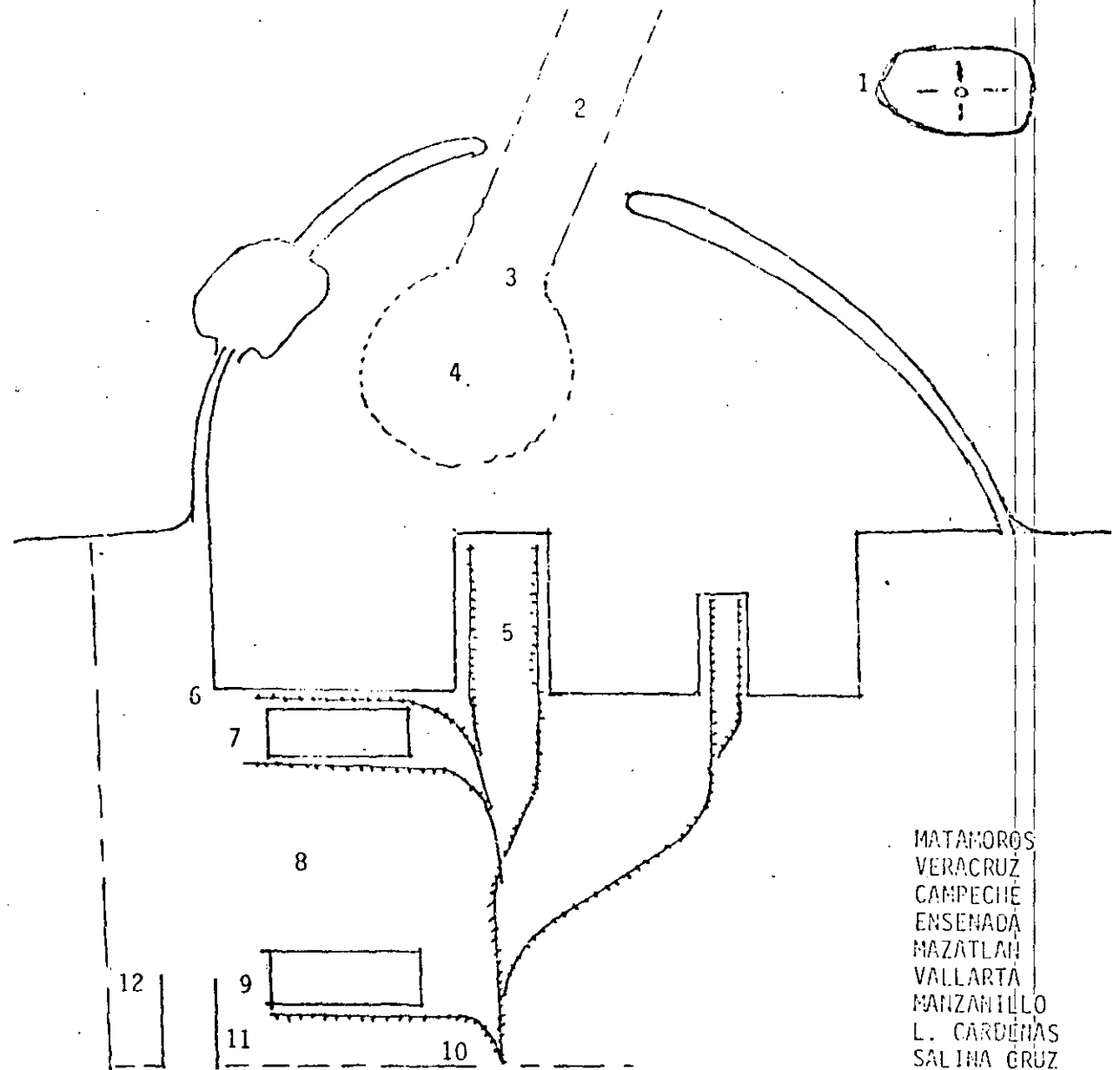
FIG.
D

- 1.- FARO DE RECALADA
- 2.- CAÑAL DE ACCESO
- 3.- CAÑAL DE NAVEGACION
- 4.- DARSENA DE CIABOGA
- 5.- MUELLE EN ESPIGON
- 6.- MUELLE MARGINAL
- 7.- BODEGA DE TRANSITO
- 8.- PATIOS
- 9.- BODEGA ESTACIONARIA
- 10.- VIALIDAD FERROVIARIA
- 11.- VIALIDAD AUTOTRANSPORTE
- 12.- LIMITE DEL RECINTO PORUTARIO



ACAPULCO
 GUAYMAS
 TOPOLOBAMPO

PUERTOS MARITIMOS NATURALES



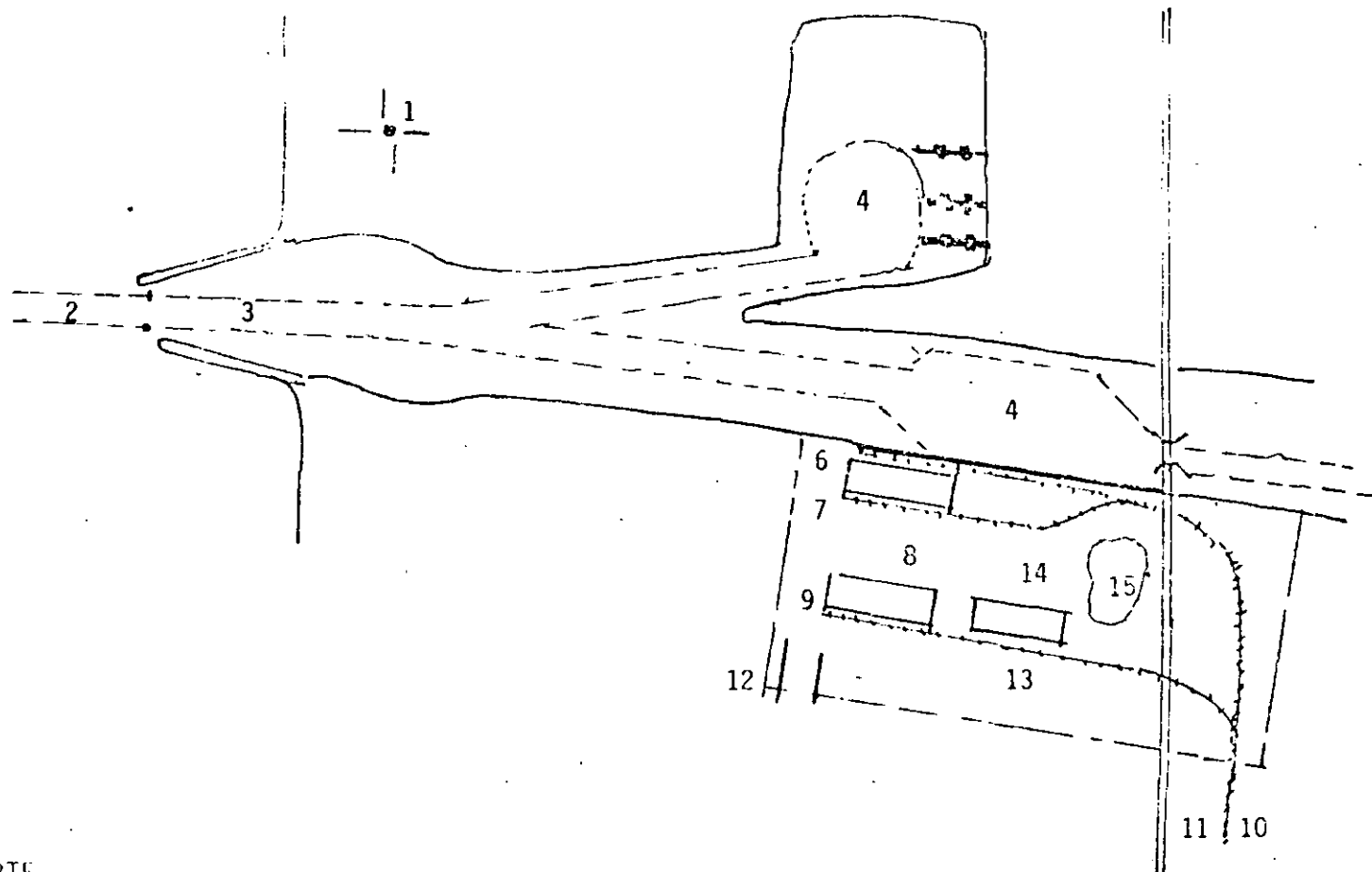
- 1.- FARO DE RECALADA
- 2.- CANAL DE ACCESO
- 3.- CANAL DE NAVEGACION
- 4.- DARSENA DE CIABOGA
- 5.- MULLE DE ESPIGON
- 6.- MULLE MARGINAL
- 7.- BODEGA DE TRANSITO
- 8.- PATIOS
- 9.- BODEGA ESTACIONARIA
- 10.- VIALIDAD FERROVIARIA
- 11.- VIALIDAD AUTOTRANSPORTE
- 12.- LIMITES DEL REGINTO PORTUARIO

MATAMOROS
 VERACRUZ
 CAMPECHE
 ENSENADA
 MAZATLAN
 VALLARTA
 MANZANILLO
 L. CORDERAS
 SALINA CRUZ
 PUERTO MADERO

PUERTOS MARITIMOS
 ARTIFICIALES

FIGURA - B

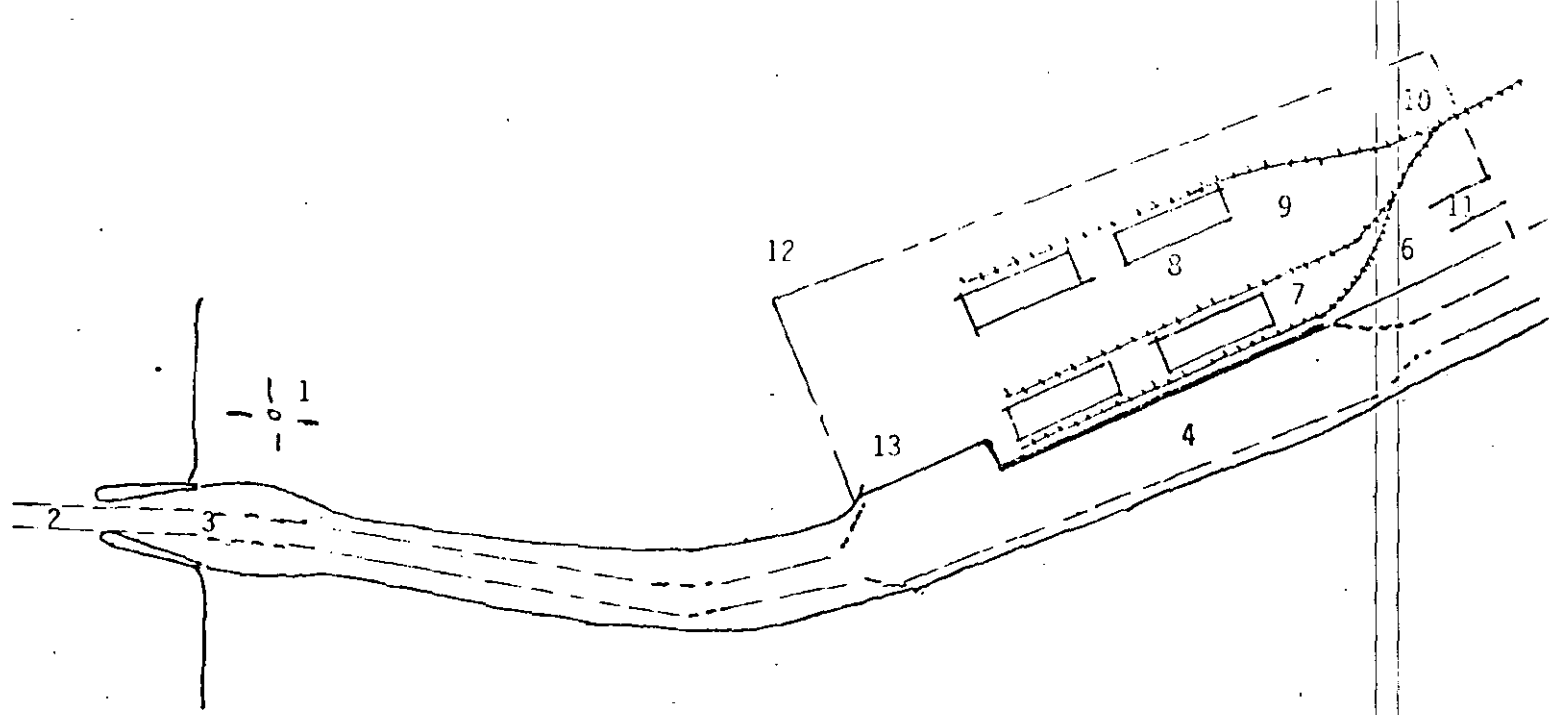
- 1.- FAPO DE RECALADA
- 2.- CANAL DE ACCESO
- 3.- CANAL DE NAVAGACION
- 4.- DARSENA DE CIABOGA
- 5.-
- 6.- MUELLE MARGINAL
- 7.- BODEGA DE TRANSITO
- 8.- PATIOS
- 9.- BODEGA ESTACIONARIA
- 10.- VIALIDAD FERROVIARIA
- 11.- VIALIDAD AUTOTRANSPORTE
- 12.- LIMITES DEL RECINTO PORTUARIO
- 13.- BODEGA DE CONSOLIDACION Y DESCONSOLIDACION DE CONTENEDORES
- 14.- ALMACENAMIENTO DE CONTENEDORES
- 15.- ALMACENAMIENTO DE MINERALES



COATZACOALCOS
CIUDAD MADERO

PUERTOS FLUVIALES
MARITIMOS

57



- 1.- FARO DE RECALADA
- 2.- CANAL DE ACCESO
- 3.- CANAL DE NAVEGACION
- 4.- DARSENA DE CIABOGA
- 5.-
- 6.- MUELLE MARGINAL
- 7.- BODEGA DE TRANSITO
- 8.- PATIOS
- 9.- BODEGA ESTACIONARIA
- 10.- VIALIDAD FERROVIARIA
- 11.- VIALIDAD AUTOTRANSPORTE
- 12.- LIMITES DEL RECINTO PORTUARIO
- 13.- ATRACADERO PARA TRANSBORDADORES.

TAMPICO
TUXPAN
MINATITLAN
VILLAHEROSA
FRONTERA

PUERTOS	FLUVIALES
---------	-----------

FIGURA - D 54

MOVIMIENTO DE CARGA EN UN PUERTO

RECEPCION DE CARGA

TIPO DE CARGA

DIRECTO { DE BARCO A FERROCARRIL
Ó AUTOTRANSPORTE Ó
VICEVERSA

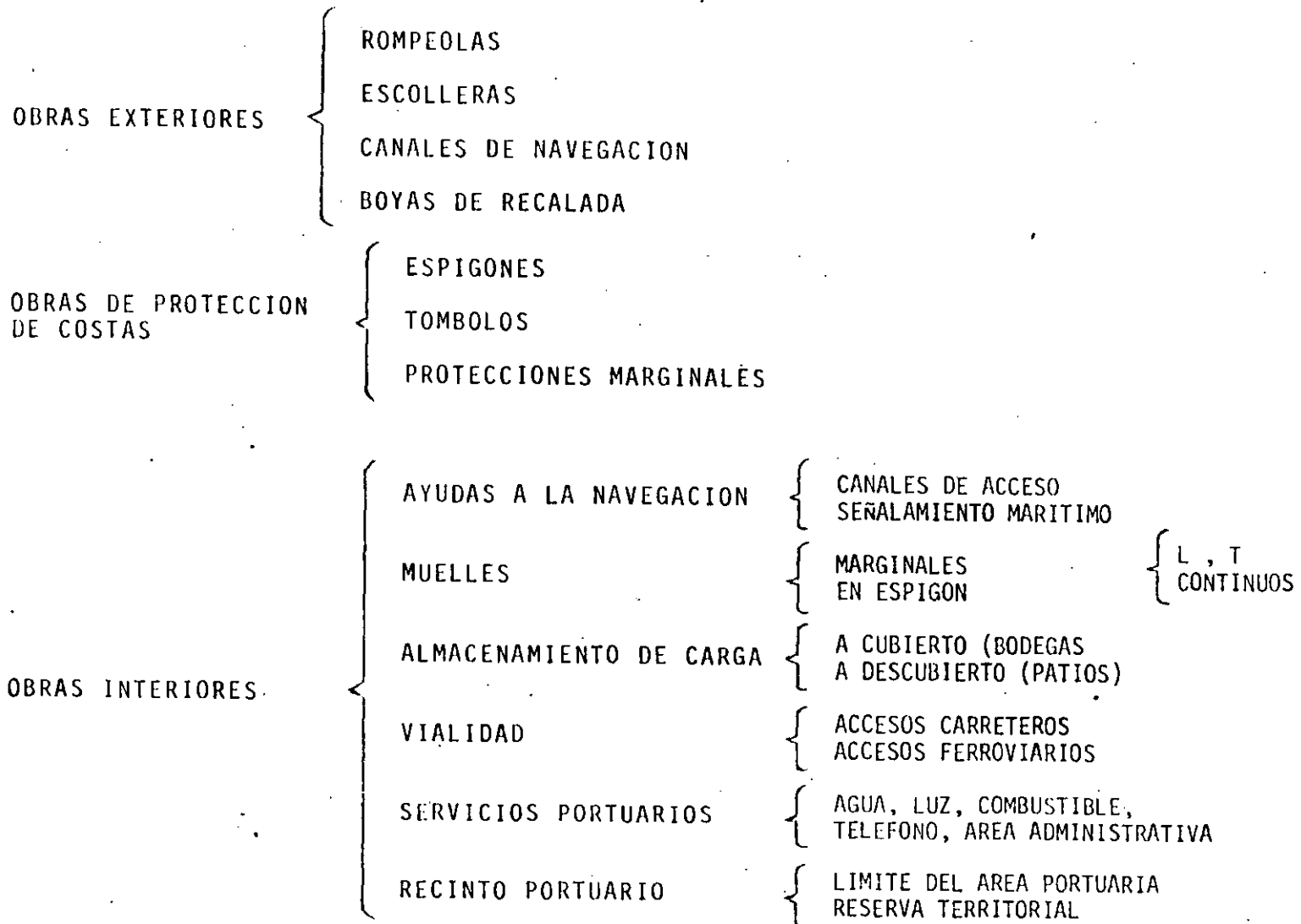
GRANELES AGRICOLAS
MINERALES A GRANEL

INDIRECTO { DE BARCO A BODEGA
DE TRANSITO, COBERTIZO
Ó PARIOS

CARGA GENERAL { FRACCIONADA
UNITARIZADA

FLUIDOS { PRODUCTOS QUIMICOS
PETROLEO
MIELES INCRISTALIZABLES
AZUFRE
MINERALES

CLASIFICACION DE OBRAS PORTUARIAS

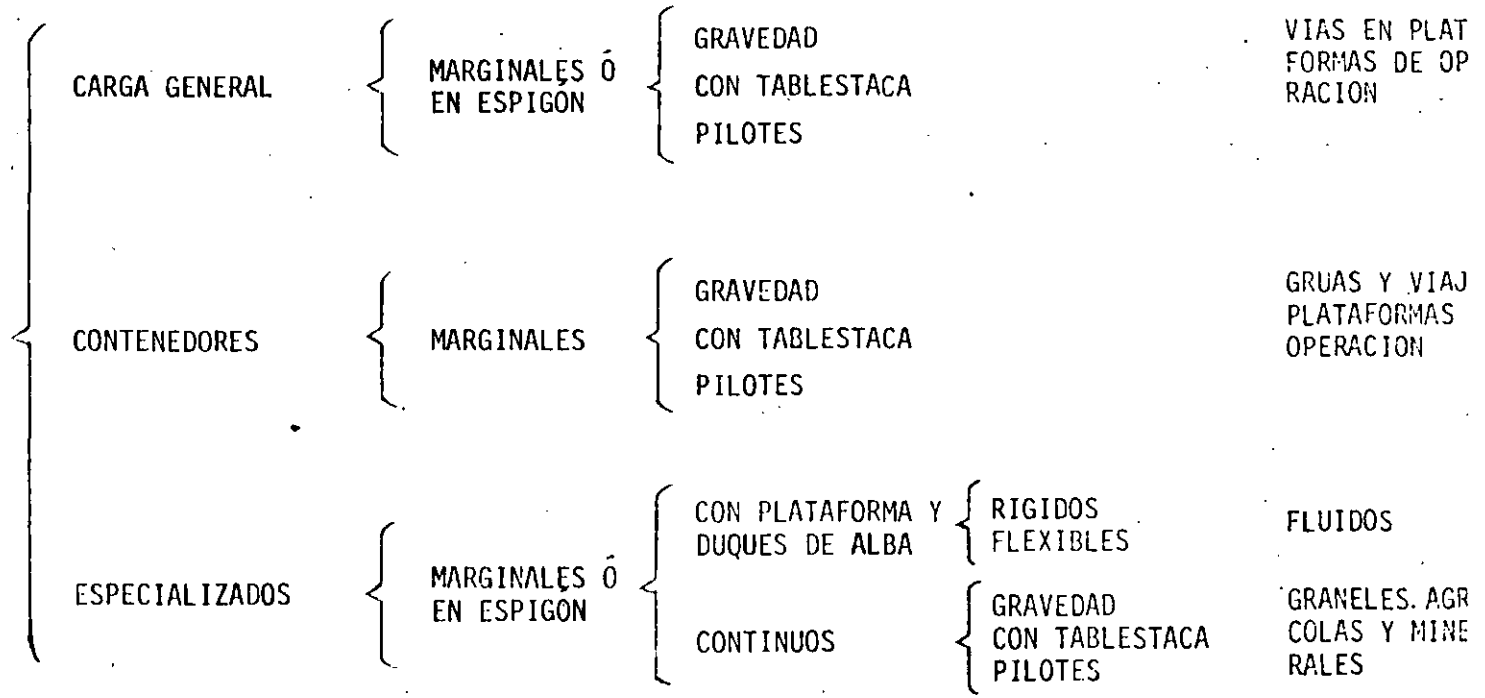


{ L, T
CONTINUOS

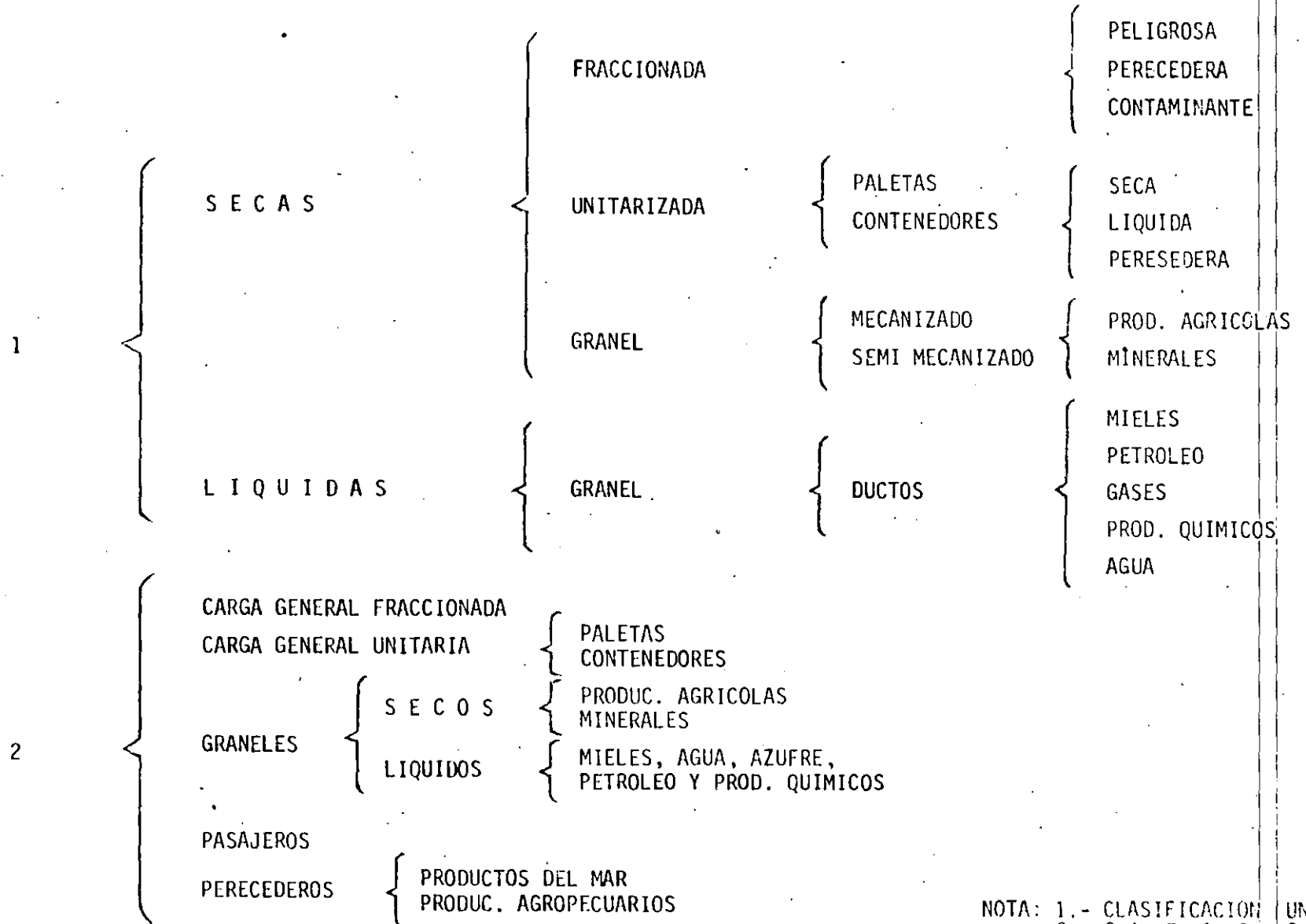
CLASIFICACION DE MUELLES

60

MUELLES



CLASIFICACION DE CARGAS



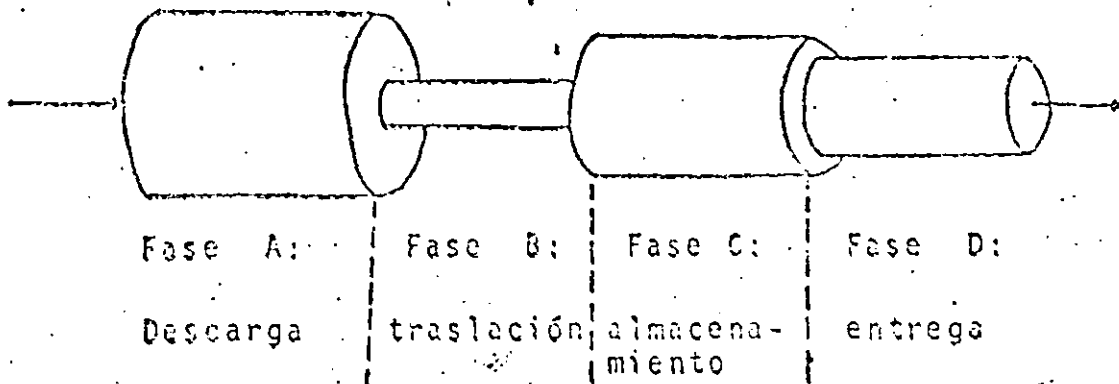
NOTA: 1.- CLASIFICACION UNCTAD
2.- CLASIFICACION S.C.T.

CLASIFICACION DE EMBARCACIONES

POR TIPO DE SERVICIO	POR SU TRAFICO	POR TIPO DE BARCO	POR LA CARGA TRANSPORTADA	POR EL EQUIPO DE MANEJO DE CARGA	
LINEA (ITINERARIO FIJO)	ALTURA	DE CARGA GENERAL	DE CARGA MIXTOS PORTA PALETAS	{ CARGA PASAJE } { CONVENCIONAL CON PLUMA REAL }	
		PARA CARGA UNITARIA	TRANSBORDO POR RODADURA- TRANSBORDADORES (ROOL ON ROLL OF) PORTA-CONTENEDORES (LIFTON/ LIFTOF)	{ CON RAMPA SIN RAMPA } { CON GRUAS A BORDO (1º Y 2º- GENERACION } SIN GRUAS (2º Y 3º GENERACION)	
	CABOTAJE	GRANELEROS	PORTA BARCAZAS	{ LASH SEA BEE }	
		PASAJEROS			
TRAMPA (S/ITINERARIO)	GRAN CABOTAJE	PESQUEROS			
		PERECEDEROS			

62

Las operaciones en un puerto se realizarán de tal manera que el flujo de carga o pasajeros en la transferencia -- del sistema de transporte marítimo al terrestre y viceversa sea regular, y con eficiencia, económica y seguridad. -- El flujo a que nos referimos puede representarse esquemáticamente de la siguiente manera:

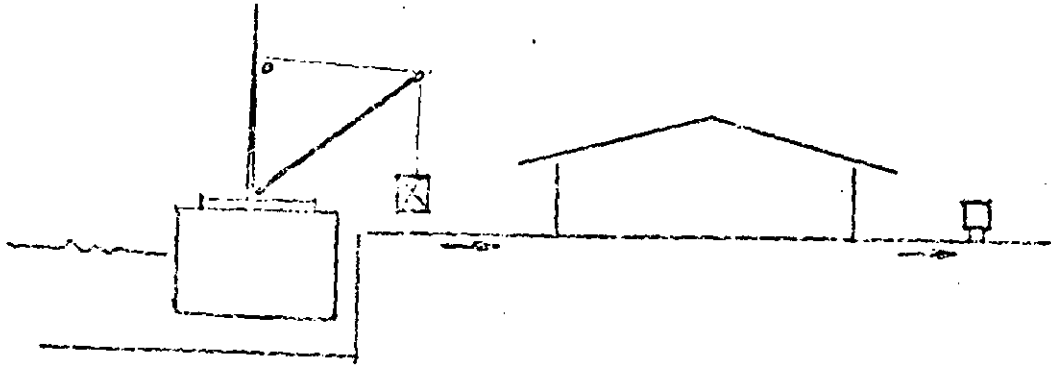
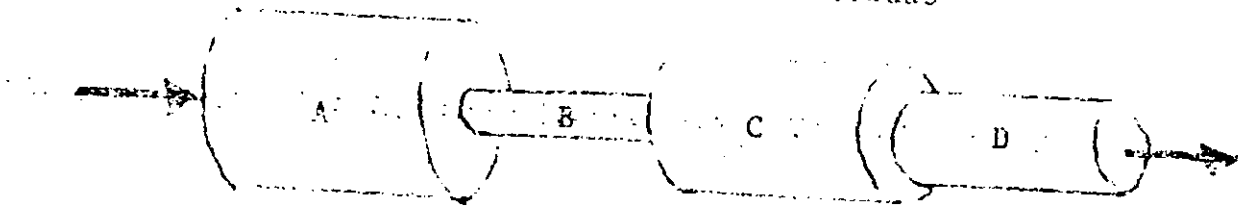


Así se representa una de las distintas vías que puede seguir las mercancías de importación al pasar por un -- puesto de atraque. Cada una de las cuatro fases tendrá una determinada capacidad de manipulación que será distinta de las capacidades de las demás. La situación es parecida a la de un líquido que circula por el interior

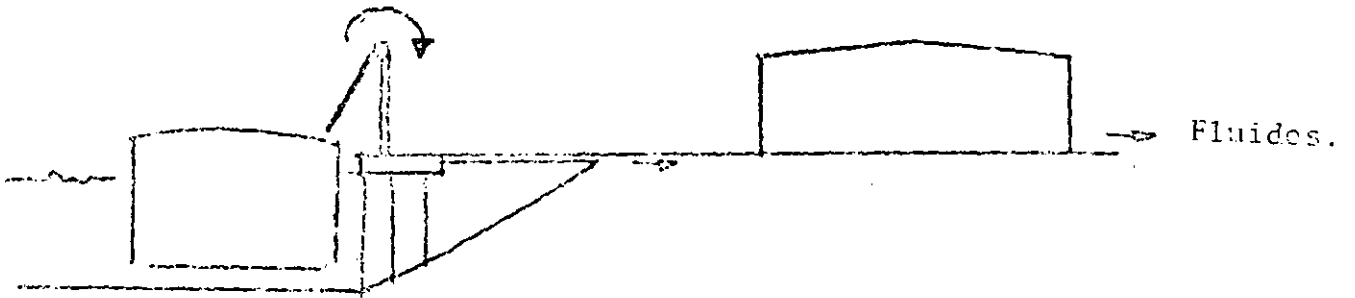
FLUJO

En altura .- Importación
En cabotaje.- Entradas

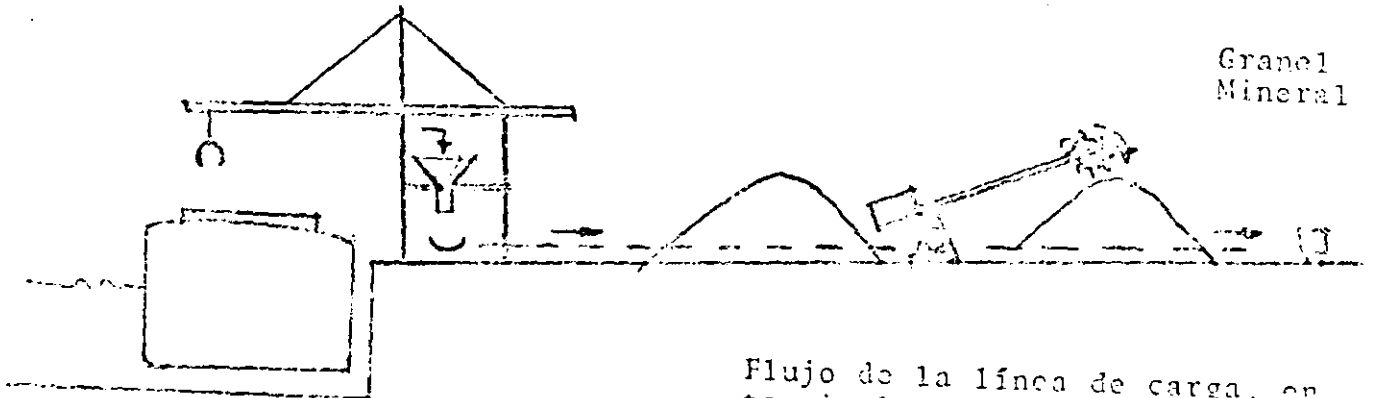
60



Carga General
Fraccionada.



Fluidos.



Granel
Mineral

Flujo de la línea de carga, en
terminales de carga general --
fraccionada , fluidos y granel
mineral.

de una tubería de diámetro variable o desigual, en el sentido de que el ritmo de manipulación de las mercancías en el puesto de atraque vendrá determinado por la fase que tenga la menor capacidad de manipulación. (En la Fig. No. 12 se trata de la fase B: traslación).

De esta semejanza se observará que no se consigue nada con tratar de aumentar la capacidad de aquel elemento del puesto de atraque cuya capacidad es ya la mayor (en el ejemplo anterior, la fase A: Descarga). En realidad solo se puede mejorar la capacidad del conjunto incrementando la capacidad del elemento más estrecho o reducido, de ahí la utilización del término "Estrangulamiento". La capacidad del conjunto irá mejorando a medida que se incrementa la capacidad de la fase B, hasta que llegue a igualar la de la fase D: Entrega. Cualquier mejora adicional de la capacidad total exigirá un aumento simultáneo de la capacidad de las fases B y D.

La línea de flujo de carga se podrá observar en la Fig. No. , en la cuál se muestran las instalaciones en sección transversal para carga general, manejo de líquidos y de minerales.

El símil hidráulico aquí mostrado, es aplicado en el dimensionamiento de las terminales que constituyen un puerto.

El análisis bajo el método de tiempos y movimientos nos permitirá contar con la información básica para mejorar el rendimiento operacional del conjunto (fases A, B, C y D) en instalaciones existentes y nos proporcionará estándares de rendimiento para instalaciones similares que se pretenda proyectar.

TERMINALES DE CARGA GENERAL.

En casi todo el puerto la carga general es la parte más importante del tráfico marítimo. El valor de la carga general es considerablemente mayor que el valor promedio de las mercancías de granel. El manejo de una gran variedad de pequeñas cargas requieren de más espacio, más trabajo personal y un cuidado más meticuloso. Por lo tanto es justificado emplear un mayor detalle en la planeación de este tipo de instalaciones que para otras partes del puerto.

De acuerdo con el diagrama de flujo de mercancías anteriormente descrito, la fase de descarga o carga de embarcaciones, se realiza por medio de las gruas

~~del barco o por medio de las gruas del muelle, que~~ -
corren a lo largo del puesto de atraque, en México -
se utiliza el primero de los dos sistemas. En otros -
países de Europa, Asia y América del sur, la carga -
y descarga de embarcaciones se realiza empleando --
gruas de muelle. La eficiencia de ambos sistemas es -
aproximadamente el mismo, siempre que se cuente con -
suficiente y adecuado equipo de traslación de carga.
En la fase "B" de traslación de carga se efectúa, en -
tre el frente de agua y la bodega de tránsito, a es -
te espacio, se le denomina plataforma de trabajo, --
que debe tener suficiente ancho para alojar dos vías
de ferrocarril y espacio para el tránsito de camio -
nes, debido al gran porcentaje de carga que es mani -
pulada en maniobra directa de barco a tren o camión -
o viceversa, este espacio se considera conveniente no -
sea menor de 20 Mts. y 30 Mts. máximo, ya que de ---
otra manera la distancia a la bodega de tránsito se -
ría demasiado larga requiriéndose un mayor número de
equipo portuario de traslación de carga. La longi -
tud del muelle para cada puesto de atraque, así como
la profundidad de agua será determinada por el tama -
ño y calado de los buques que arriben al puerto. La -
tendencia al crecimiento en tamaño de barcos de car -
ga general es menor que los graneles y los Buque-tan -
ques, al respecto tal parece que se llegó al buque -
de características óptimas, que requiere una profun -
didad de agua del orden de los 10 Mts.; previniendo -
en el diseño de los muelles una posible profundiza -
ción a 12 Mts. para tomar en cuenta futuras necesida -
des. La eslora media se considera de 150 Mts. por lo
que la longitud del atracadero sería de 180 Mts. per -
mitiendo con esto dejar 10 Mts. a cada lado del bar -
co como margen de seguridad entre naves y para la su -
jeción de los cabos al muelle.

La productividad por atracadero depende del tipo y volumen de carga, para carga general fraccionada se considerará del orden de las 480 Ton/día/barco. Para granel en descarga directa un promedio de 1000 Ton/día/barco. Si en un muelle determinado se hallan los dos tipos de carga anteriormente mencionados, la productividad estará en función de los volúmenes de carga de cada producto, considerando un promedio aproximadamente de 280-300 días de trabajo al año, para tomar en cuenta días festivos descompostura de equipo del barco o de tierra y suspensiones por fenómenos meteorológicos. El rendimiento en las operaciones de carga o descarga será del orden de 130,000 a 200,000 Ton/año.

Para planear nuevas instalaciones de atraque es indispensable efectuar un estudio de los rendimientos en la terminal de carga general, ya que antes de programar ampliaciones es necesario verificar que los rendimientos en las maniobras de alijo sean las más convenientes, ya sea aumentando la productividad, el número de días laborales y los turnos de trabajo. Este aspecto se podrá observar en la Fig. No. 14 que muestra la relación entre la productividad expresada en toneladas-hora-gancho, el número de atracaderos y en número de días disponibles del muelle, como ejemplo hemos considerado la comparación de dos rendimientos, uno de 12.5 Ton/hora/gancho y el otro de 20.0 Ton/hora/gancho, obteniendo para el primer caso 6 atracaderos para el manejo de 600,000 Ton./año y en el otro 4 atracaderos.

La gráfica mostrada fué tomada de la publicación "Port Development" de unctad publicado en 1978 y que fué elaborada considerando condiciones de piezas en vías de desarrollo.

La fase "C" de almacenamiento, comprende la bodega de tránsito de mercancías, es el elemento más importante

~~de un atracadero de carga general.~~ Todas las actividades están concentradas dentro y alrededor de la bodega, su propósito es proteger la carga de la lluvia, del polvo y el viento así como de daños accidentales y robos. Actúa como vaso regulador entre los sistemas de transporte marítimo y terrestre al permitir formar bloques de carga para la exportación e importación. Las cargas de exportación deben ser preparadas en la bodega para ser cargadas de acuerdo con el plan de estiba de las embarcaciones.

En ningún caso las bodegas de tránsito serán usadas para almacenamiento de larga duración, la carga no debe permanecer un mínimo de tiempo y ser retirada para evitar un cuello de botella en el flujo de mercancías. Para el almacenamiento de larga duración, deben preverse bodegas para este fin, denominadas bodegas estacionarias que se localizan por detrás de las de tránsito.

Para evitar el congestionamiento y dar facilidades a los embarcadores, en México se permite el almacenamiento sin cobro por 15 días, después de ese período se inicia el cobro del almacenamiento de carga. si el muelle es de 180 Mts. la longitud conveniente de la bodega es del orden de los 120 Mts., localizada el centro del muelle, quedando espacio en las cabeceras para el estacionamiento de equipo almacenamiento de maquinaria, o carga y descarga de camiones.

El ancho de la bodega conviene tenga un mínimo de 40 Mts. y de ser posible si existe espacio tender a 50 Mts. para de esa forma extender más uniformemente la carga sin necesidad de apilar los diferentes lotes que se agrupan en su interior, de esta forma el acceso a cada lote es más fácil con el consiguiente ahorro en tiempo y aumento de eficiencia.

La razón principal para aumentar lo más posible el ancho de la bodega es debido a que el espacio próximo al frente de agua es mucho más valioso que en la parte posterior ya que es fácilmente accesible en la línea directa desde la bodega de cada buque, sin doble manejo de la carga y sin la necesidad de cruzar calles o rodear la bodega de tránsito.

Las bodegas de tránsito deberán tener puertas con dimensión mínima de 4.50 Mts. de ancho por 5.00 Mts. de altura a lo largo de sus costados y en las cabezas para facilitar la maniobra de carga y descarga de camiones.

Las puertas del costado o posterior de las bodegas comunican al transporte terrestre.

La iluminación diurna y nocturna es importante, para permitir el trabajo todo el día. Para la luz diurna se recomienda colocar lucernarios cuya superficie sea un mínimo de 7% del área total.

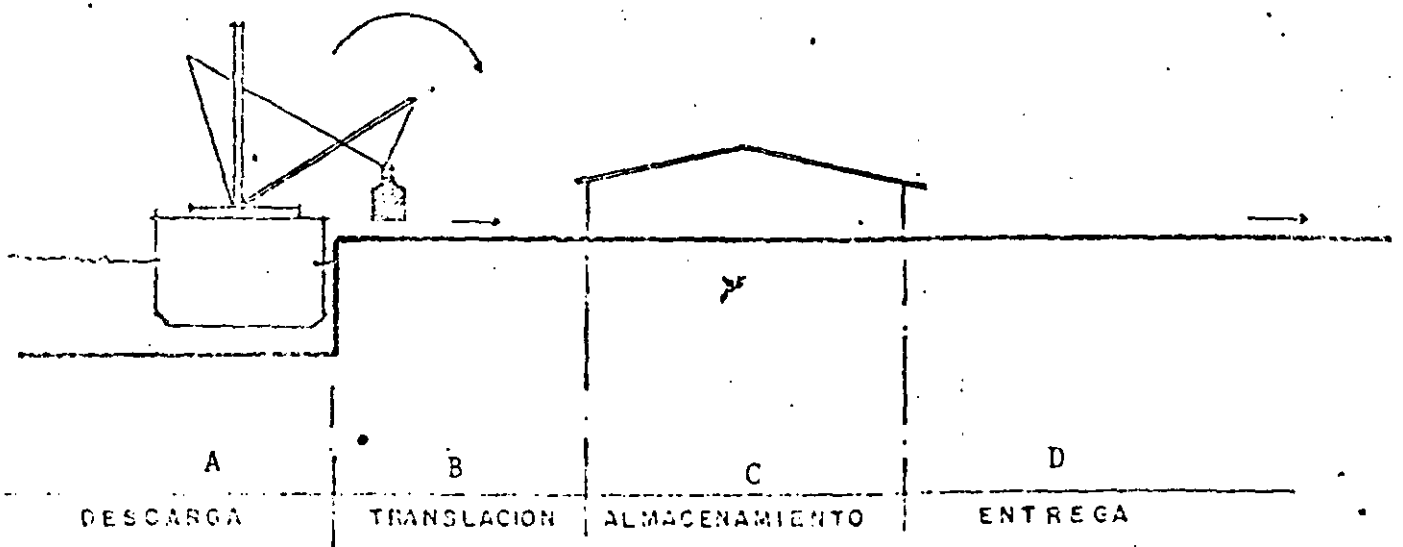
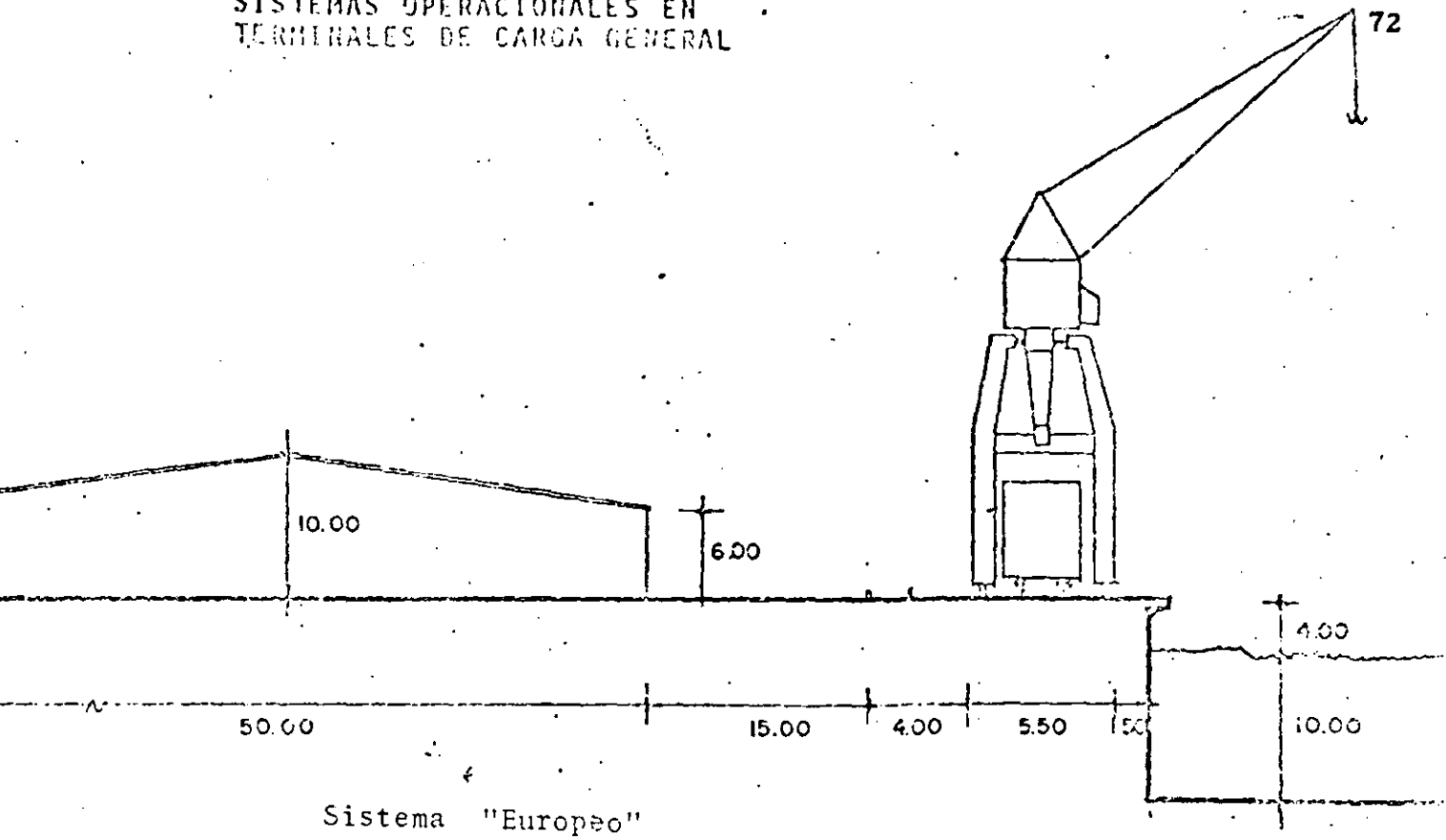
Para el almacenamiento de carga en tránsito a la intemperie, deben preverse patios localizados en zonas próximas a las bodegas de tránsito convenientemente diseñados de acuerdo con el tipo de carga que se maneje por el puerto.

La fase "D", ó sea la entrega, se relaciona con los accesos para el transporte terrestre y deben ser planeados para un movimiento sin obstrucción de los vehículos que llegan y salen, ya sea vacíos o cargados, sin interferencia para las operaciones de manejo de carga y sin intersecciones con los patios de almacenamiento al descubierto debiendo existir acceso fácil a las cargas almacenadas a la intemperie. Los accesos terrestres del puerto estarán conectados a las redes de carreteras y ferrocarriles.

de tal manera que no existan congestionamientos que nos provoquen un cuello de botella en el flujo de mercancías en la recepción de entrega.

Una disposición de terminal de carga general puede -- observarse en las figuras No.

SISTEMAS OPERACIONALES EN
TERMINALES DE CARGA GENERAL



Sistema denominado "Americano", adoptado en México
y algunos países Latinoamericanos.

ESPACIO PARA ZONA ADMINISTRATIVA

22

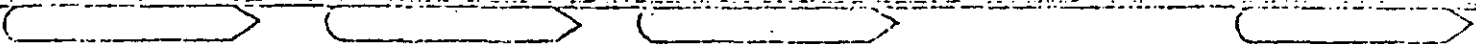
ALMACENAMIENTO ESTACIONARIO { CUBIERTO
DESCUBIERTO

BORSA DE
TRANSITO

BORSA DE
TRANSITO

BORSA DE
TRANSITO

BORSA DE
TRANSITO



CANAL DE
NAVEGACION

A LA BOCANA

73

DARSENA DE
CIABOGA

DISPOSICION DE INSTALACIONES EN
MUELLES MARGINALES.

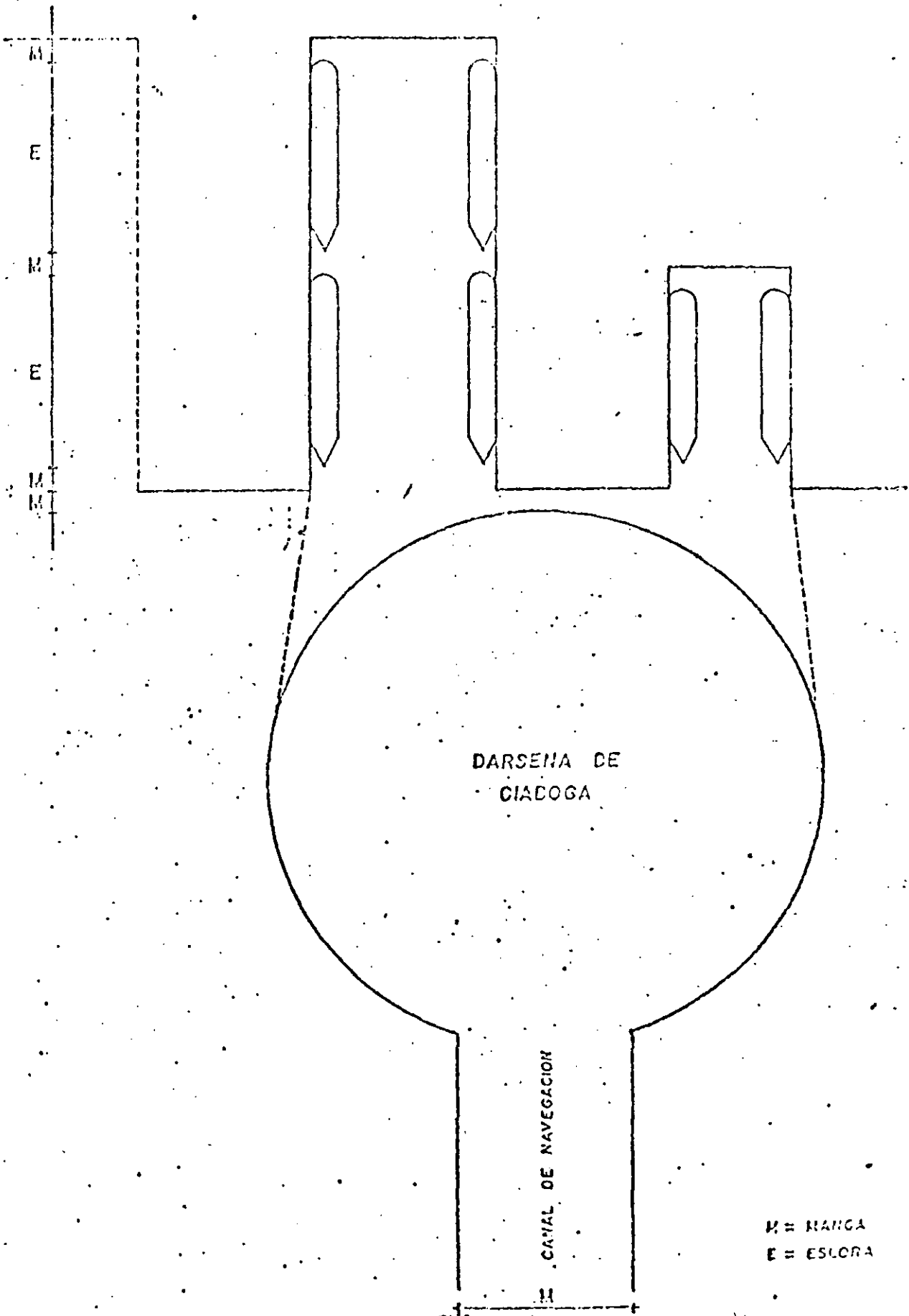
150

6 M

110

3 M

74



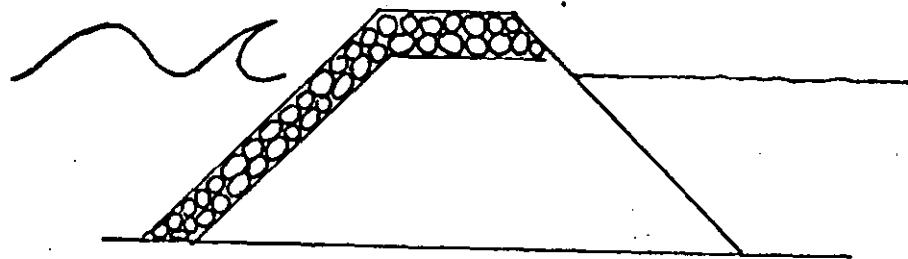
DARSENA DE
CIABOGA

CANAL DE NAVEGACION

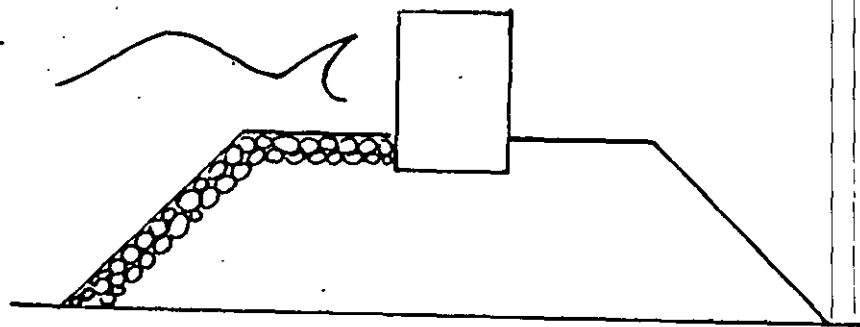
M = MANCA
E = ESLORA

74

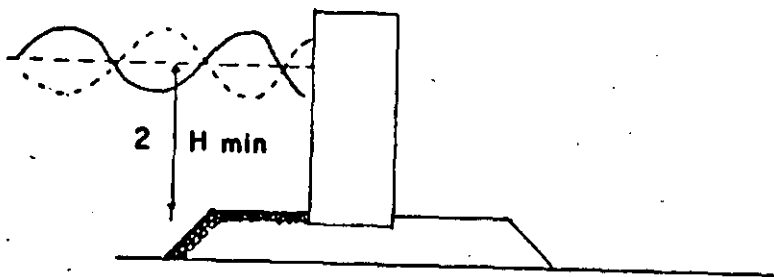
DISPOSICIÓN DE LAS DARSENAS DE OPERACION Y CIABOGA



A TALUD



MIXTOS



REFLEJANTE

SECCIONES TRANSVERSALES 75
DE ROMPEOLAS
Y ESCOLLERAS.

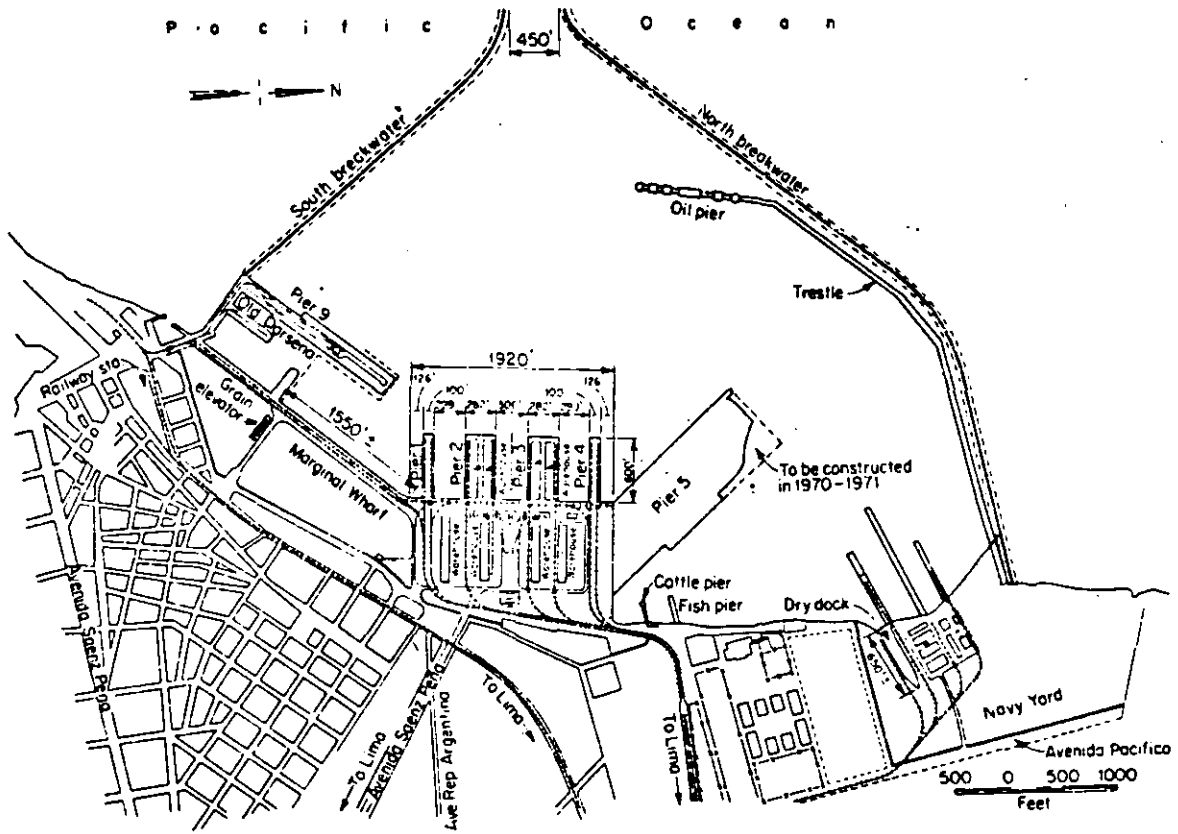


Fig. 3.32 Plan of port of Callao, Peru. Port buildings: A. Administration; B. customs; C. harbor police; D. terminal office.

ARREGLO GENERAL DE UN PUERTO COMERCIAL CON MUELLES DE CARGA GENERAL EN ESPIGON.

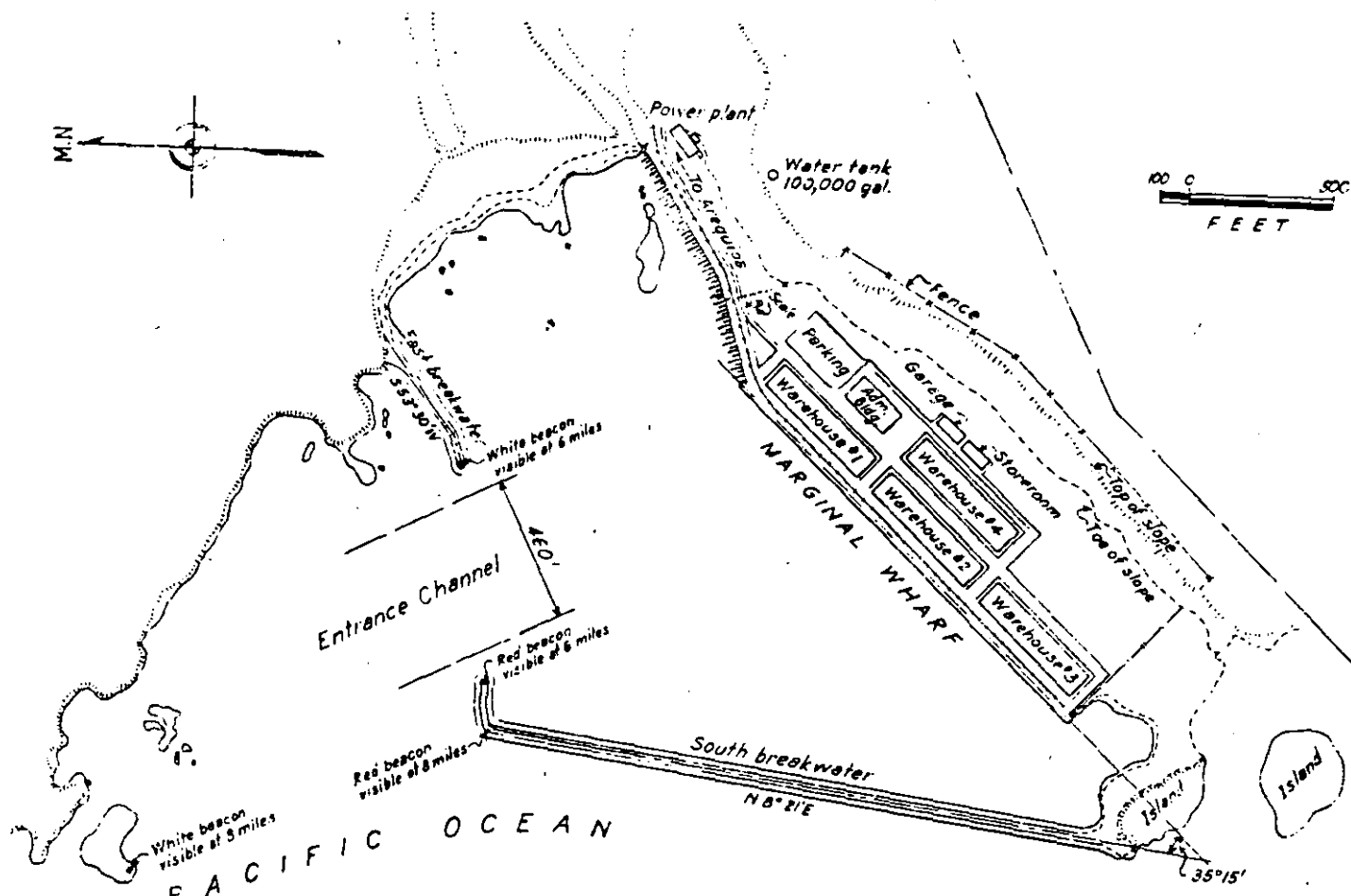


Fig. 3.30 Plan of port of Matarani, Peru.

ARREGLO GENERAL DE UN PUERTO COMERCIAL CON MUELLES DE CARGA GENERAL MERGINALES.

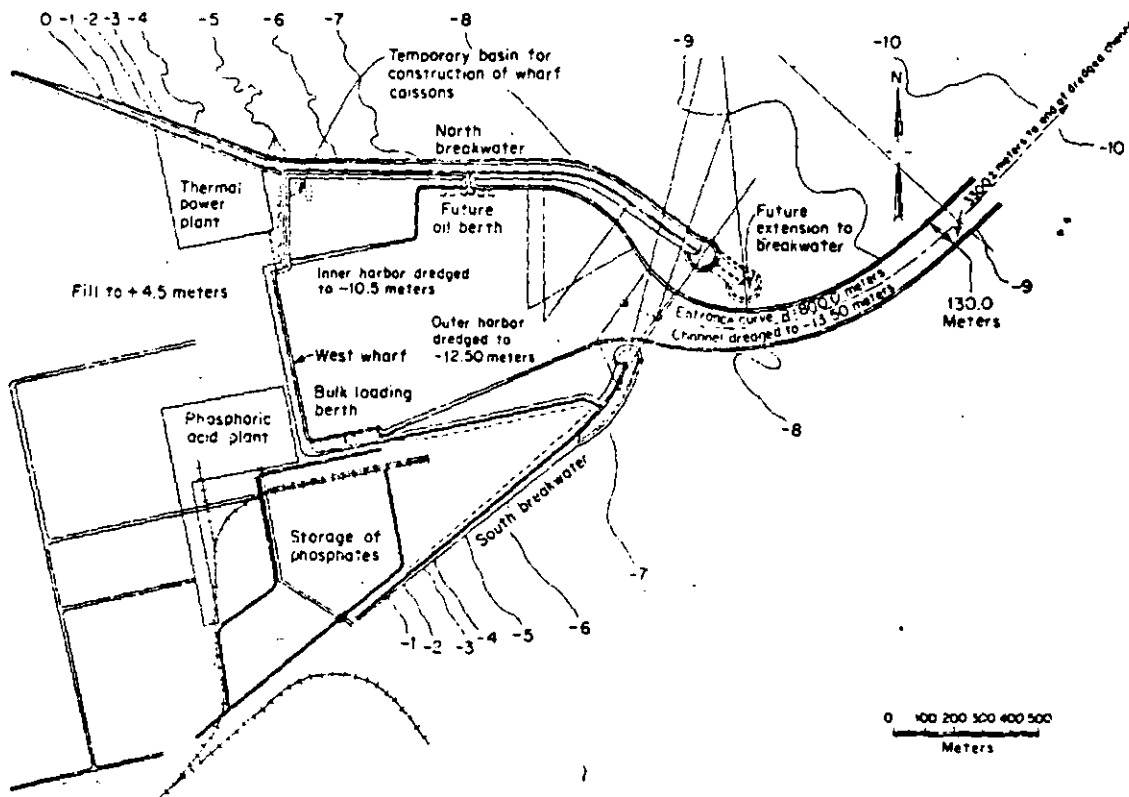
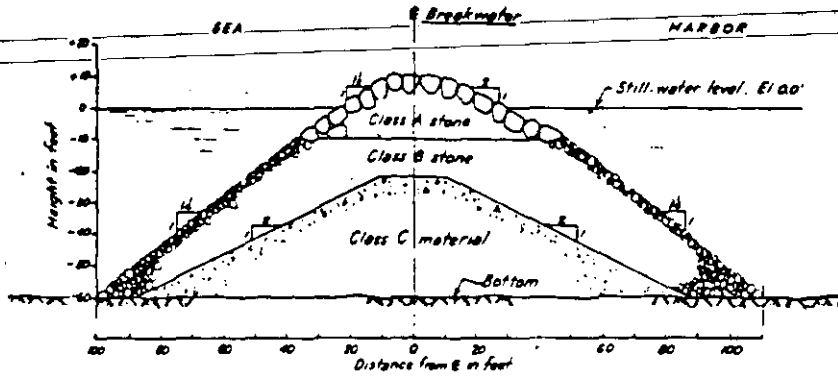
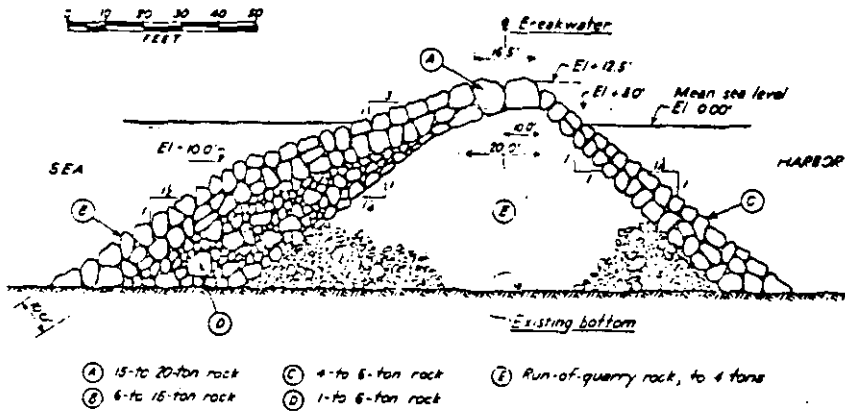


Fig. 3.39 Plan of harbor of Port of Gabès, Tunisia. (Courtesy of Ministry of Public Works, Division of Maritime Ports, Tunisia.)

ARREGLO GENERAL DE UN PUERTO CON CANAL DE NAVEGACION CURVO.



Class A stone is selected from quarry. No pieces less than 1 ton and at least 95% by weight weighing 10 ton or more each
Class B stone is quarry run. Not more than 25% by weight in pieces less than 20 lbs and not less than 40% in pieces of 1 ton or more.
Class C material is a residuum from quarry operations or a dredged material



Ⓐ 15- to 20-ton rock Ⓒ 4- to 6-ton rock Ⓔ Run-of-quarry rock, to 4 tons
 Ⓑ 6- to 15-ton rock Ⓓ 1- to 6-ton rock

Fig. 4.9 Cross section through the west breakwater. La Guaira, Venezuela.

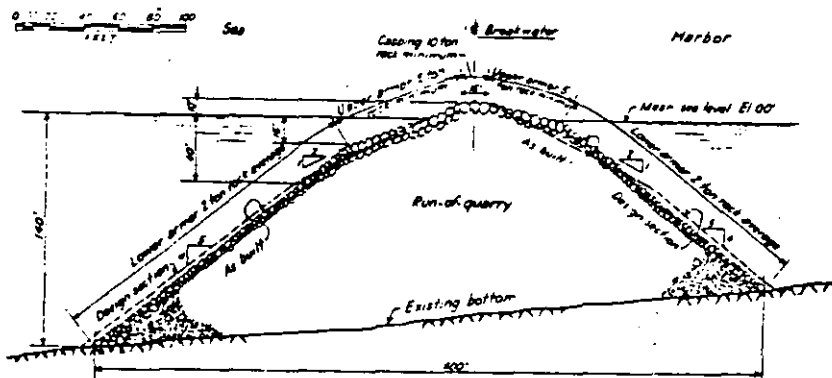


Fig. 4.18 Cross section through south breakwater at Matarani, Peru.

SECCIONES TRANSVERSALES DE ROMPEOLAS A TALUD.

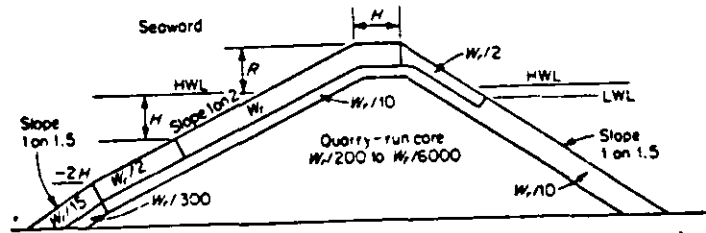


Fig. 4.2 A rubble-mound breakwater in section: HWL, High-water level; LWL, low-water level; R, wave run-up.

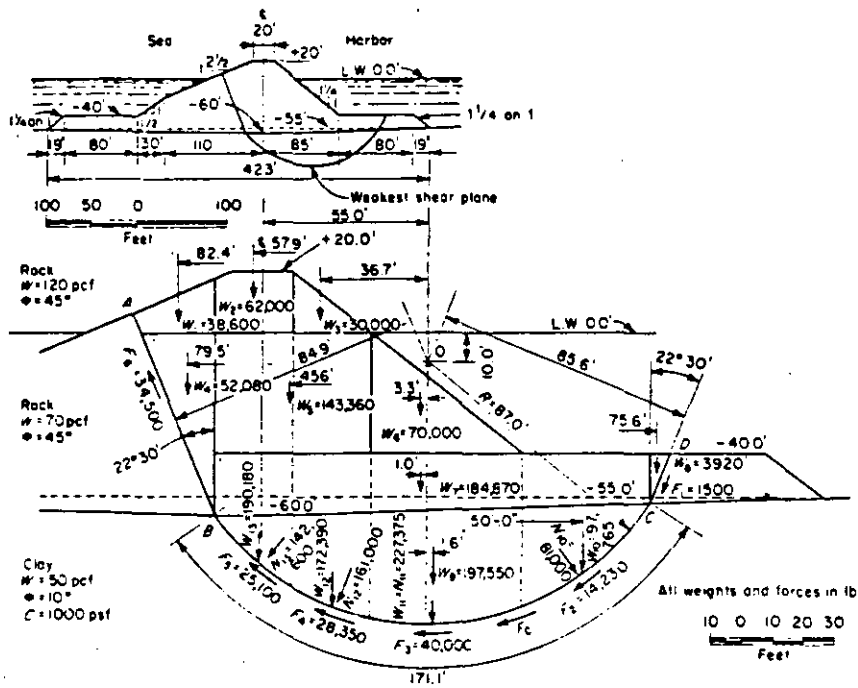
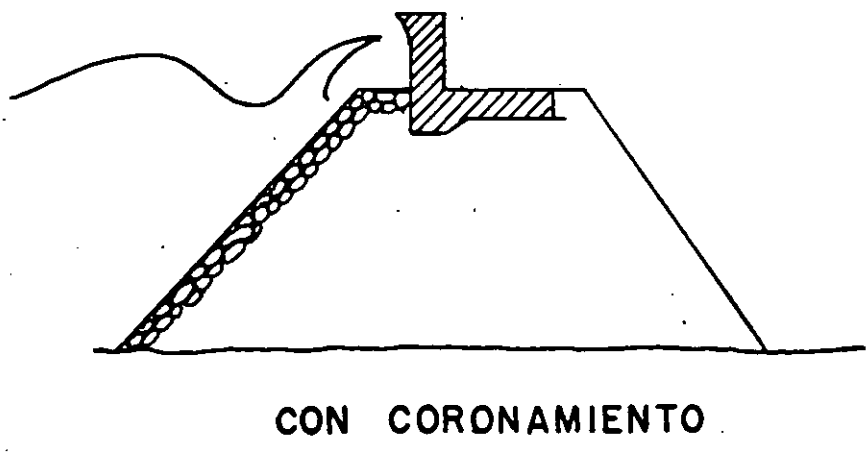
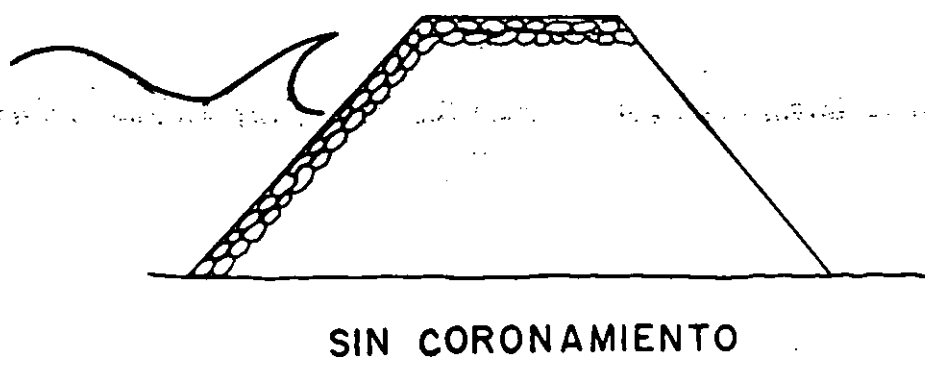
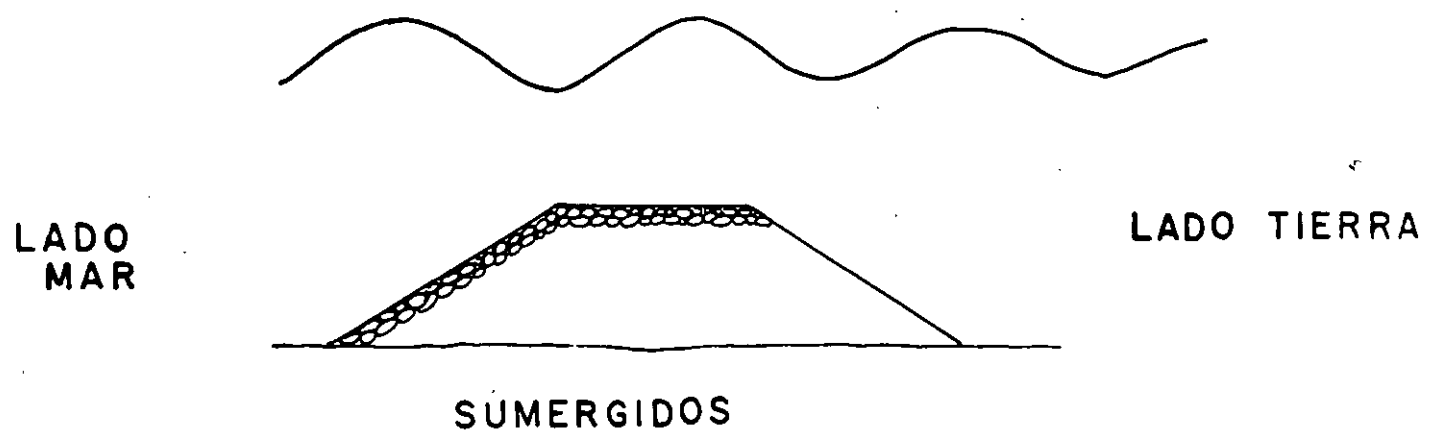
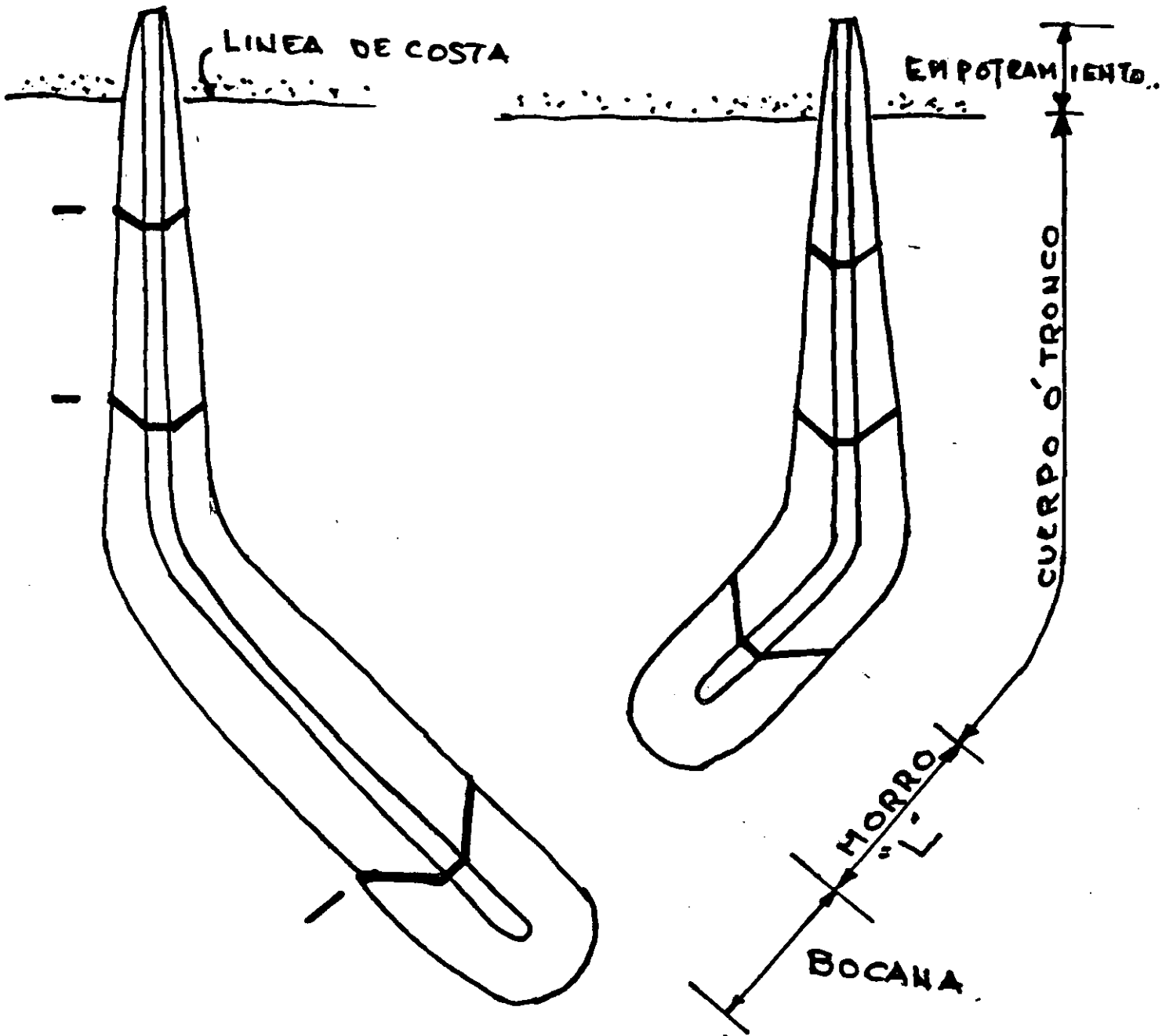


Fig. 4.8 Typical example of analysis of foundation base for support of rock-mound breakwater on soft bottom.

ESPECIFICACIONES GENERALES DE ROMPEOLAS.

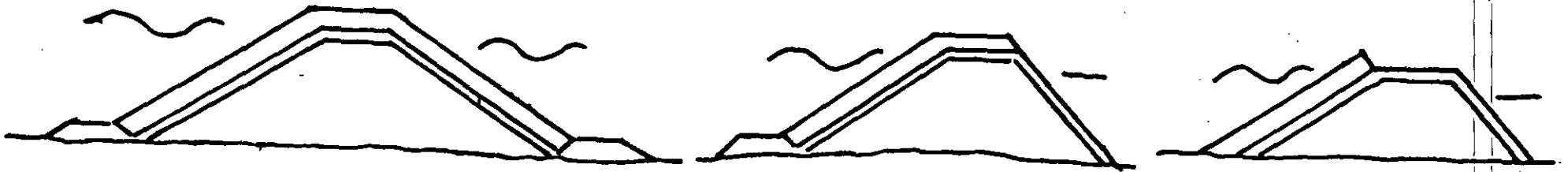


SECCIONES TRANSVERSALES
DE ROMPEOLAS
A TALUD



LIMITES DE CAMBIO DE PESO DE
ELEMENTOS EN CAPA SECUNDARIA
Y CORAZA.

SECCIONES TRANSVERSALES DE UN BOMPEOLAS A TALUD.

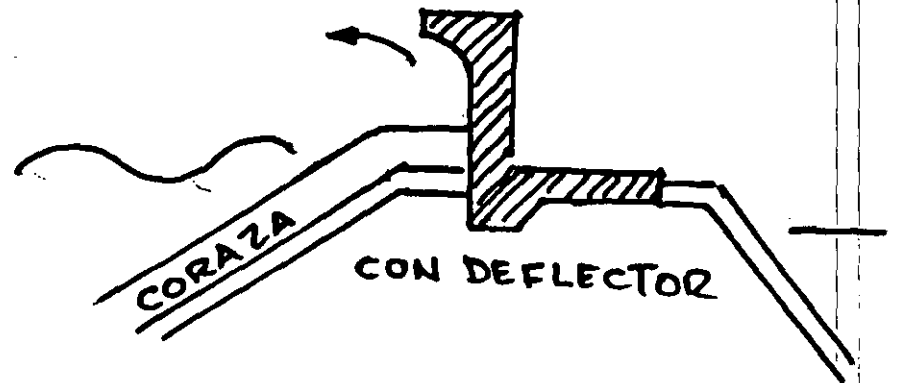
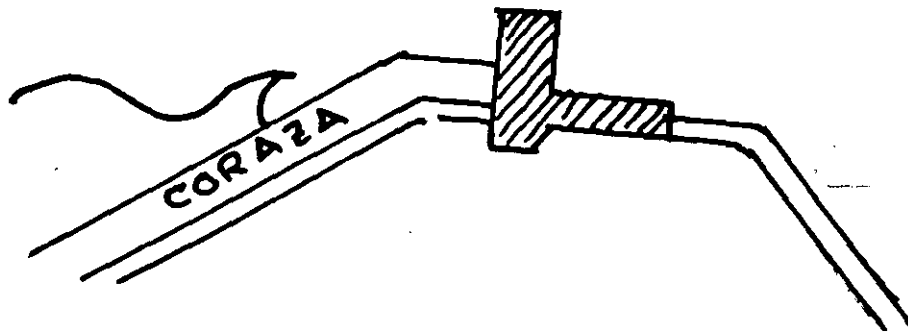


SECCION EN MORRO

SECCION EN CUERPO

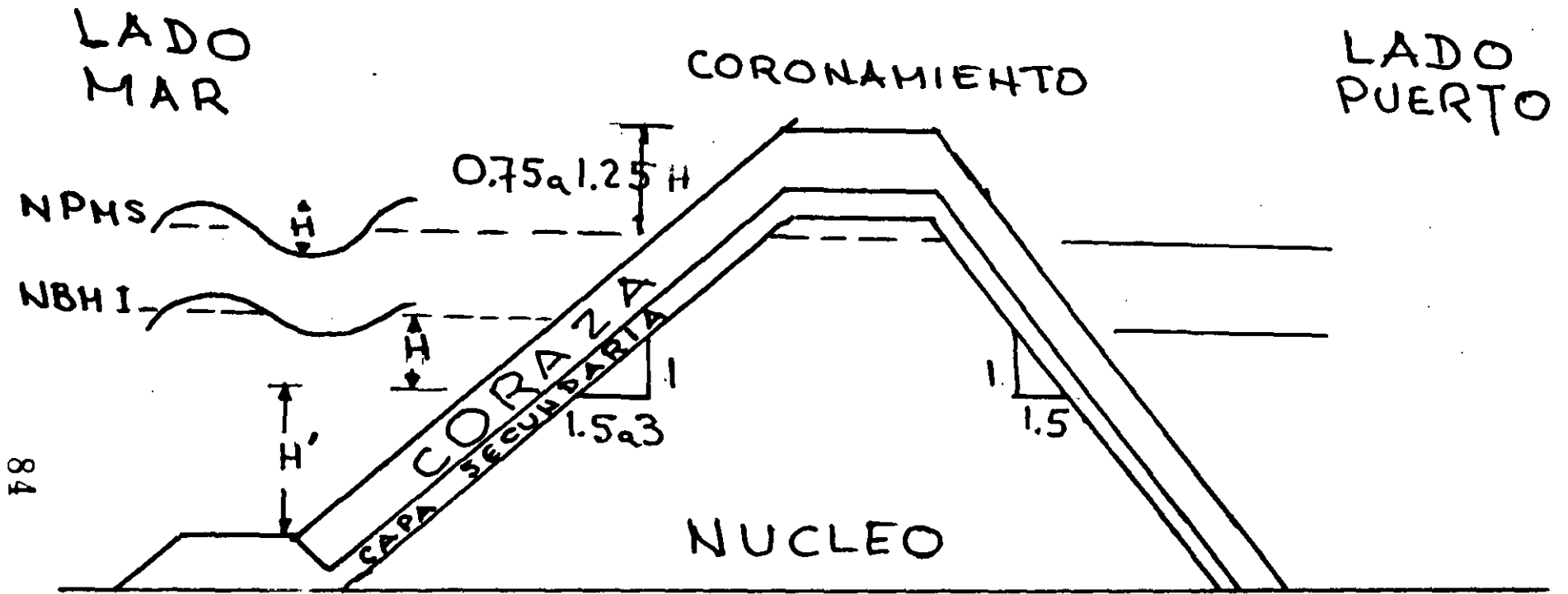
SECCION EN EMPOTRAMIENTO.

83



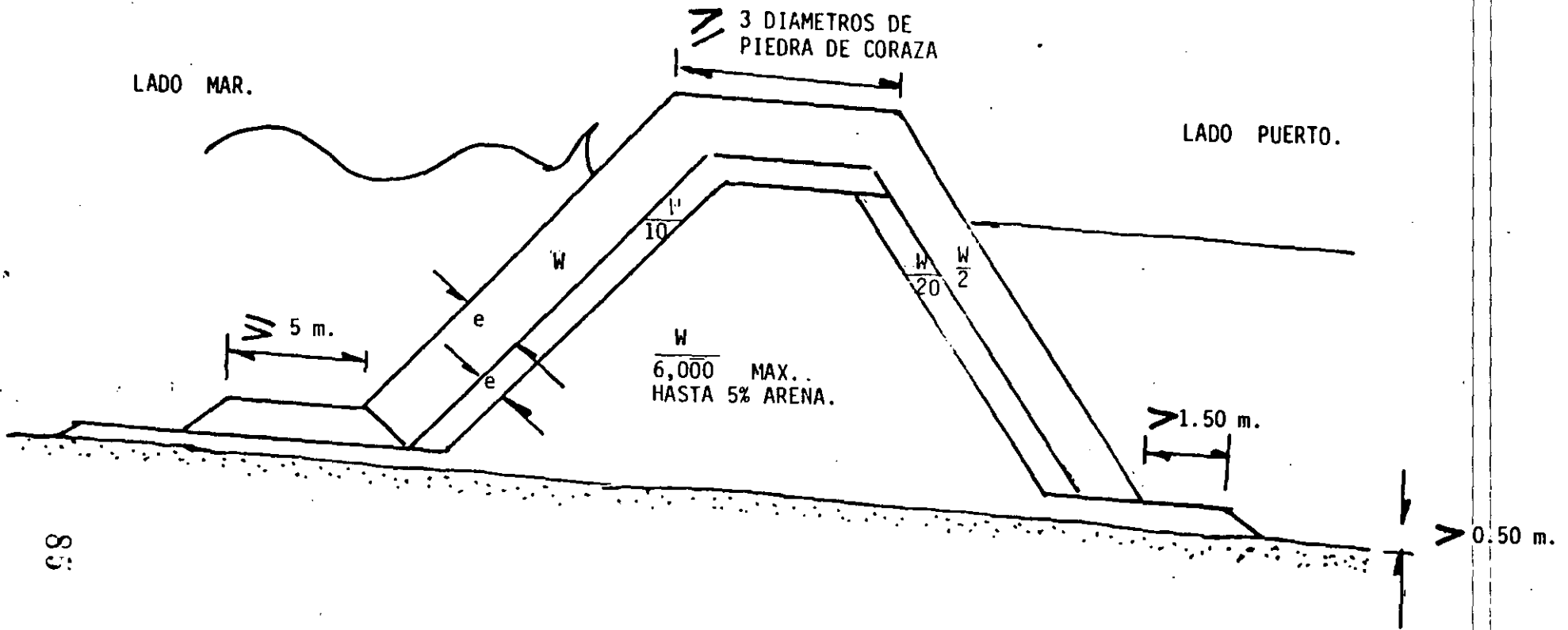
CORONAMIENTOS.

83

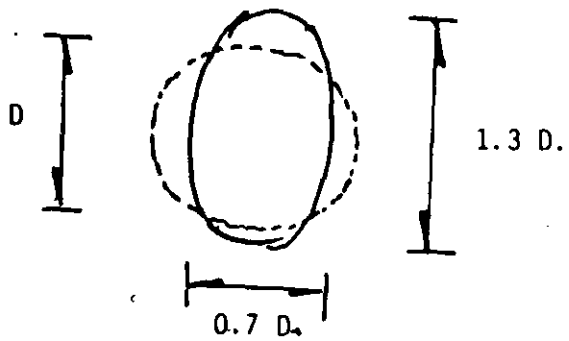


84

H' -OLA VIRTUAL



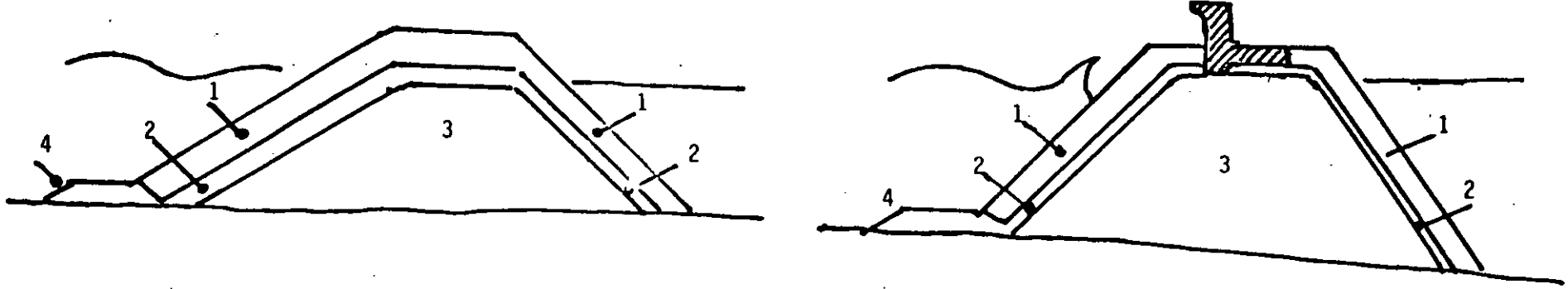
83



TOLERANCIAS EN LOS DIAMETROS DE LA ROCA.

DISTRIBUCION DE PESOS EN UNA SECCION DEL CUERPO DE UN ROMPEOLAS.

MATERIALES DE CONSTRUCCION DE ROMPEOLAS Y ESCOLLERAS A TALUD.



98

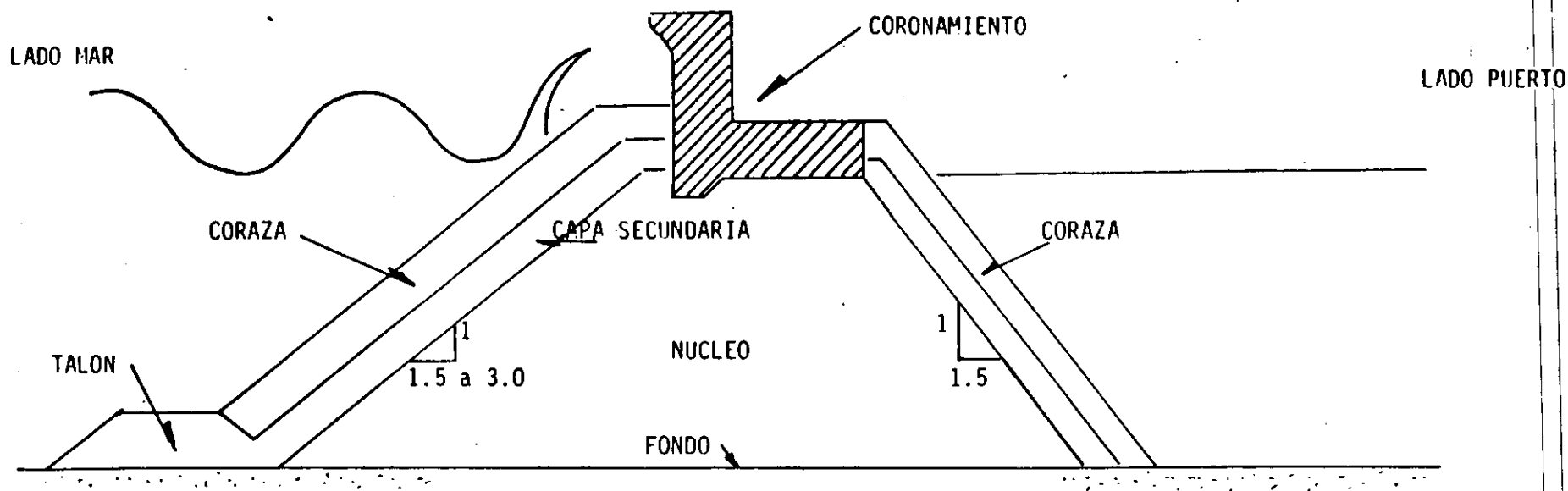
SECCION

DENOMINACION

TIPO DE MATERIAL.

1	CORAZA	ELEMENTOS NATURALES Y ARTIFICIALES
2	CAPA SECUNDARIA	ELEMENTOS NATURALES O ARTIFICIALES
3	NUCLEO	ELEMENTOS NATURALES
4	TALON	ELEMENTOS NATURALES O ARTIFICIALES.

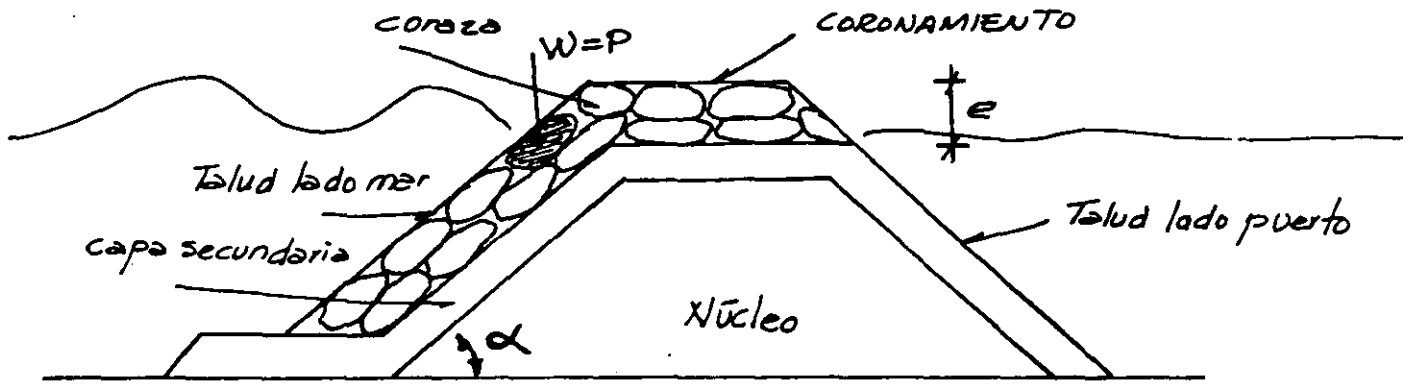
MATERIALES PARA LA CONSTRUCCION DE COMPEOLAS A TALUD.



87

	<u>MATERIAL</u>	<u>PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO</u>	<u>EQUIPO</u>
NUCLEO	ELEMENTOS NATURALES	VERTIDO MARINO O COLOCACION TERRESTRE	BARCAZA, CHALAN, o CAMION.
CAPA SECUNDARIA	ELEMENTOS NATURALES o ARTIFICIALES DE CONCRETO.	COLOCACION TERRESTRE O CON EQUIPO FLO TANTE.	CON GRUA ACOMODADO.
CORAZA	ELEMENTOS NATURALES o ARTIFICIALES DE CONCRETO.	COLOCACION TERRESTRE O CON EQUIPO FLO TANTE.	CON GRUA ACOMODADO O AL AZAR.
TALON DE ATRAQUE	ELEMENTOS NATURALES o ARTIFICIALES DE CONCRETO.	COLOCACION TERRESTRE O CON EQUIPO FLO TANTE.	CON GRUA ACOMODADO.
CORONAMIENTO	CONCRETO COLADO "IN SITU" O PIEZAS PRE-COLADAS.		

DISEÑO DE ROMPEOLAS CON EL METODO DE IRIBARREN (1936),
Cálculo del peso del enrocamiento de un rompeolas a talud.



EQUACION DE IRIBARREN:

$$P = \frac{N H^3 d}{(\cos \alpha - \text{sen} \alpha)^3 (d-1)^3}$$

EN DONDE:

P= PESO DE LA PIEDRA EN TONS.

H= ALTURA DE LA OLA QUE ROMPE CONTRA LA OBRA (EN METROS)

d= PESO ESPECIFICO DEL MATERIAL (TON/m³)

α= ANGULO DEL TALUD CON LA HORIZONTAL. EL TALUD VARIA EN LA PRACTICA DESDE 1.33:1 HASTA 3.5:1

N= 0.015 PARA ELEMENTOS NATURALES

H= 0.019 PARA BLOQUE ARTIFICIALES

SE CONSIDERA QUE EL REVESTIMIENTO EXTERIOR DEBE ESTAR CONSTITUIDO POR DOS CAPAS DE PIEDRA DE TAMAÑO UNIFORMA, Y SU ESPESOR PARA EL CASO DE ELEMENTOS NATURALES SERA DE:

$$e = 2 \sqrt[3]{\frac{P}{d}}$$

EN DONDE:

P= EN TONS.

d= EN TON/m³

e= EN m.

METODO DE HUDSON (1965) PARA EL DISEÑO DE ROMPEOLAS A TALUD.

$$W = \frac{\gamma_s H^3}{K_D (S_s - 1)^3 \cot \theta}$$

- W.- PESO DE UN ELEMENTO DE CORAZA (Kg.)
 γ_s .- PESO ESPECIFICO DEL ELEMENTO DE CORAZA (Kg/m³)
 S_s .- DENSIDAD DEL ELEMENTO DE CORAZA (ADIMENSIONAL)
 H.- ALTURA DE OLA DE DISEÑO
 θ .- ANGULO DEL TALUD DE LA ESTRUCTURA (GRADOS)
 K_D .- COEFICIENTE DE ESTABILIDAD DEL ELEMENTO

VALORES DE K_D

<u>TIPO DE ELEMENTO DE LA CORAZA</u>	<u>CUERPO DEL ROMPEOLAS</u>	<u>MORRO</u>	<u>TALUD cot. θ</u>
ROCA LIZA Y REDONDEADA	2.1	1.7	1.5 a 3.0
ROCA RUGOSA YANGULOSA	3.5	2.5	2.0
TETRAPODOS	7.2	5.5	2.0
DOLOS	22.0	15.0	2.0
CUBOS MODIFICADOS	6.8	5.0	1.5 a 3.0

ESPESOR Y NUMERO DE ELEMENTOS DE UN AREA DETERMINADA DEL TALUD EN CAPA SECUNDARIA Y CORAZA, EN ROMPEOLAS.

<u>ELEMENTO</u>	<u>NUMERO DE CAPAS</u>	<u>K_Δ COEFICIENTE DE CAPA.</u>	<u>POROSIDAD (P) %</u>
ROCA REDONDEADA Y LISA	2	1.02	38
ROCA RUGOSA	2	1.15	37
CUBO MODIFICADOS	2	1.10	47
TETRAPODO	2	1.04	50
DOLO	2	1.00	63

$$e = n K_{\Delta} \left(\frac{W}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

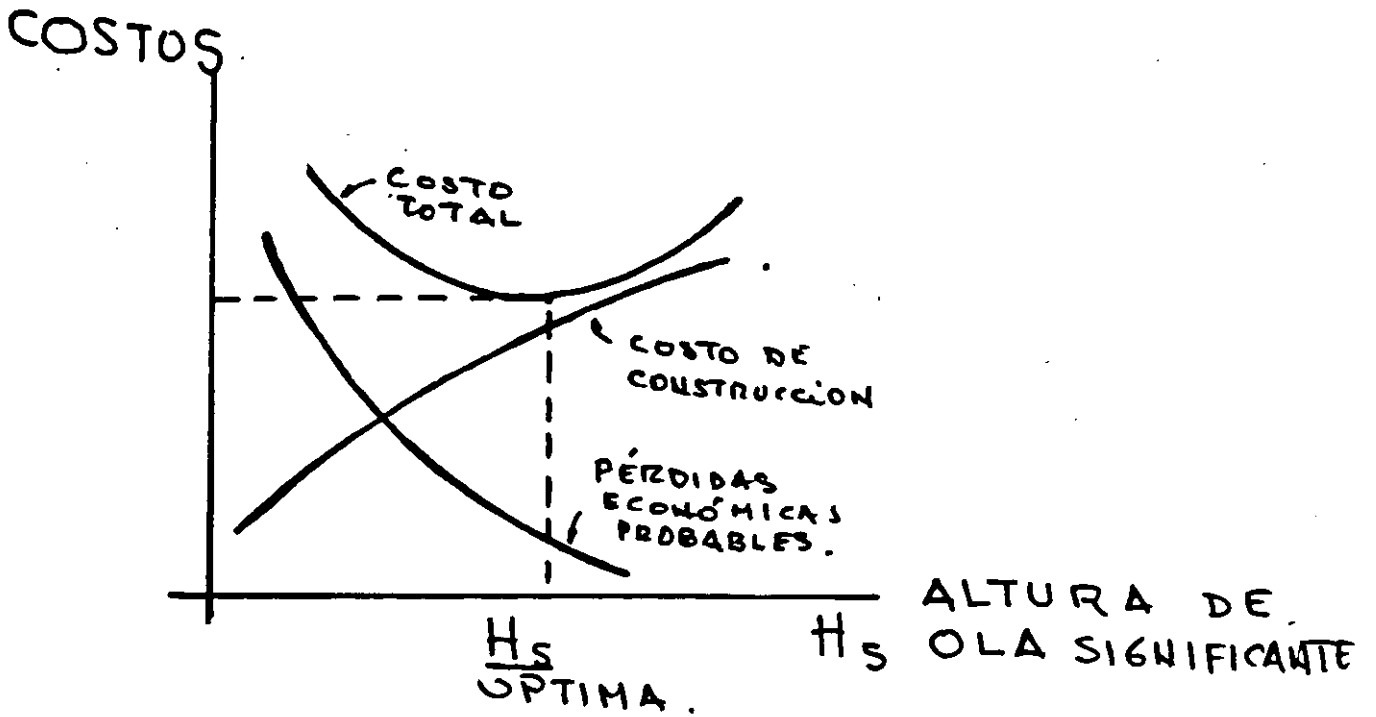
EN DONDE:

- e.- ESPESOR CAPA SECUNDARIA Y/O CORAZA
 K_Δ.- COEFICIENTE DE CAPA, QUE TOMA EN CUENTA EL TIPO DE ELEMENTOS
 W.- PESO DE UN ELEMENTO, DE CAPA SECUNDARIA Y/O CORAZA
 γ_s.- PESO ESPECIFICO DEL ELEMENTO

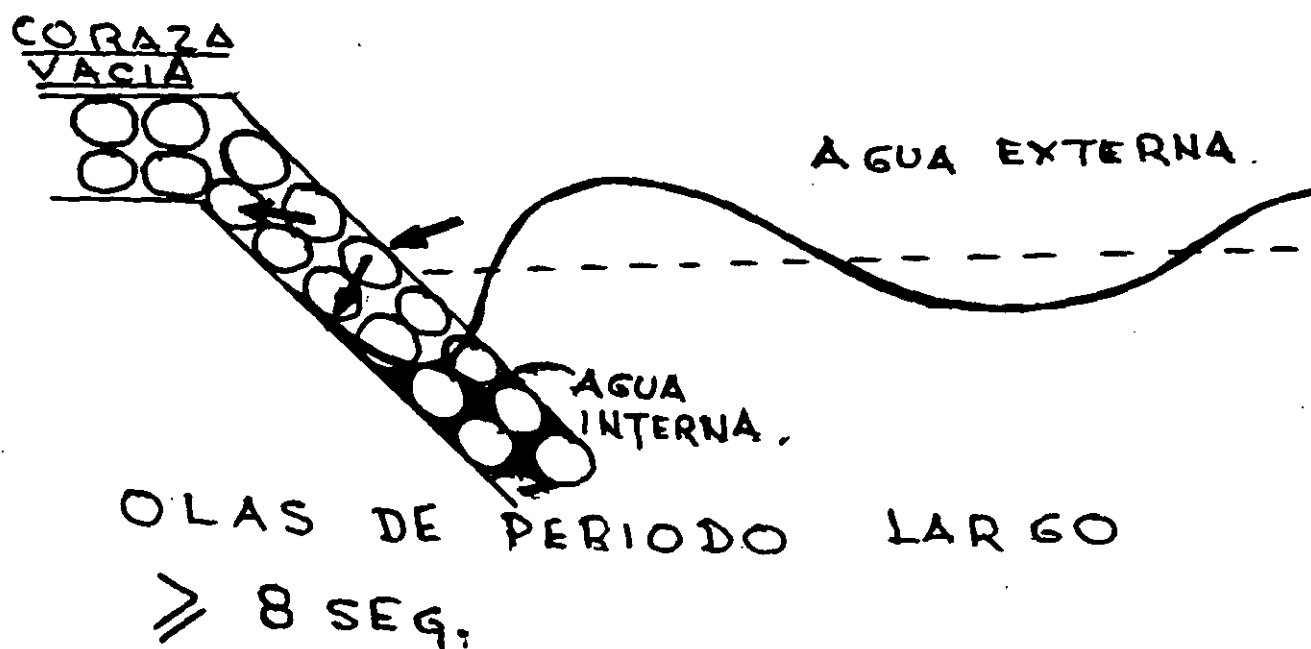
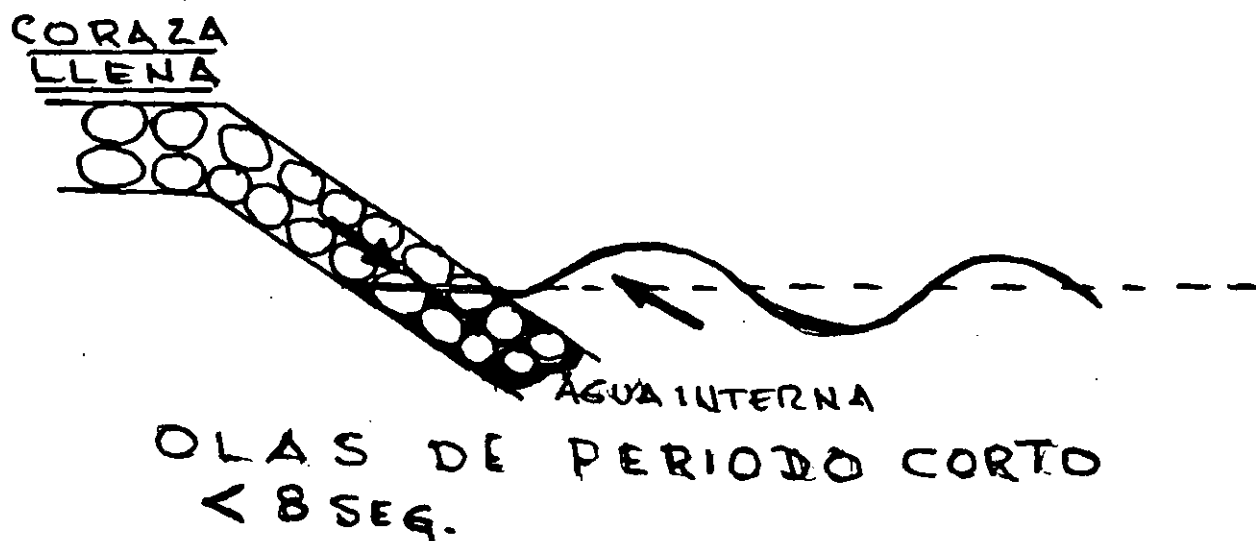
$$N = n K_{\Delta} \left(1 - \frac{P}{100} \right) \left(\frac{\gamma_s}{W} \right)^{\frac{2}{3}} A$$

EN DONDE:

- N= NUMERO DE ELEMENTOS POR UN AREA DETERMINADA DEL TALUD
 A= NUMERO DE ELEMENTOS POR CADA 100 m².
 n= NUMERO DE CAPAS QUE FORMAN EL ESPESOR.
 P=POROSIDAD.

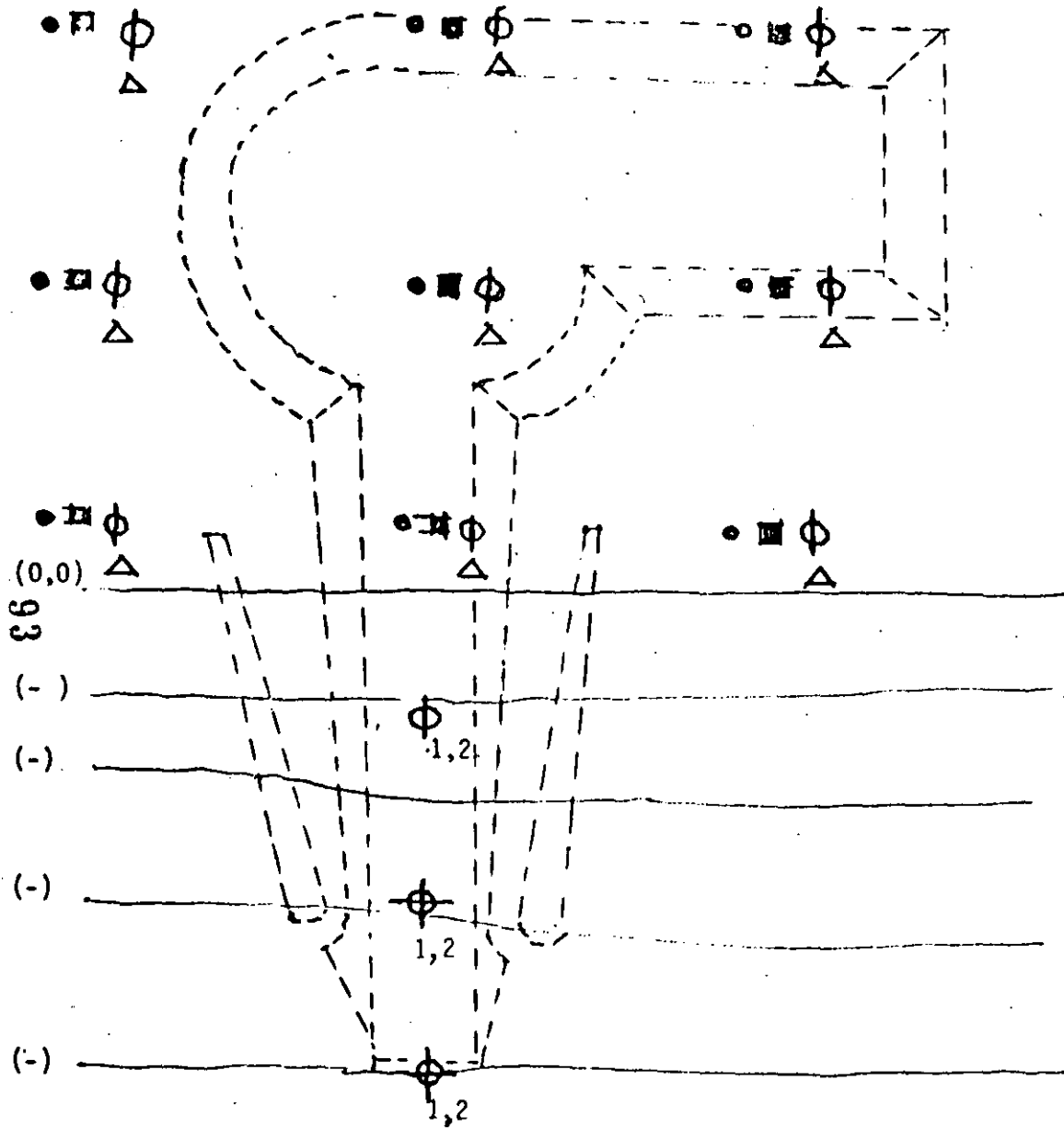


RELACION
COSTO ROMPEOLAS VS. ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE



EL PERIODO DEL OLEAJE Y SU
EFECTO EN LA ESTABILIDAD
DE LA CORAZA DE UN ROMPEOLAS.

ESTUDIOS GEOLOGICOS Y DE MECANICA DE SUELOS:



1.- SONDEOS GEOFISICOS

- ELECTRICOS
- SISMICOS

2.- DE MECANICA DE SUELOS

- POZOS A CIELO ABIERTO ●
- POZOS DE LAVADO ■
- SONDEOS DE PENETRACION ESTANDAR ϕ, ϕ
- SONDEOS INALTERADOS \triangle

- CONO ESTATICO ϕ_1
- CONO DINAMICO ϕ_2

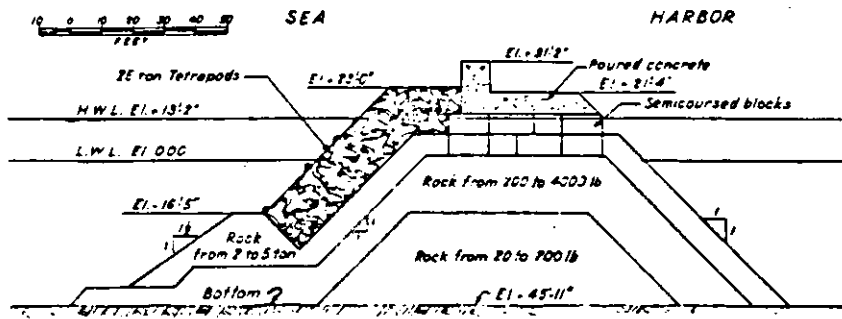


Fig. 4.44 Cross section through tetrapod armored breakwater at Safi, Morocco. (Courtesy of NEYRPIG, Grenoble, France.)

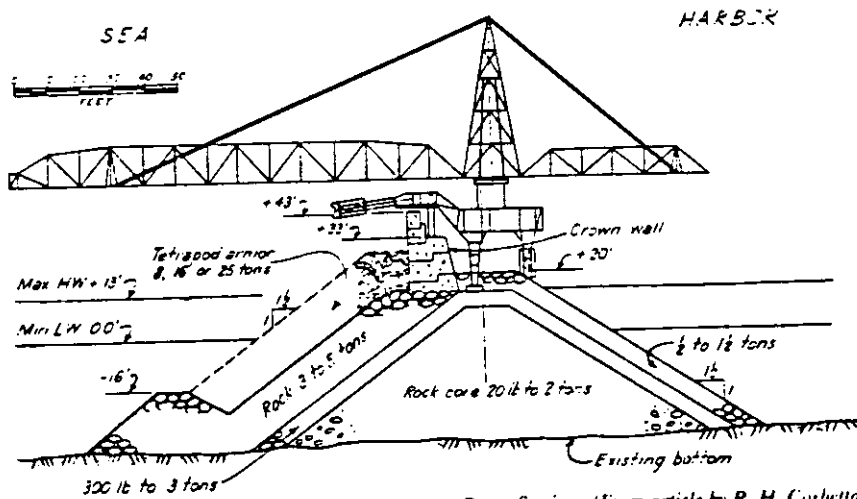
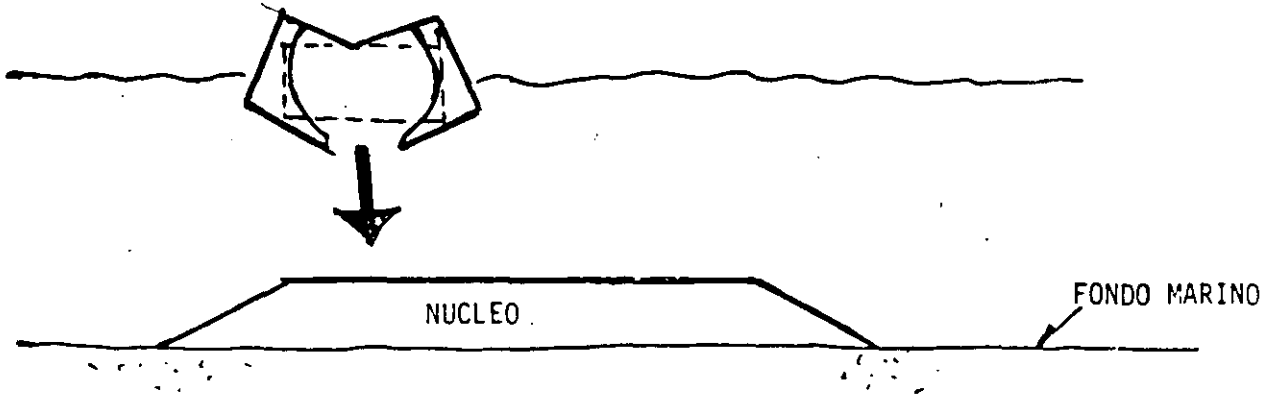


Fig. 4.43 Cross section through breakwater at Rota, Spain. (From article by R. H. Corbetta and H. W. Hunt, Civil Engineering, October, 1958.)

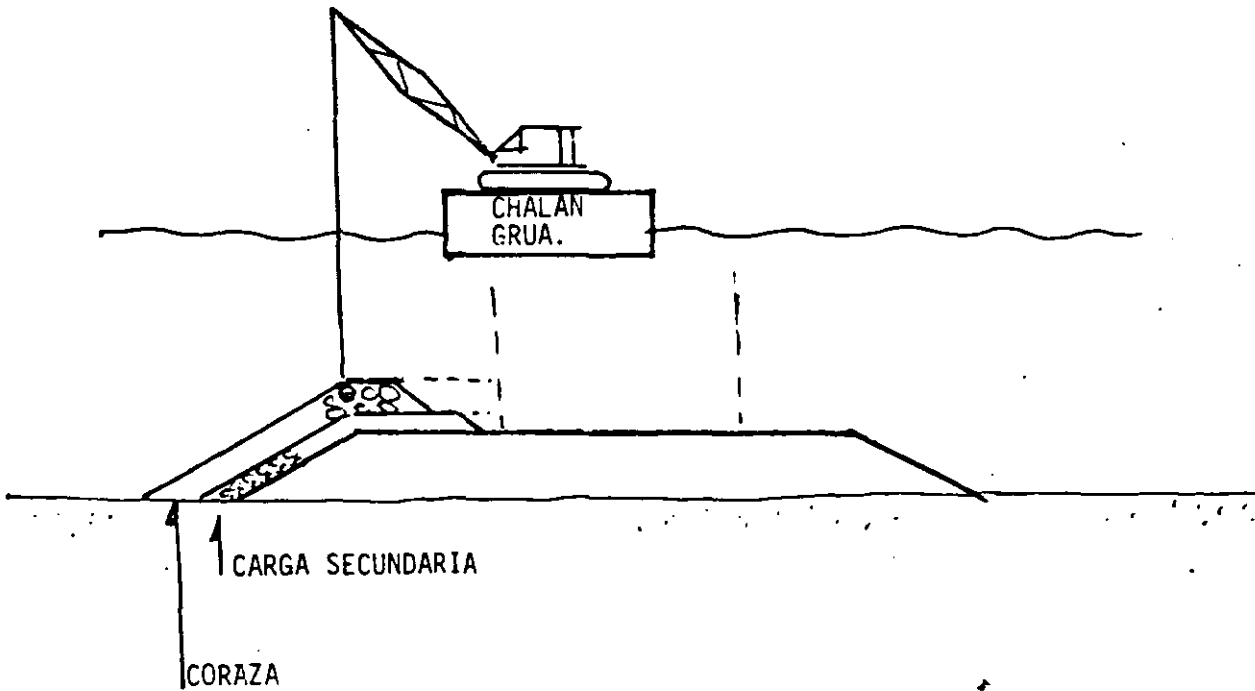
SECCION TRANSVERSAL DE UN ROMPEOLAS CON CORAZA A BASE DE TETRAPODOS.

FASE 1.

CHALAN GRUA O BARCAZA DE
DESCARGA POR FONDO.



FASE 2.



ELEMENTOS ARTIFICIALES DE CONCRETO PARA LA CORAZA DE ROMPEOLAS A TALUD.

1.- CUBOS (PUROS, MODIFICADOS, RANURADOS)

2.- PARALELEPIPEDOS

3.- TETRAPODOS

4.- DOLOS

5.- TRIBAR

6.- CUADRIPODOS

7.- HEXAPODOS

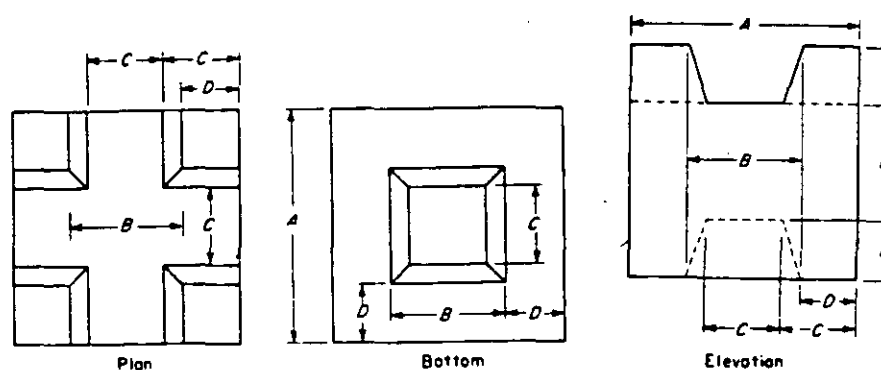
8.- AKMON

9.- STABIT

10.- ACROPODOS

ELEMENTOS DE MAYOR UTILIZACION. _____

TABLE 4-7—Modified Cubes: Volume, Weight, Thickness of Layers, and Dimensions



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

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

CUBOS MODIFICADOS

ELEMENTOS ARTIFICIALES DE CONCRETO PARA CORAZAS DE ROMPEOLAS A TALUD.

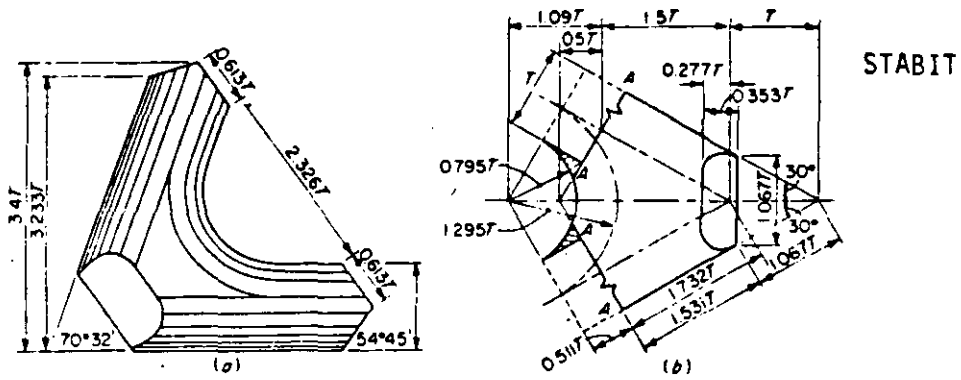
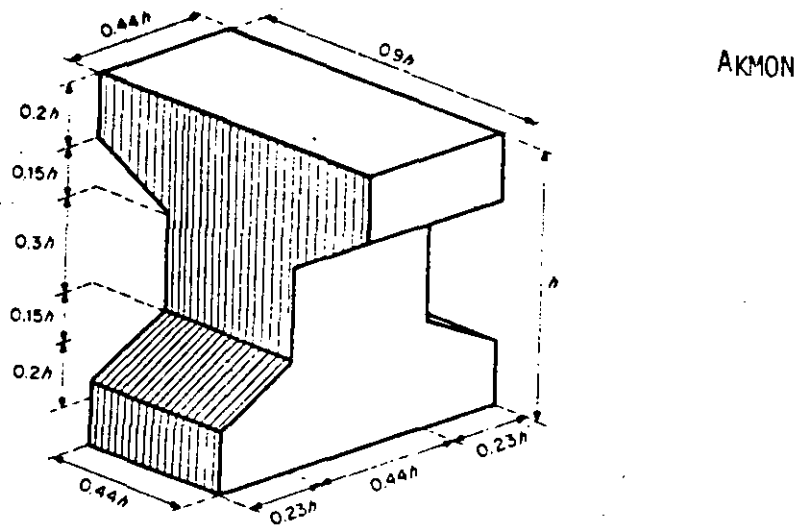
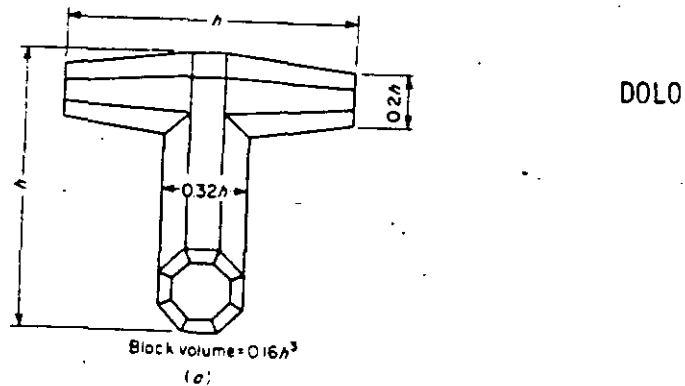


Fig. 4.42 Stabiti proportional dimensions: (a) Side elevation of stabiti sitting on two limbs; (b) part plan of stabiti showing corner. The stabiti comprises, in effect, four identical corners joined along section A-A. The area shown shaded overlaps the adjoining corner. An overlap (not shown) also occurs where the inner radius of the adjacent corner extends a corresponding distance beyond this section. (From chap. 52 by K. Y. Singh, *Proceedings of Eleventh Conference on Coastal Engineering, London, England, September, 1968.*)

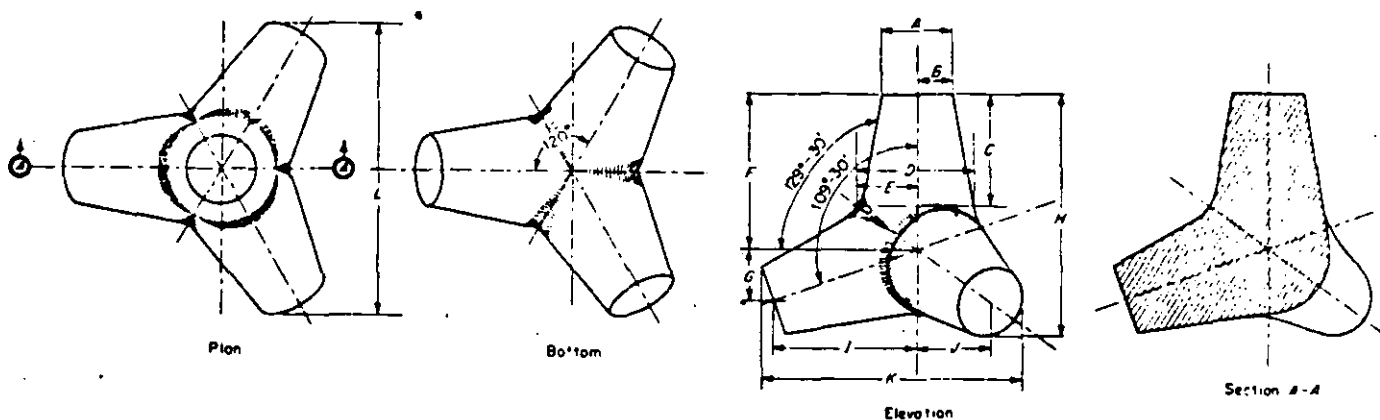


Volume of block $0.3h^3$
 Fig. 4.41 Akmon armor unit. (From Publication 27, *Hydraulics Laboratory, Delft, Netherlands.*)



Block volume $= 0.16h^3$
 (a)

TABLE 4.3 Tetrapods: Volume, Weight, Thickness of Layers, and Dimensions



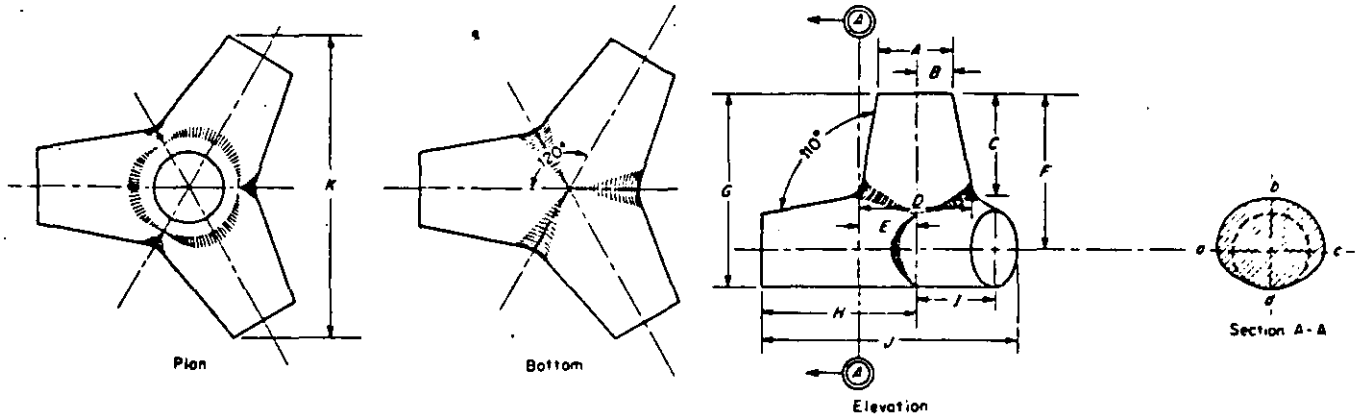
Volume of individual armor units, cu ft											
	7.14	14.29	28.57	71.43	142.86	214.29	285.71	357.14	428.57	500.00	571.43
Specific weight, pcf	Weight of individual armor units, tons										
140.0	0.50	1.00	2.00	5.00	10.00	15.00	20.00	25.00	30.00	35.00	40.00
149.5	0.53	1.07	2.14	5.34	10.68	16.02	21.36	26.70	32.04	37.38	42.71
156.0	0.56	1.11	2.23	5.57	11.14	16.71	22.29	27.86	33.43	39.00	44.57
162.0	0.58	1.16	2.31	5.79	11.57	17.36	23.14	28.93	34.71	40.50	46.29
Average measured thickness of two layers random-placed, ft											
	4.01	5.05	6.36	8.63	10.87	12.45	13.70	14.76	15.68	16.51	17.26
Number of armor units per 1,000 sq ft, two layers, random-placed											
	280.16	176.49	111.18	60.42	37.96	29.02	24.02	20.70	18.41	16.54	15.18
Symbol	Dimensions of armor units, ft										
A	0.89	1.12	1.41	1.91	2.41	2.76	3.04	3.27	3.48	3.66	3.83
B	0.44	0.56	0.70	0.95	1.20	1.36	1.52	1.63	1.74	1.83	1.91
C	1.40	1.77	2.23	3.02	3.81	4.36	4.80	5.17	5.50	5.79	6.05
D	1.38	1.74	2.20	2.98	3.76	4.30	4.73	5.10	5.42	5.70	5.96
E	0.69	0.87	1.10	1.49	1.88	2.15	2.37	2.55	2.71	2.85	2.96
F	1.89	2.38	3.00	4.08	5.14	5.88	6.47	6.97	7.41	7.80	8.16
G	0.63	0.79	1.00	1.36	1.71	1.96	2.16	2.32	2.47	2.60	2.72
H	2.94	3.71	4.67	6.34	7.99	9.14	10.07	10.84	11.52	12.13	12.68
I	1.72	2.25	2.83	3.84	4.84	5.54	6.10	6.57	6.98	7.35	7.69
J	0.89	1.12	1.41	1.92	2.42	2.77	3.05	3.28	3.49	3.67	3.84
K	3.21	4.04	5.09	6.91	8.71	9.97	10.97	11.82	12.56	13.23	13.83
L	3.54	4.45	5.61	7.62	9.60	10.98	12.09	13.02	13.84	14.57	15.23

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

TETRAPODOS

ELEMENTOS ARTIFICIALES DE CONCRETO PARA CORAZAS DE ROMPEOLAS A TALUD.

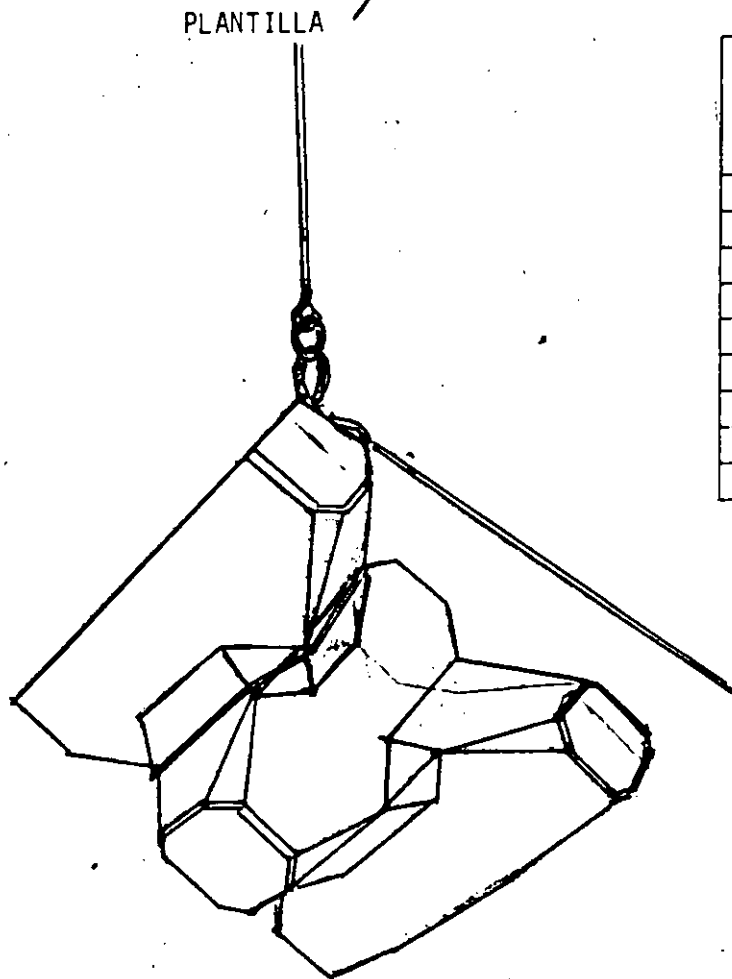
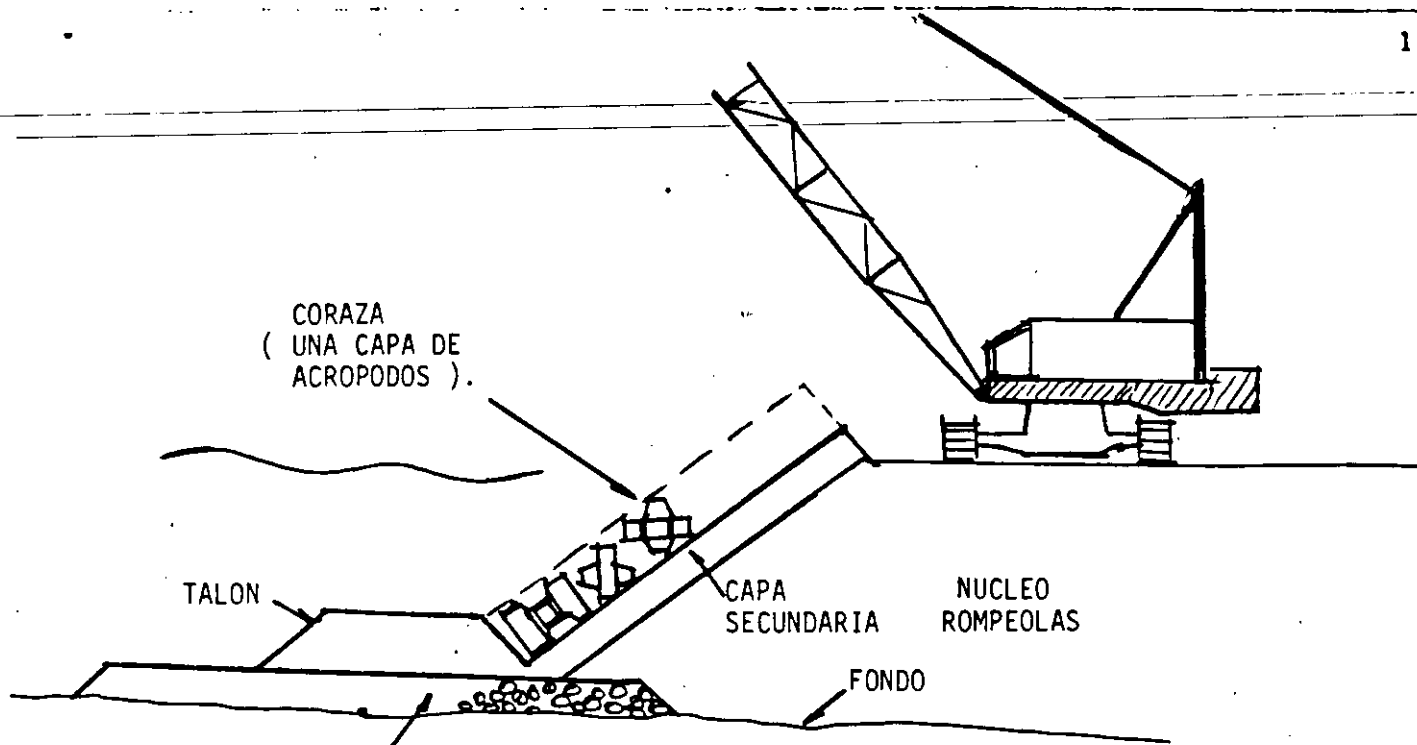
TABLE 4.4 Quadripods: Volume, Weight, Thickness of Layers, and Dimensions



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

CUADRIPODOS

ELEMENTOS ARTIFICIALES DE CONCRETO PARA CORAZAS DE ROMPEOLAS A TALUD.



Volume of block (m ³)	Height (m)	Weight for d=2.4 (t)	Volume of concrete per m ² of facing (m ³ /m ²)	Prefabrication area required per block (m ²)	Number of blocks stored per 100 m ²
0.8	1.34	1.92	0.6	4.1	81.5
1.5	1.66	3.6	0.7	5.1	53
2.5	1.96	6.0	0.85	6.0	38
4	2.30	9.6	1.0	7.0	27
6.3	2.67	15.12	1.15	8.2	20
9	3.01	21.6	1.30	9.2	16
12	3.31	28.8	1.45	10.1	13
16	3.65	38.4	1.60	11.1	11
21	3.99	50.4	1.75	12.2	9

Initial choice of the size of ACCROPODE® block is made by application of Hudson's formula:

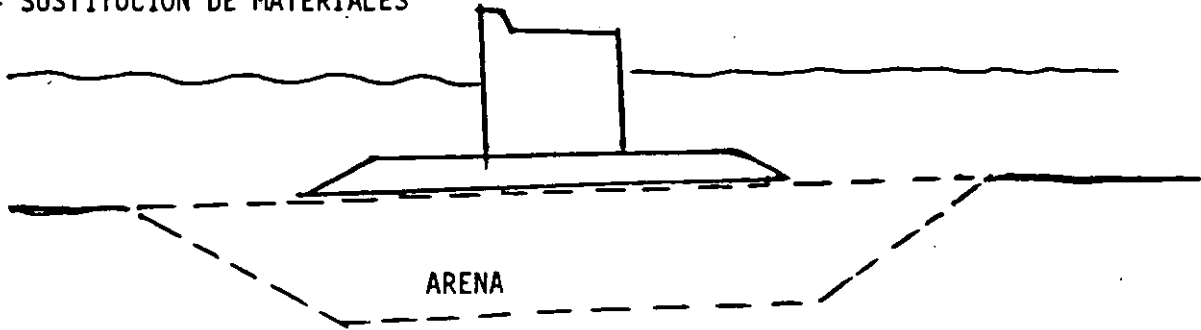
$$W = \frac{w \cdot H^3}{K_D (Sr-1)^3 \cotan \alpha}$$

in which the coefficient $K_D = 12$ is adopted for non-breaking waves, and $K_D = 10$ for breaking waves.

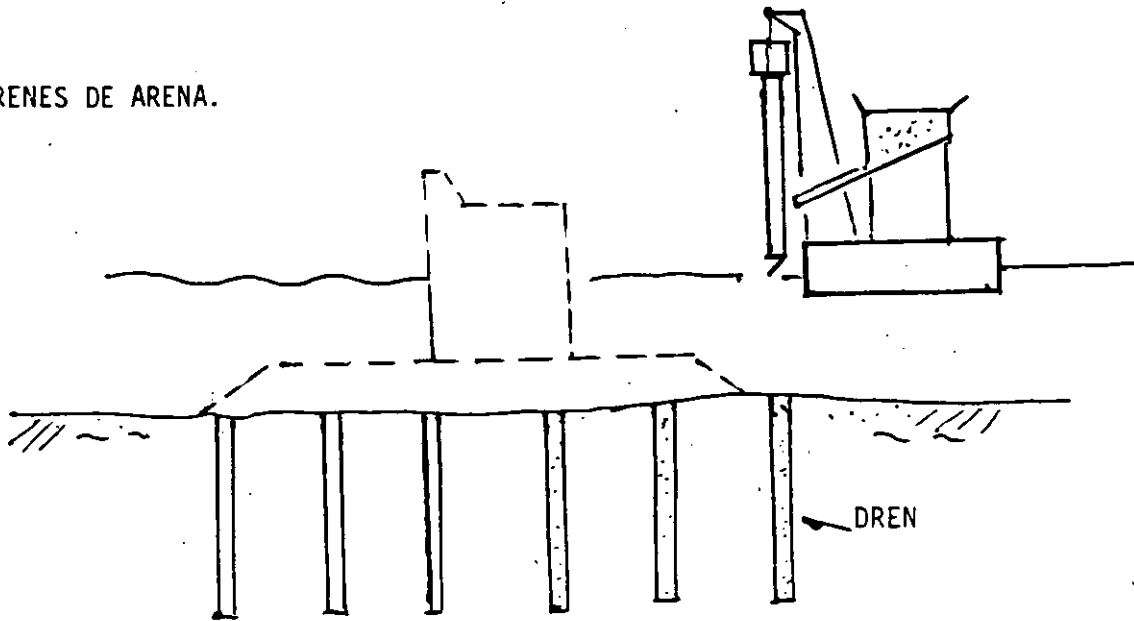
Corrections have to be made to this preliminary calculation to take into account notably the effect of wave period, the bed slope in front of the structure and the validity attributed to the data determining the design wave height.

Numerous laboratory tests have shown that application of the above K_D values in the design calculations is the equivalent of taking into account a **safety factor of 1.36 with respect to the design wave height and consequently 2.53 with respect to the unit weight of the block.**

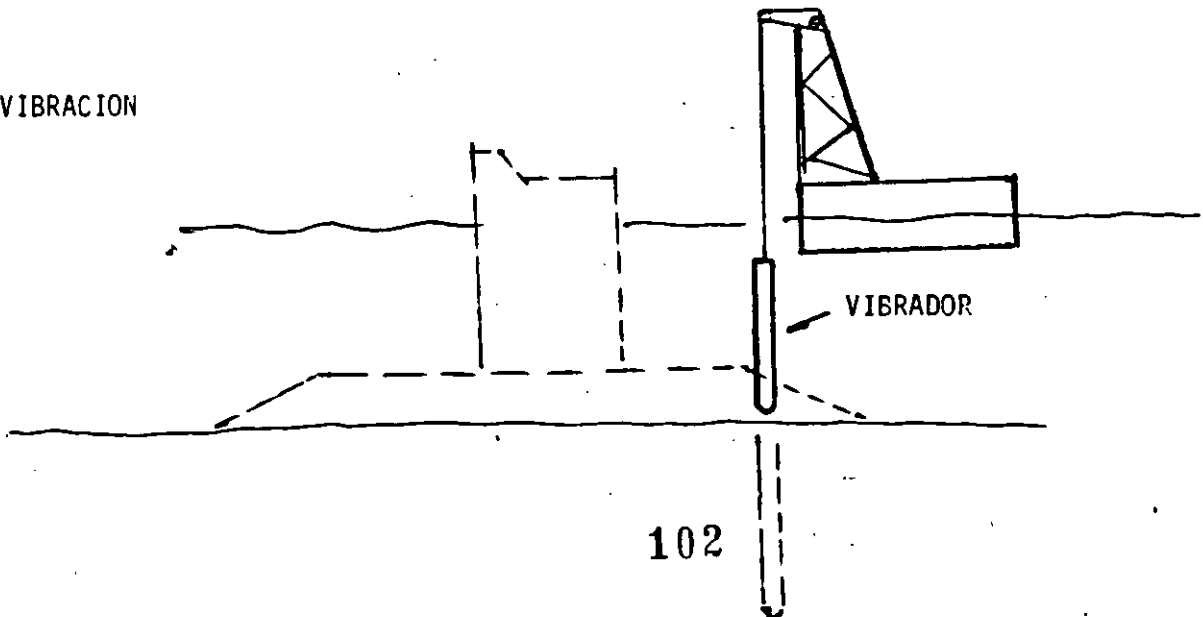
1.- SUSTITUCION DE MATERIALES

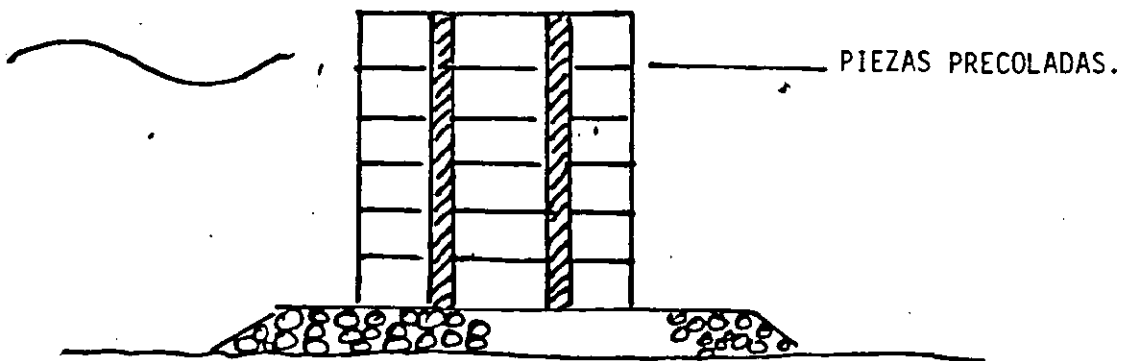
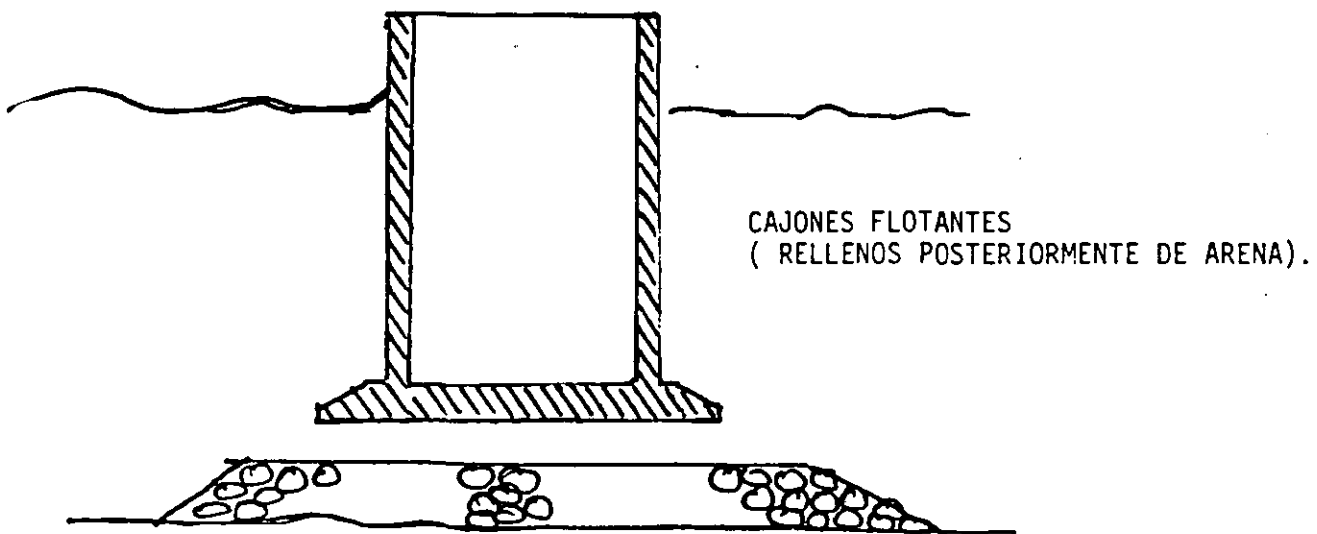
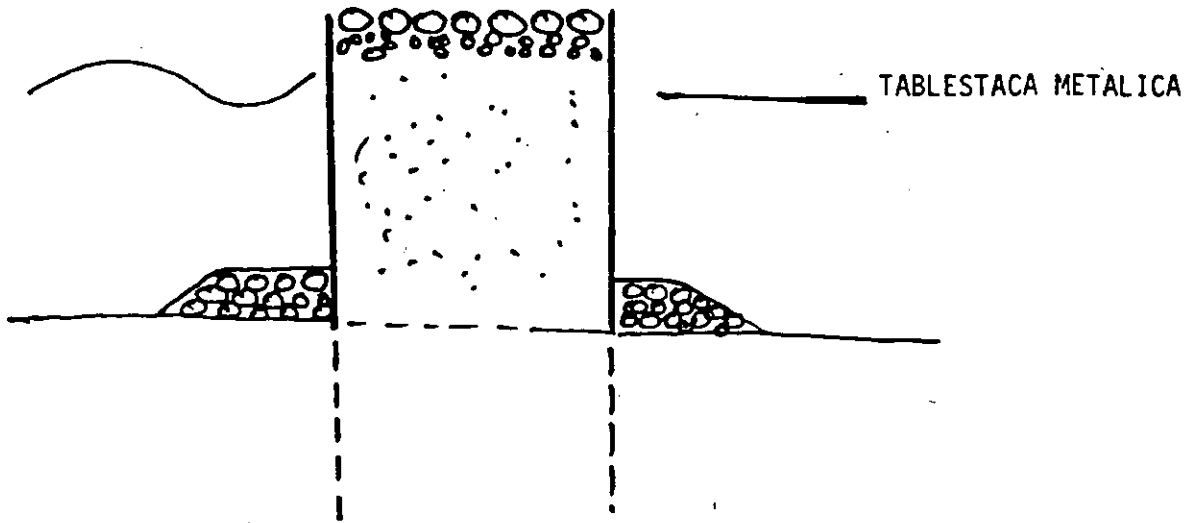


2.- DRENES DE ARENA.



3.- VIBRACION





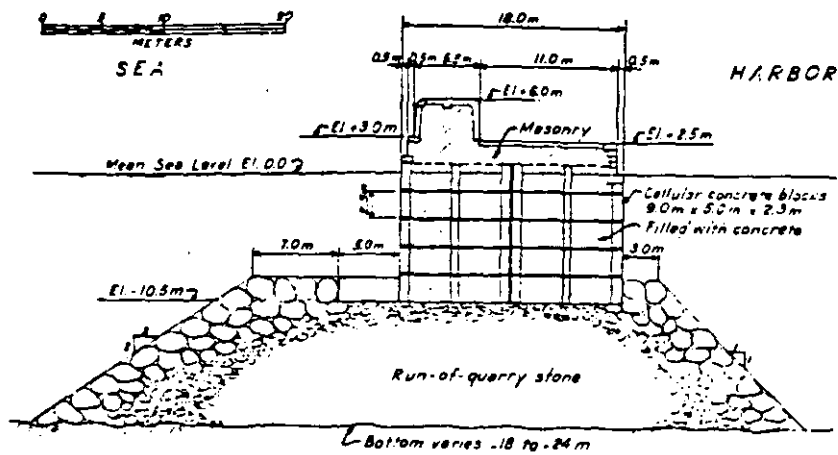


Fig. 4.53 Cross section through the Granili breakwater at the Port of Naples, Italy. (From report by I. Ingles, XIIIth International Congress of Navigation, Philadelphia, 1912.)

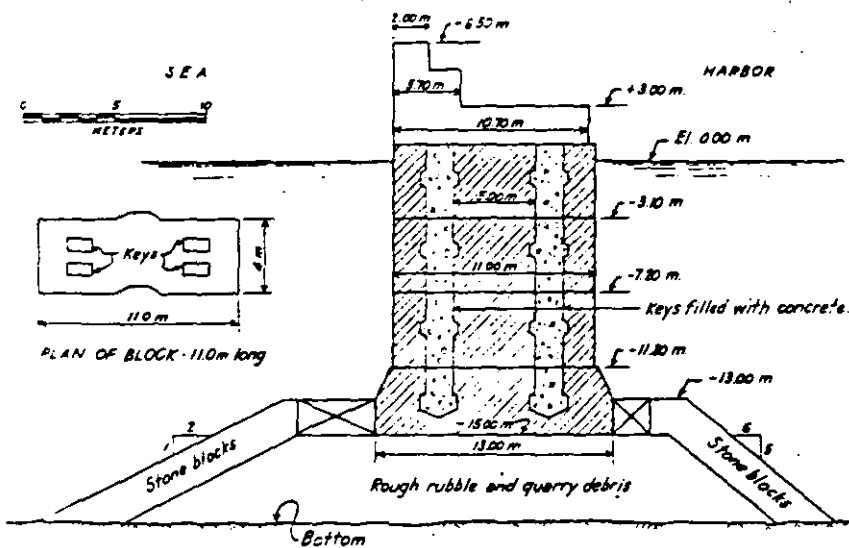


Fig. 4.54 Cross section through the Algiers, Morocco, breakwater.

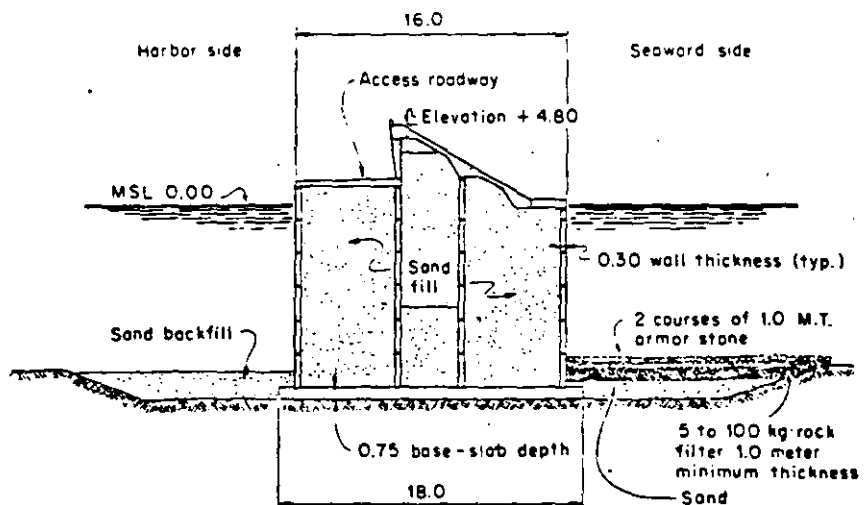


Fig. 4.57 Cross section through breakwater at Marsa el Brega, Libya. Dimensions in meters. (Courtesy of Van Houten Associates.)

ROMPEOLAS CON CAJONES FLOTANTES

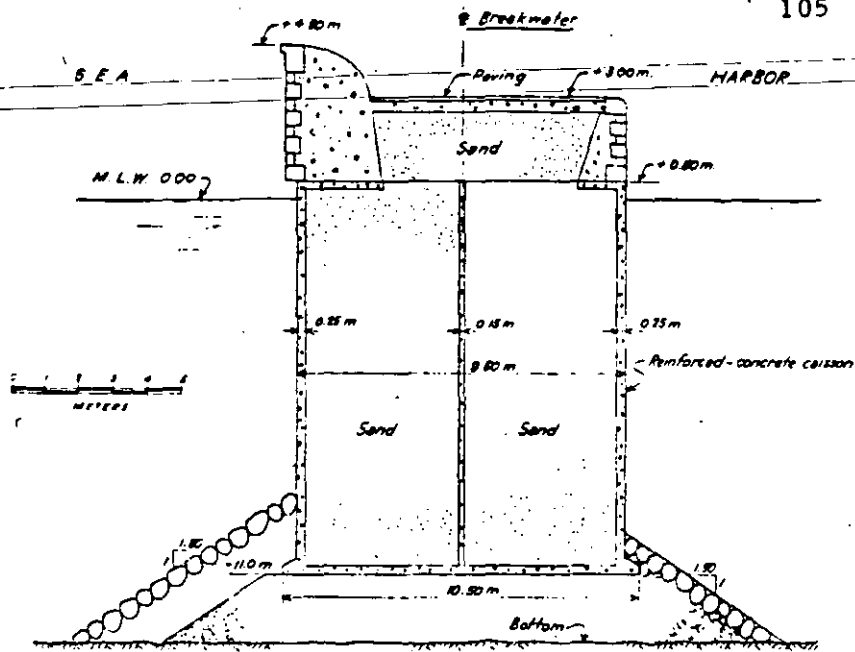


Fig. 4.56 Cross section through north breakwater at Helsingborg Harbor, Sweden. (From Paper 82 by Alban Lange and Rikord V. Frost, XVth International Congress of Navigation, Brussels, 1935.)

ROMPEOLAS CON GAVIONES DE TABLESTACA METALICA PLANA.

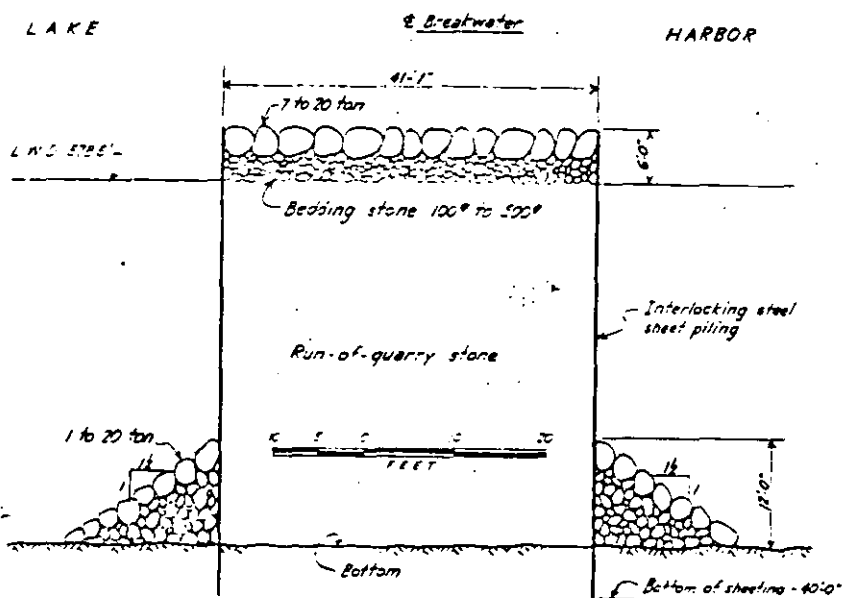


Fig. 4.59 Cross section through cellular sheet-pile breakwater at Calumet on Lake Michigan. (From Paper 79 by Lt. Col. H. C. Tyler, Corps of Engineers, United States Army, XVth International Congress of Navigation, Brussels, 1935.)

ROMPEOLAS DE CORONAMIENTO REDUCIDO.

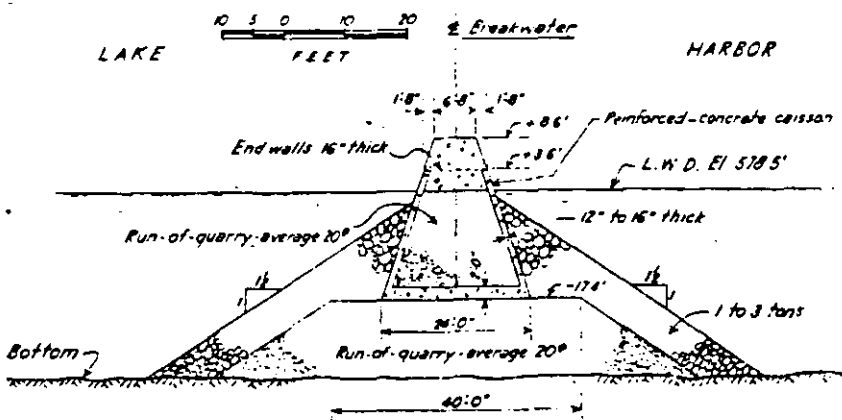
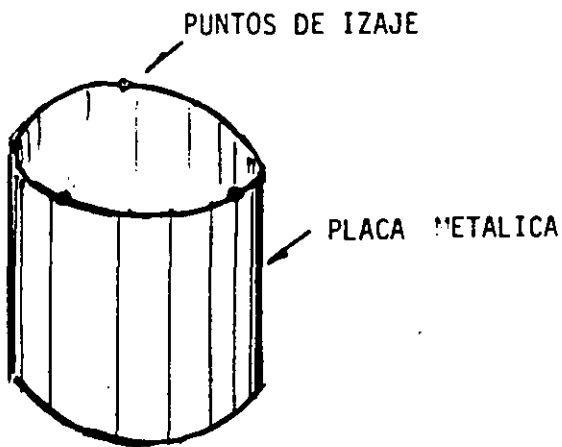
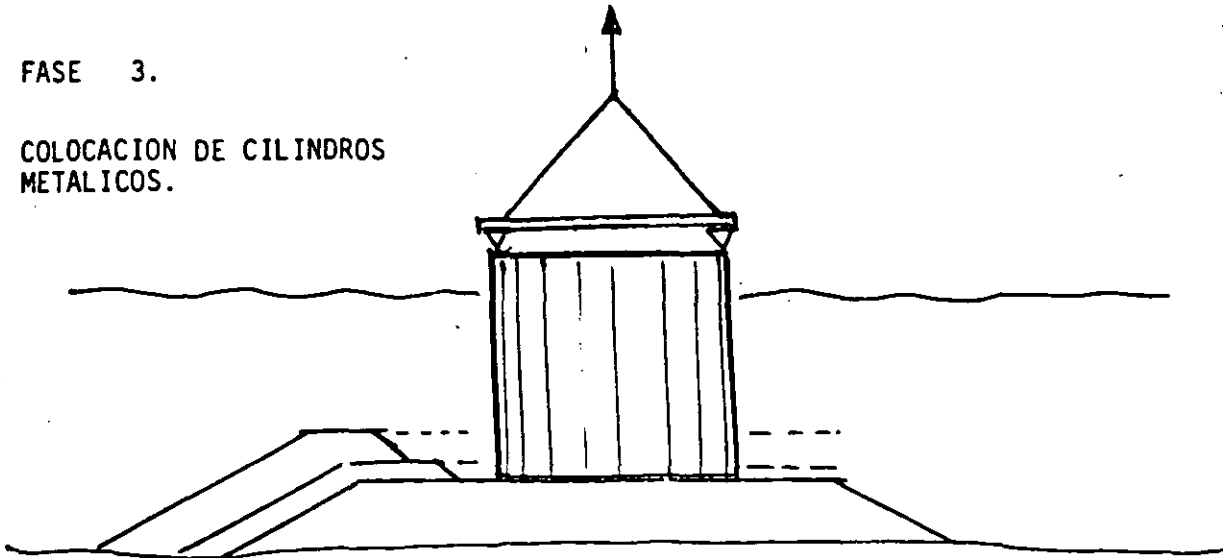


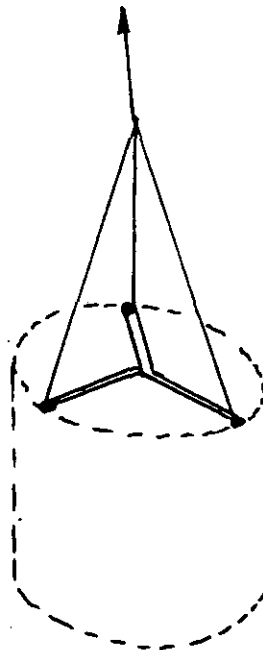
Fig. 4.55 Cross section through south breakwater at Milwaukee on Lake Michigan. (From Paper 79 by Lt. Col. H. C. Tyler, Corps of Engineers, United States Army, XVth International Congress of Navigation, Brussels, 1935.)

FASE 3.

COLOCACION DE CILINDROS METALICOS.

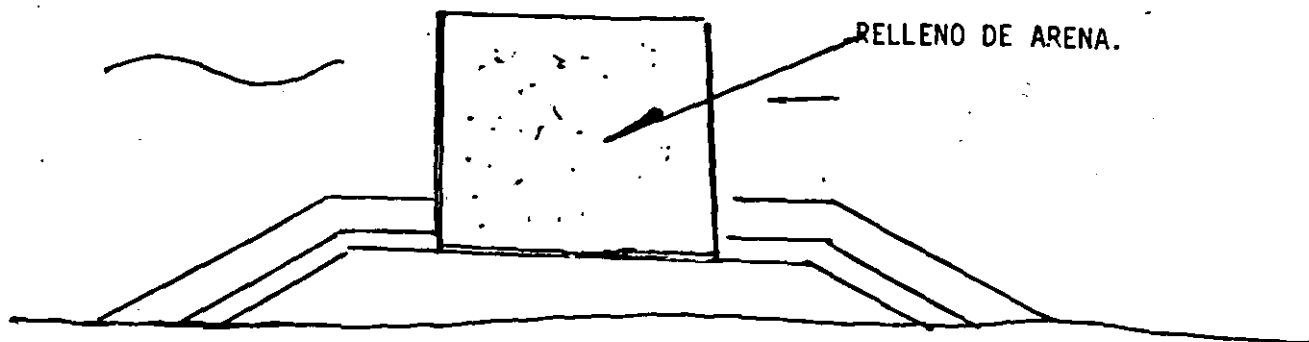


CILINDROS.

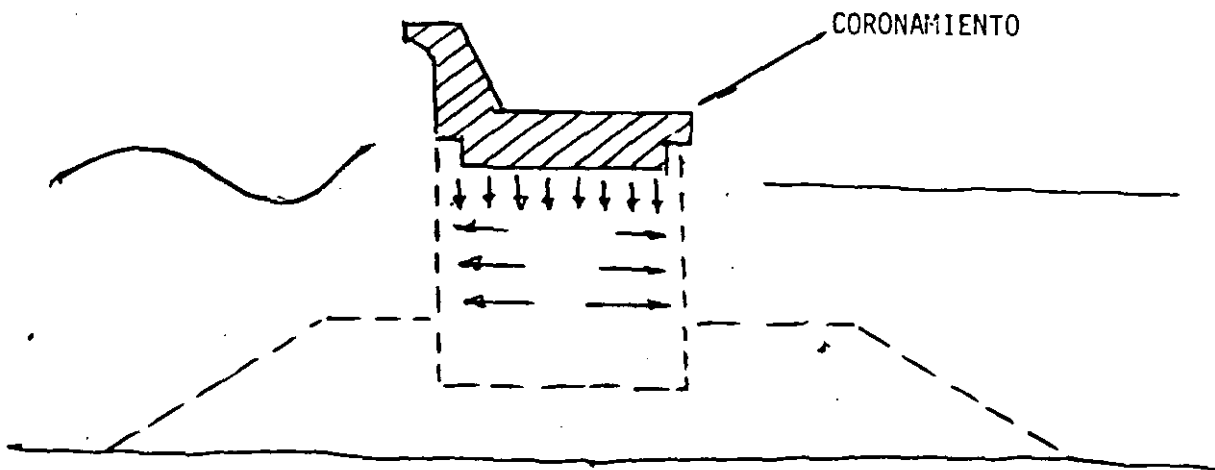


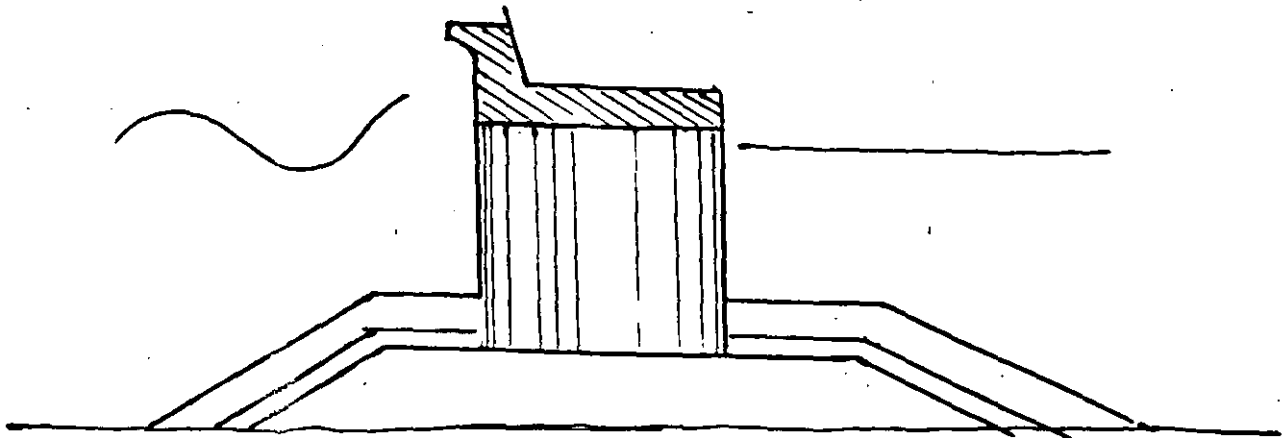
SISTEMA DE IZAJE Y COLOCACION DE CILINDROS.

FASE 4.

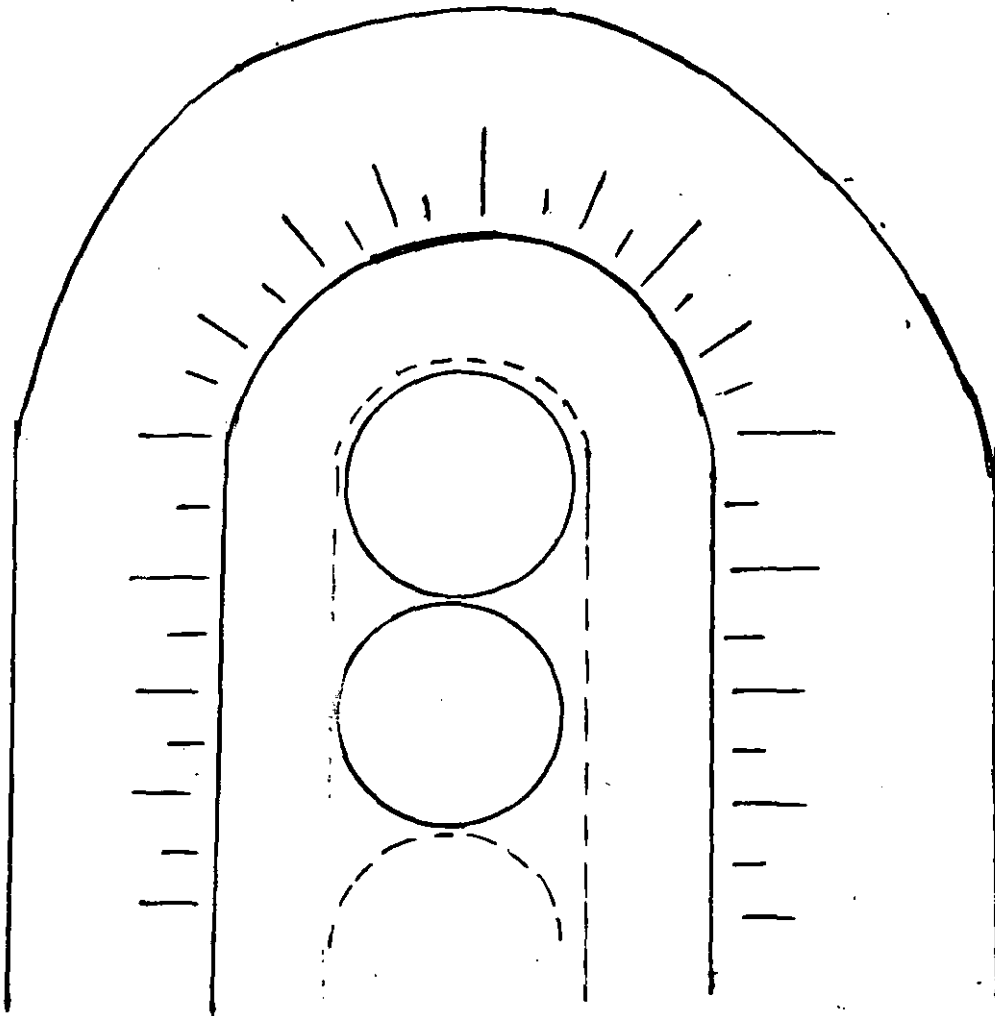


FASE 5.



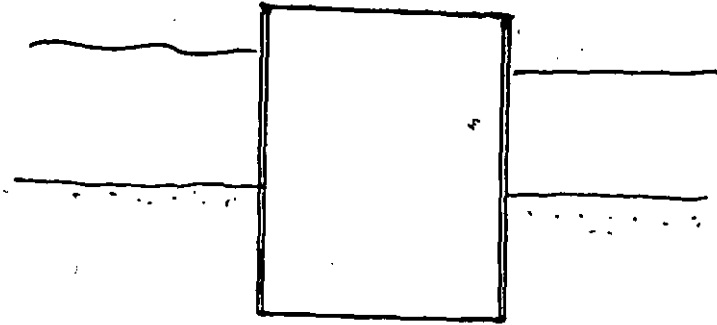


SECCION

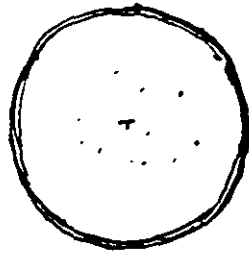


ROMPEOLAS DE ... NES A BASE DE CILINDRO DE PLACA METALIC

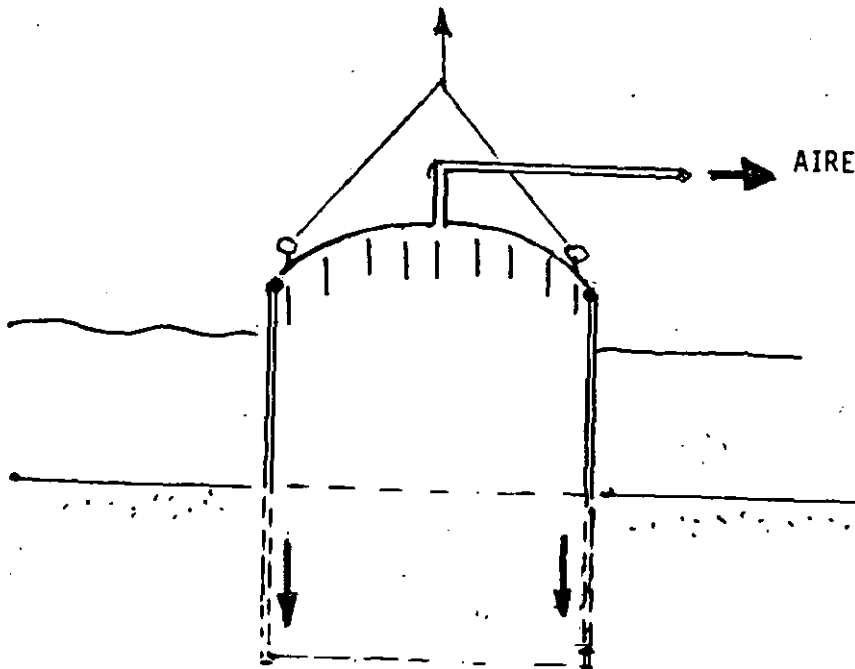
PLANTA



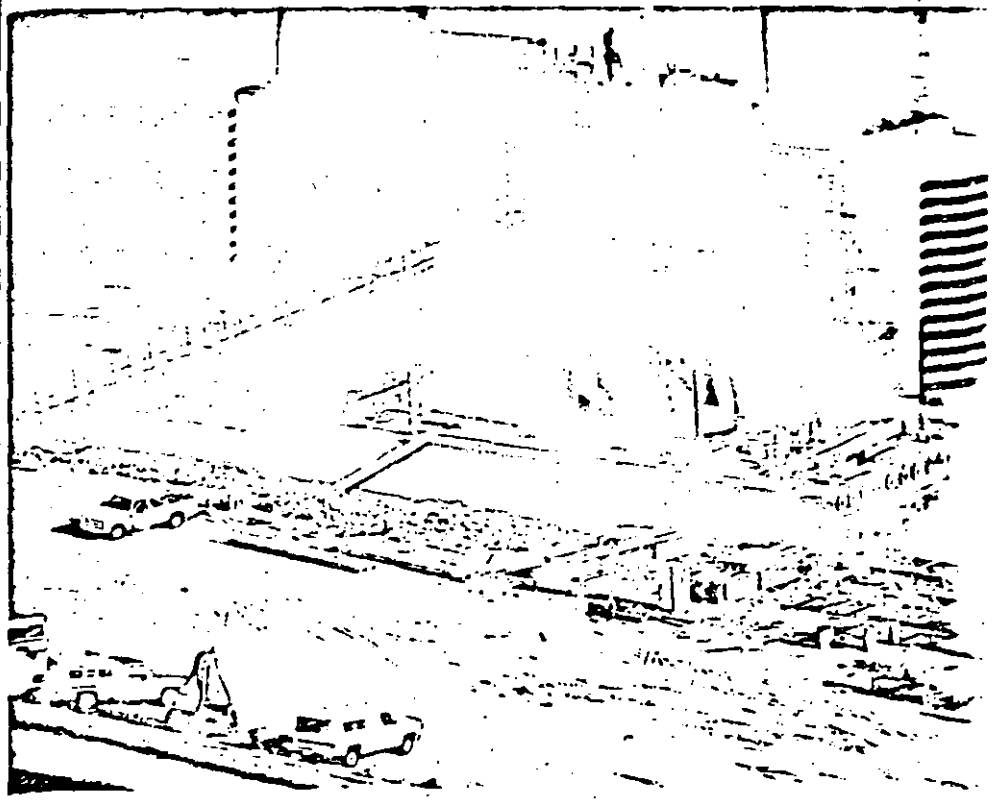
ELEVACION



PLANTA



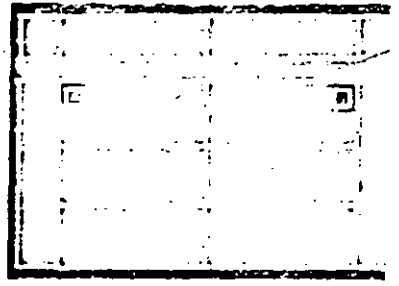
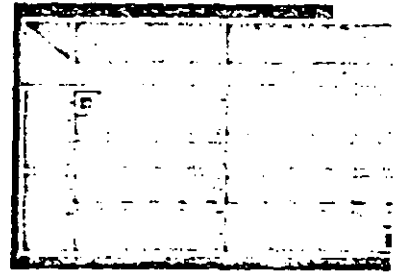
HINCADO CON CAMARA DE VACIO DE ELEMENTOS TABULARES DE GRAN DIAMETRO EN TERRENO SUAVE Y UNIFORME.



CRANE BARGES

Deck barges can be built to support a crane. This type of barge usually has a boxed stern which provides maximum flotation while operating crane over that end. Extra strengthening is provided under the crane working area by use of additional bulkheads, internal truss or deck frames. These barges often have spudwells. Wooden crane mats should always be used to further distribute the concentrated load and provide traction for the crane. Crane barges can also be used for transportation of general cargo.

McDONOUGH BARGE SIZE	APPROXIMATE SHORT TON CARGO CAPACITY AT FREEBOARDS OF:				CRANE SIZE COMMONLY USED
	2'	4'	6'	8'	
39' x 100' x 7'	390	180	—	—	100 ton or less
40' x 110' x 7'	480	340	—	—	100 ton or less
45' x 100' x 6'6"	415	190	—	—	125 ton or less
45' x 120' x 8'6"	860	525	200	—	150 ton or less
46' x 180' x 8'6"	1230	735	245	—	150 ton or less
48' x 100' x 6'6"	490	190	—	—	150 ton or less
50' x 105' x 7'	580	245	—	—	175 ton or less
50' x 110' x 10'6"	1210	865	520	170	150 ton or less
50' x 240' x 11'	2410	1770	1125	480	175 ton or less
52' x 110' x 7'	660	315	—	—	200 ton or less
54' x 100' x 7'	780	300	—	—	250 ton or less
56' x 130' x 8'6"	1080	650	215	—	250 ton or less



These sketches are typical of our crane barges. Numbered arrangement of bulkheads and location of spudwells may vary. Some barges are raked.

OCEAN-GOING BARGES

Ocean-going barges transport cargos beyond the inland water boundaries of a country.

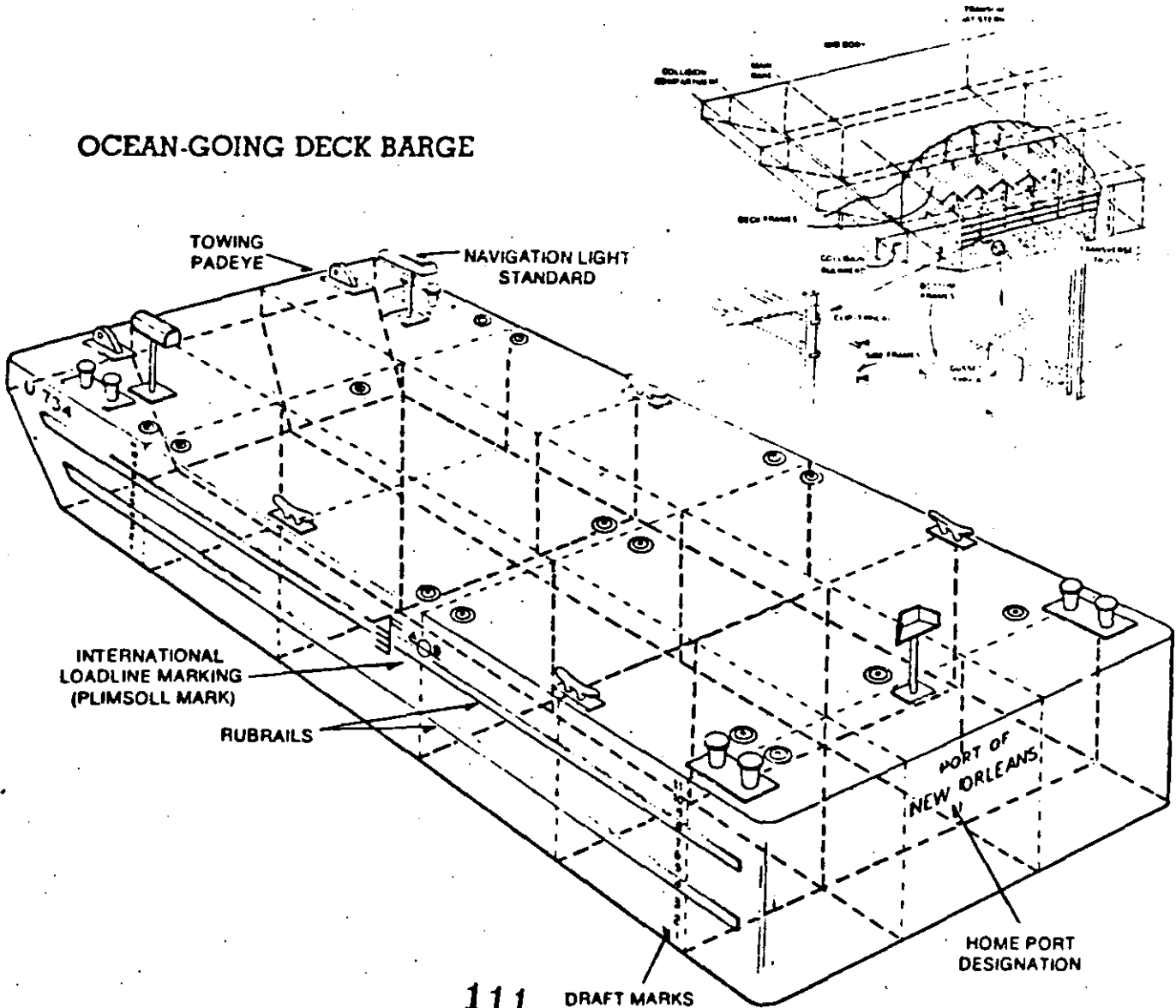
At times shipping in higher speed ocean freighters can be favorable. However, ocean barging also has its advantages. Unimproved or shallow draft ports often are only accessible by tug and barge. High volume loads, such as large diameter pipe and extreme-

ly heavy equipment, such as pre-fabricated oil production facilities, are especially adapted to ocean barging.

The hazards of navigation and the forces of nature require ocean-going barges to be of specialized design and heavy construction. This results in an increase in costs of building, outfitting, maintaining, and towing such vessels. American flag

ocean barges are built to the requirements of the U.S. Coast Guard and the American Bureau of Shipping, the authorized loadlining agency. Each barge is inspected and certified by these agencies, and appropriate documents are issued to be carried on board at all times. The Coast Guard and ABS should be consulted for complete information on their requirements on ocean barges.

OCEAN-GOING DECK BARGE



111 DRAFT MARKS

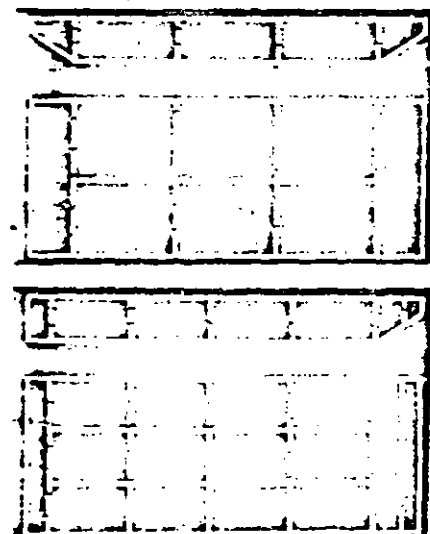
MM DECK BARGES

McDonough Marine Service has many ocean-going deck barges in its rental fleet. The use of these barges varies in accordance with their size and design characteristics. Cargo loads, navigational routes, and weather factors are major considerations for determining the most suitable barge for the intended use.

APPROXIMATE SHORT TON CARGO
CAPACITY AT FREEBOARDS OF:

McDONOUGH BARGE SIZE	LOADLINE	3'	4'	5'	6'
110' x 30' x 7'	315	235	140	45	—
110' x 39' x 7'3"	475	360	230	100	—
120' x 32' x 8'	505	415	300	190	80
120' x 45' x 8'6"	805	690	525	360	200
140' x 34' x 8'9"	780	620	465	335	200
140' x 39' x 9'	885	710	545	385	235
150' x 40' x 9'	920	740	580	420	260
160' x 50' x 12'	1875	1705	1460	1220	990
160' x 54' x 12'	2080	1905	1640	1375	1110
180' x 54' x 12'	2360	2200	1900	1600	1300
240' x 72' x 16'	5240	5330	4760	4240	3710

These barges have spudwells.



These sketches are typical of ocean-going deck barges. Number and arrangement of bulkheads may vary with size of barge.

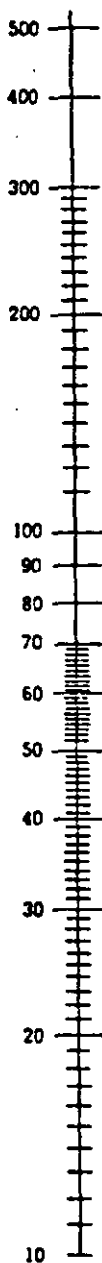
BARGE DISPLACEMENT CALCULATOR

To obtain displacement in tons per foot of draft, draw a line from the measurement for the length of the barge (See note) to the measurement for the width of the barge. The number obtained is then multiplied by the desired draft of the barge to obtain the capacity at that draft.

Light (empty) draft of most barges is approximately 1'6". This amount should be subtracted from the desired draft of the vessel before multiplying by the displacement figure, otherwise,

the capacity arrived at will include the weight of the barge.

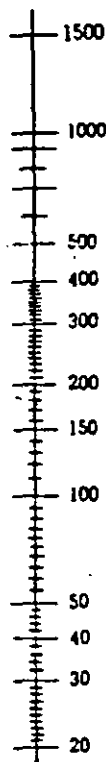
NOTE: For double-raked barges, subtract the length of one rake from the total length of the barge and use the resultant figure to determine displacement. For single-raked barges, subtract one-half the length of the rake from the total length of the barge and use this resultant figure to determine displacement.



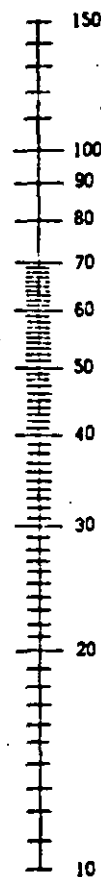
LENGTH in feet

DISPLACEMENT

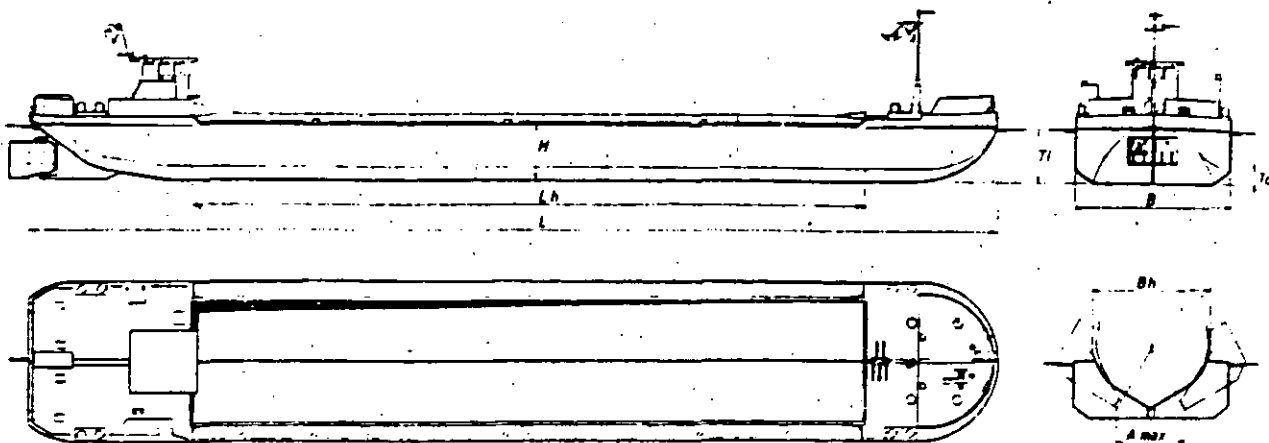
short tons per foot of draft



113



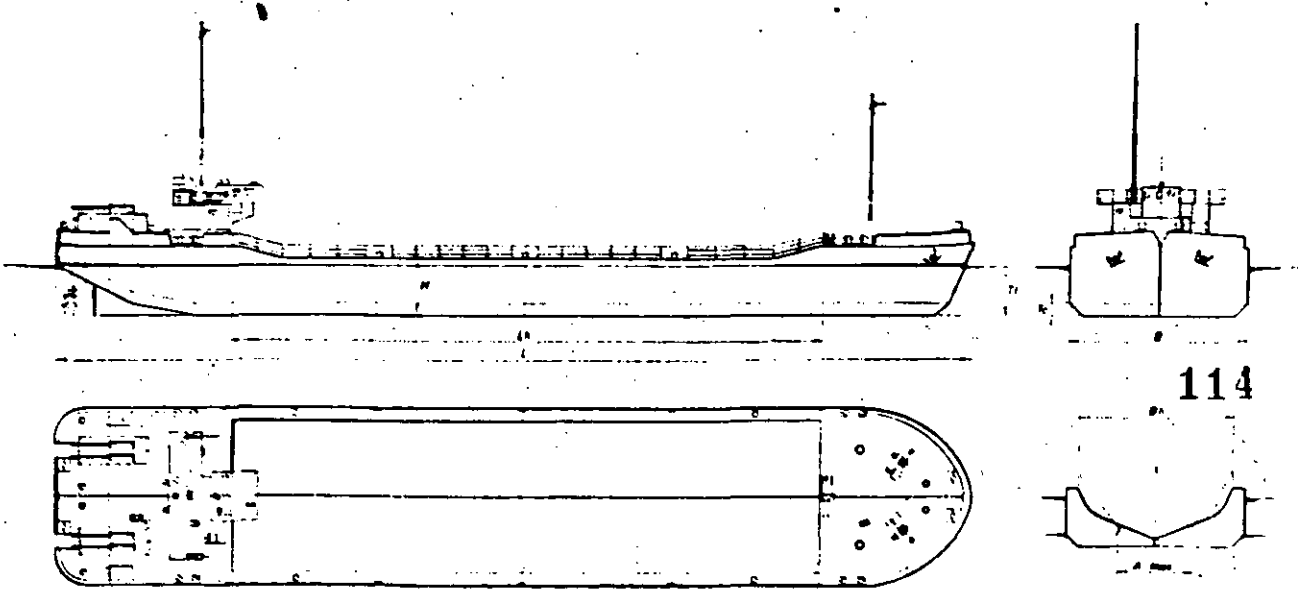
WIDTH in feet



Type 2-6

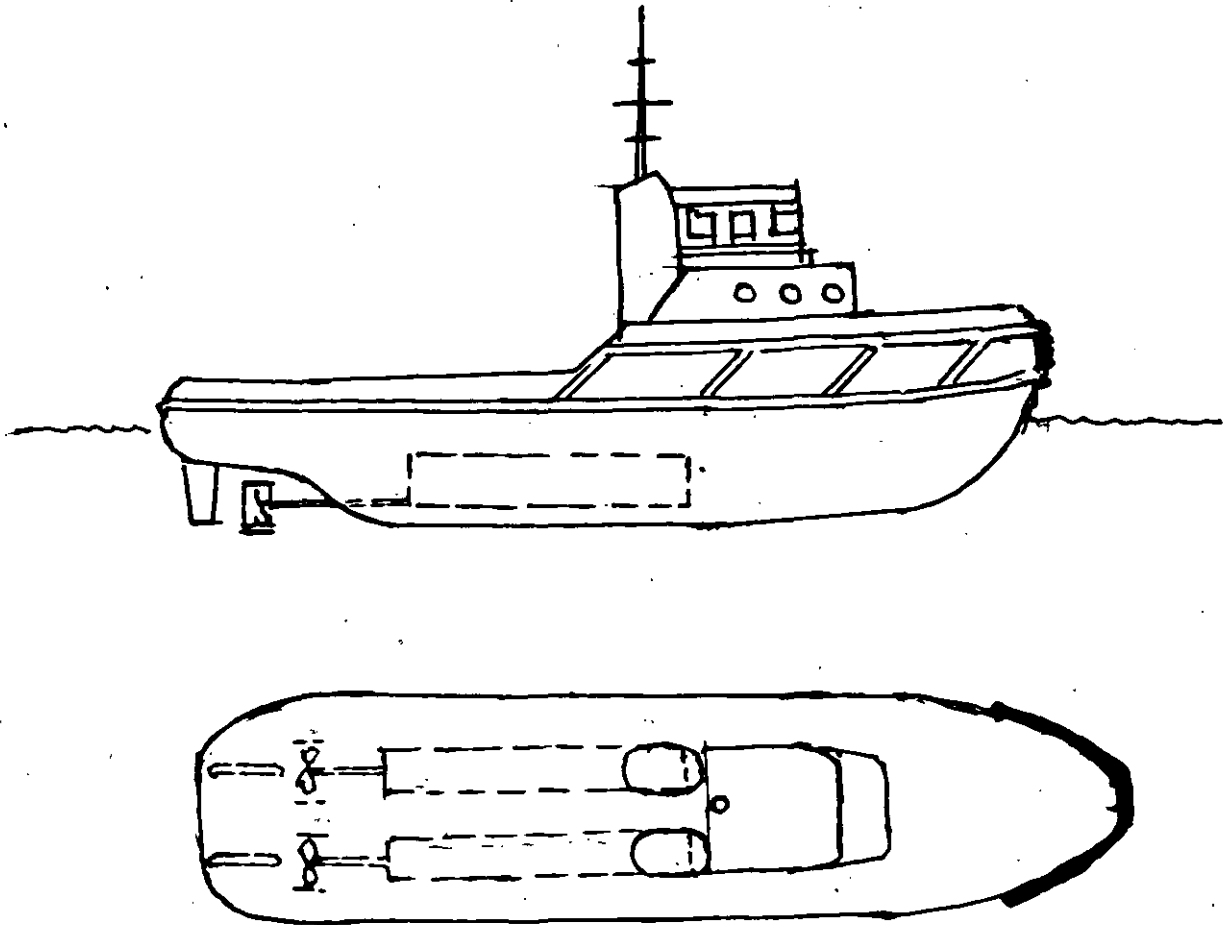
Type	Cap. m ³	t/m ³	L m	B m	H m	L _n m	B _n m	T m	T _o m	A _{max} m
2	200	2.0	36.00	7.50	2.55	21.70	5.30	2.45	0.80	2.60
	250		41.90			27.60				
3	300	2.0	44.10	8.00	2.75	27.10	5.80	2.65	0.80	3.00
	340		48.10			31.10				
4	400	2.0	50.00	8.50	2.95	31.50	6.40	2.85	0.80	3.20
	450		54.00			35.50				
6	600	2.0	55.55	9.50	3.35	37.50	7.25	3.25	0.85	3.60
	650		59.55			41.50				
8*	800	1.8	56.80	11.20	3.85	35.00	8.40	3.45	1.00	3.50
10*	1.000	1.8	65.00	12.00	4.00	42.00	10.00	3.55	1.20	5.00
15*	1.500	1.8	74.90	14.00	4.50	46.55	12.00	3.95	1.20	4.70
18	1.800	1.85	80.00	14.50	5.50	50.40	10.70	4.50	1.30	4.50

* The types marked with an asterisk are seagoing barges, but a version for use on inland waterways can be supplied



**CARACTERISTICAS DE UN REMOLCADOR MARINO DE PUERTO DEL TIPO
"CONVENCIONAL"**

DE: 50 TON. DE TIRON ESTATICO Y AUTONOMIA DE 2 DIAS



E= 29.60 m. MAQUINAS PRINCIPALES: 2 X 2042.5 FHP
M= 9.25 m. MOTOGENERADORES: 100 KVA; 220/380 V. 50HZ. ALTERNA
P= 4.75 m. DESPLAZAMIENTO (TANQUES VACIOS) 360 TON.
CB 3.75 m. TRIPULACION: 10

REGISTRO DE CLASIFICACION (LLOYD'S) + 100 A 1 "Tu 6"

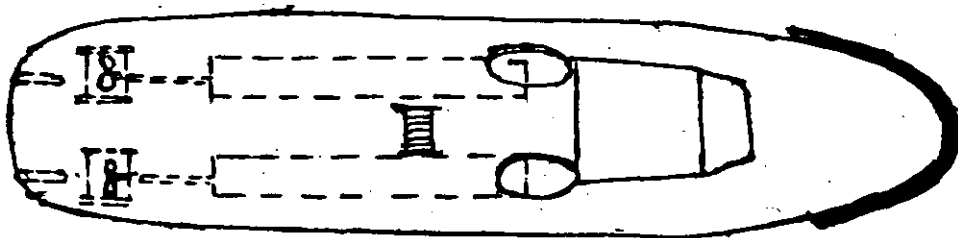
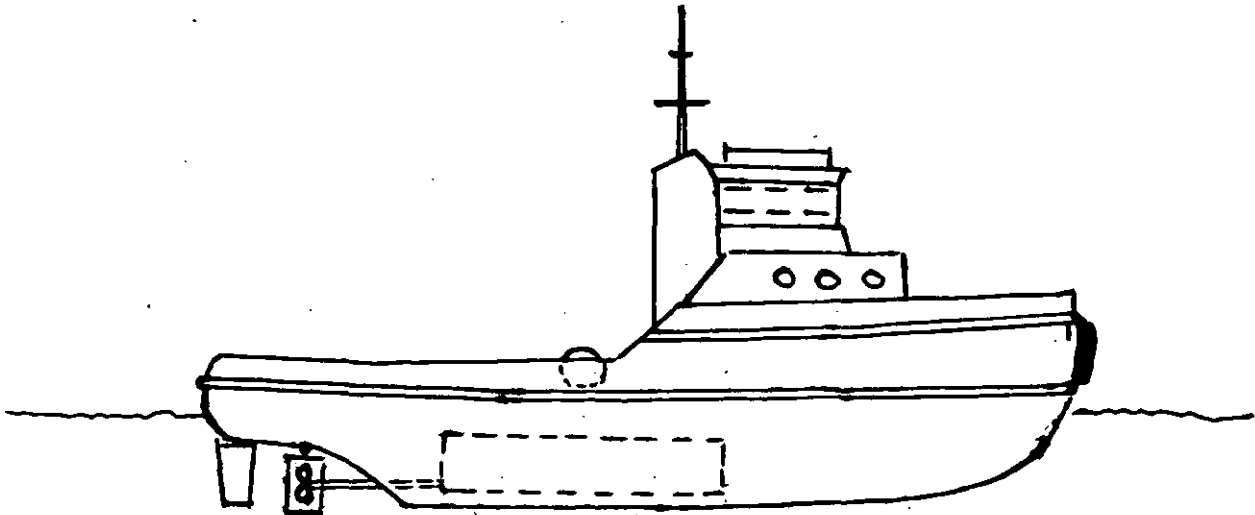
CAPACIDAD TANQUES:

SERVICIO RESTRINGIDO

DIESEL	164 m ³ /137 Ton.	REMOLCADOR MARINO DE PUERTO (CONVENCIONAL)
LUBRICANTE LIMPIO	3 m ³ /3 Ton.	DE 50 TON. DE TIRON ESTATICO
LUBRICANTE SUCIO	3 m ³ /3 Ton.	CON AUTONOMIA DE 2 DIAS
AGUA POTABLE	25 m ³ /25 Ton.	
LASTRE	38.6 m ³ /38.6 Ton.	
CONTRA INCENDIOS	29 m ³	

CARACTERISTICAS DE UN REMOLCADOR MARINO DE PUERTO. DEL TIPO "CONVENCIONAL"

DE: 50 TON. DE TIRON Y AUTONOMIA DE 4 DIAS.



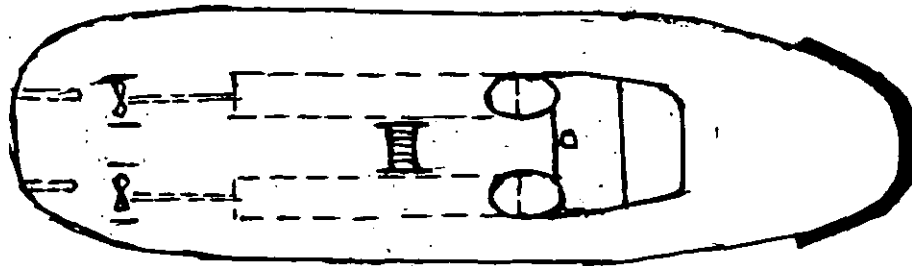
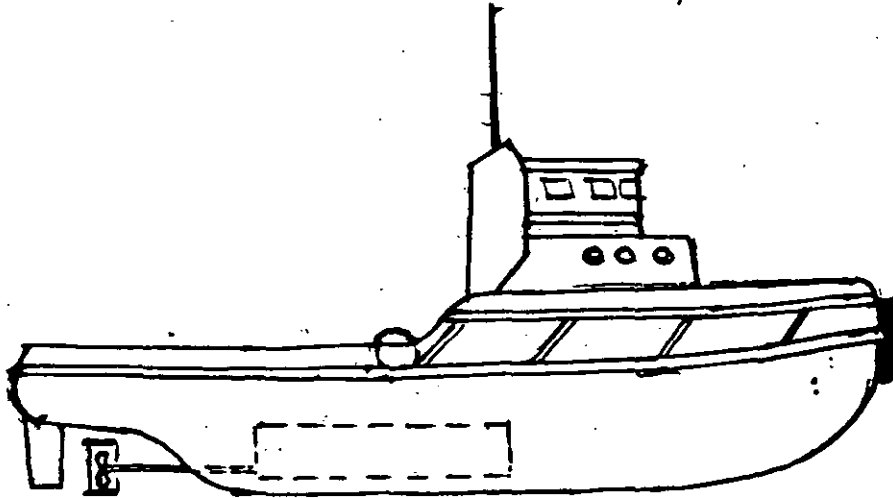
E= 32.75 m. MAQUINAS PRINCIPALES: 2 X 2042 FHP.
 M= 9.80 m. MOTOGENERADORES: 100 KVA, 220/380 V ALTERNA.
 P= 4.90 m. DESPLAZAMIENTO (TANQUES VACIOS), 420 TON.
 TRIPULACION: 16
 C= 4.02 m. REGISTRO DE CLASIFICACION (LLOYD'S): + 100 A 1 "TUG"

CAPACIDAD DE TANQUES:

DIESEL	315 m ³
LUBRICANTE LIMPIO	8 m ³
LUBRICANTE SUCIO	8 m ³
AGUA POTABLE	32 m ³
LASTRE	43 m ³
CONTRA INCENDIO	21.3 m ³

SERVICIO RESTRINGIDO
 REMOLCADOR MARINO DE PUERTO
 (CONVENCIONAL)
 DE 50 TON. DE TIRON ESTATICO
 CON AUTONOMIA DE 4 DIAS

CARACTERISTICAS DE UN REMOLCADOR MARINO DE PUERTO DEL TIPO CONVENCIONAL DE 38 TON. DE TIRON ESTATICO Y AUTONOMIA DE 2 DIAS.



E= 30 m. MAQUINAS PRINCIPALES: 2X 1530 FHP.
 M= 8.0 m. MOTOGENERADORES: 100 KVA; 220/380 V, 50 H7 ALTERNA.
 P= 4.05 m DESPLAZAMIENTO (TANQUES VACIOS) 240 TON.
 C=3.25 m TRIPULACION: 8

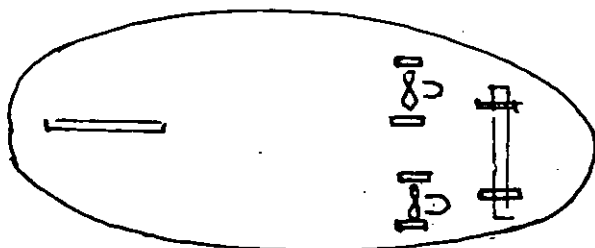
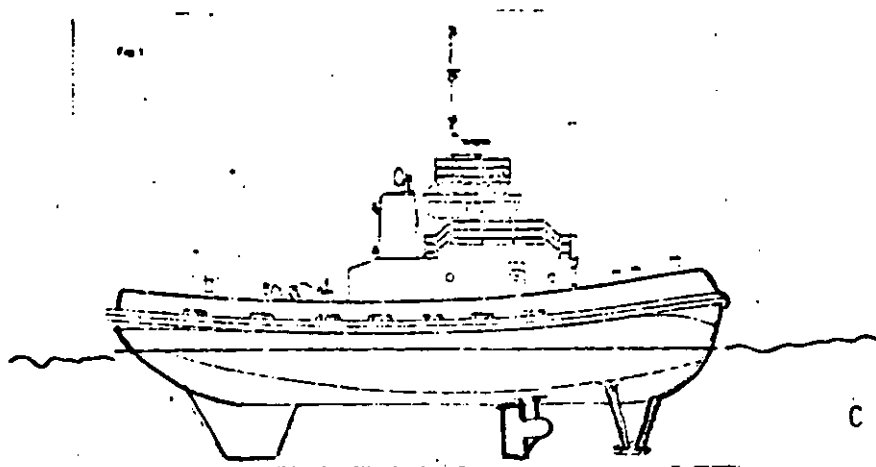
REGISTRO DE CLASIFICACION (LLOY'S), +100 A 1 "TU 6"

SERVICIO RESTRINGIDO

CAPACIDAD TANQUES:

DIÉSEL _____ 118.9 m³/95.1 ton.
 LUBRICANTE LIMPIO _____ 2.7 m³/2.4 ton.
 LUBRICANTE SUCIO _____ 1.9 m³/1.7 ton.
 AGUA POTABLE _____ 17.8 m³/17.9 ton.
 LASTRE _____
 CONTRA INCENDIO _____ 19.2 m³

REMOLCADOR MARINO DE
 PUERTO (CONVENCIONAL)
 DE 38 TON. DE TIRON ESTA
 TICO CON AUTONOMIA DE
 2 DIAS.



E= 28.4 m.

M= 10.4 m.

C= 4.9 m.

TRB= 194 m.

MAQUINAS PRINCIPALES= 2 X 2 100 H P.

WINCHE= LINEA DE REMOLQUE 650 m., 120 000 lbs.

DIESEL= 56 000 GALONES

CONTRINCENDIOS = BOMBA "AURORA" 1 000 GAL./MIN.

INSTRUMENTOS:

RADAR= RAYTHEON 6410

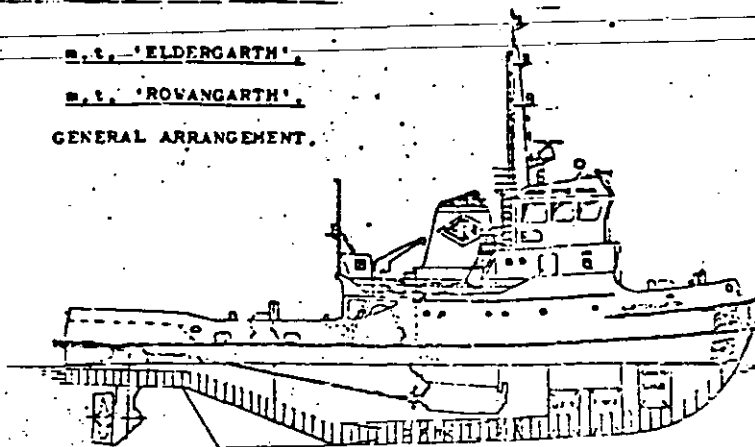
RADIO= BANDA LATERAL 125 WATT NECODE 325

PILOTO AUTOMATICO= DECCA 450

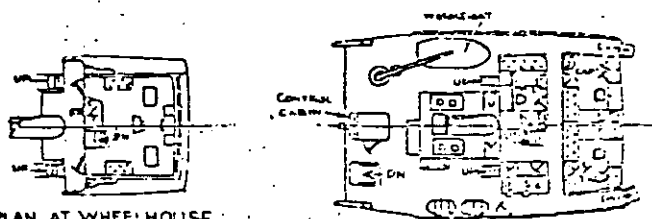
GIRO COMPAS= SPERRY SRI 30

ECOSONDA= RAYTHEON D 999

M.S. 'ELDERGARTH'
 M.S. 'ROVANGARTH'
 GENERAL ARRANGEMENT.

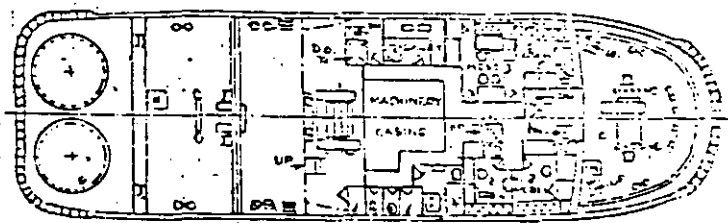


PROFILE

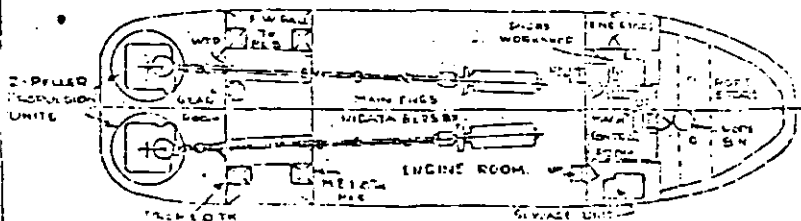


PLAN AT WHEELHOUSE

PLAN AT BOAT DECK.

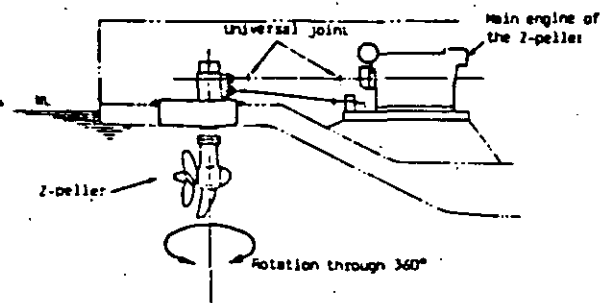


PLAN AT MAIN DECK.

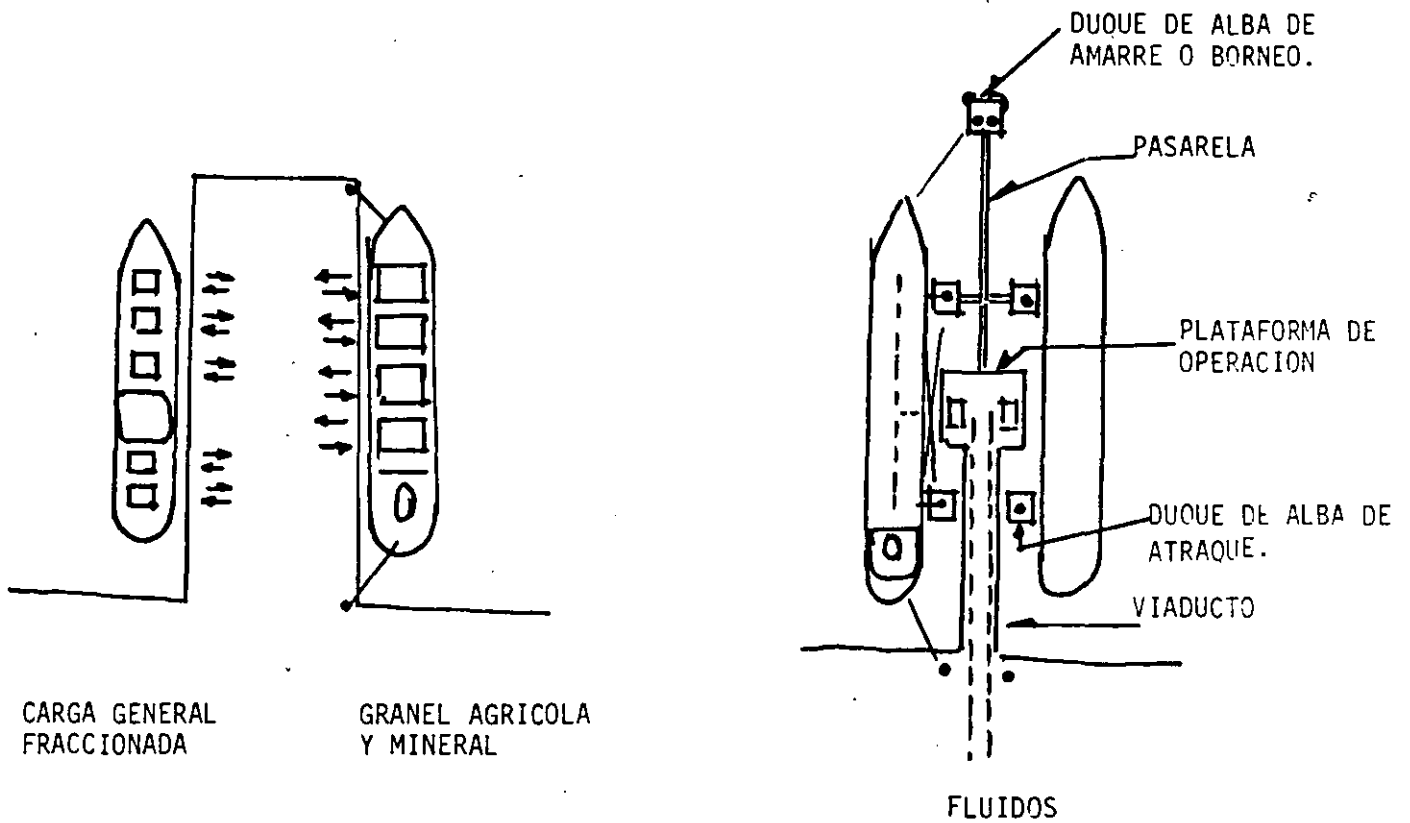


PLAN AT LOWER DECK.

Z-DRIVE DIESEL TUG.

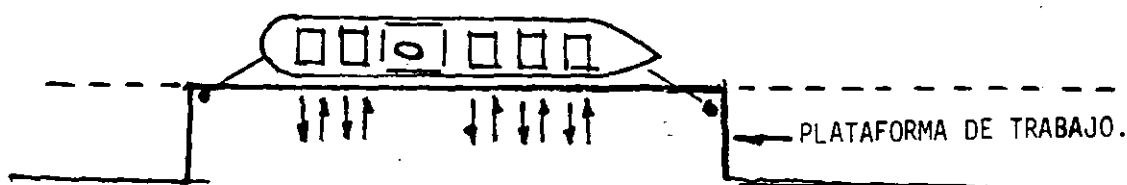


REMOLCADOR
 MARINO
 CON PROPULSOR
 AZIMUTAL " Z ".



DISPOSICION DE MUELLES EN ESPIGON SEGUN EL TIPO DE BARCO.

DISPOSICION DE MUELLES MARGINALES SEGUN EL TIPO DE BARCO.

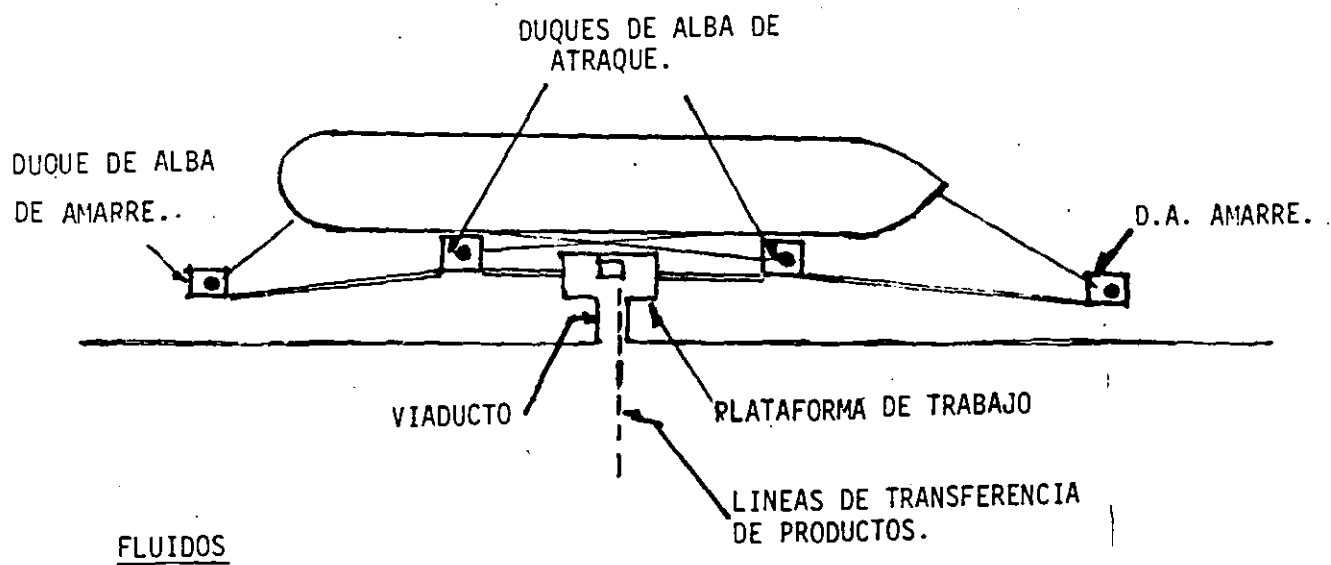


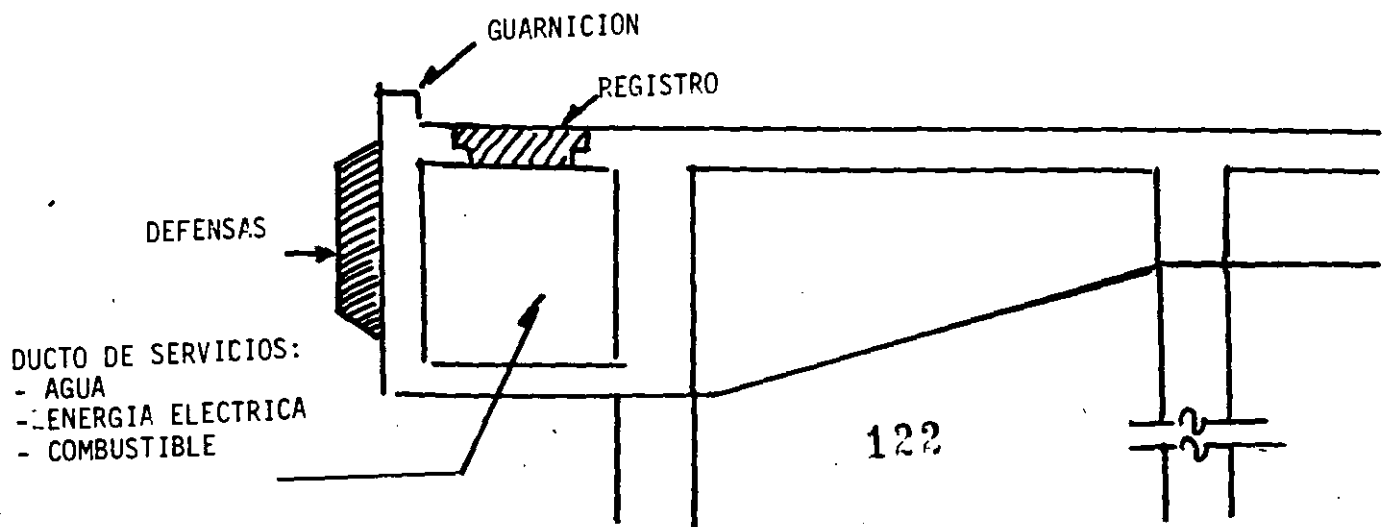
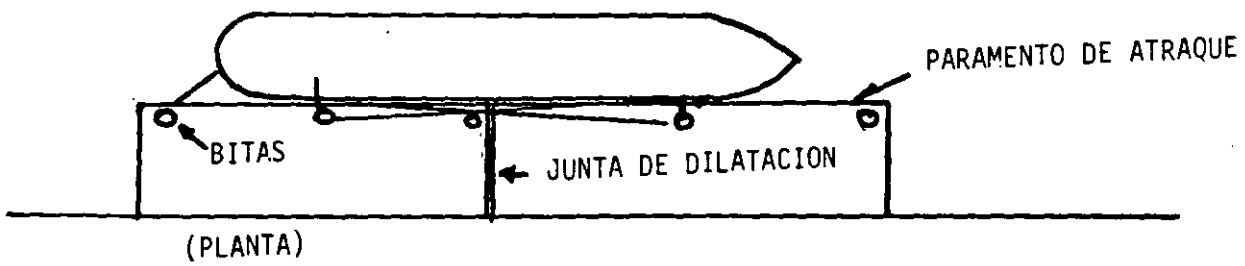
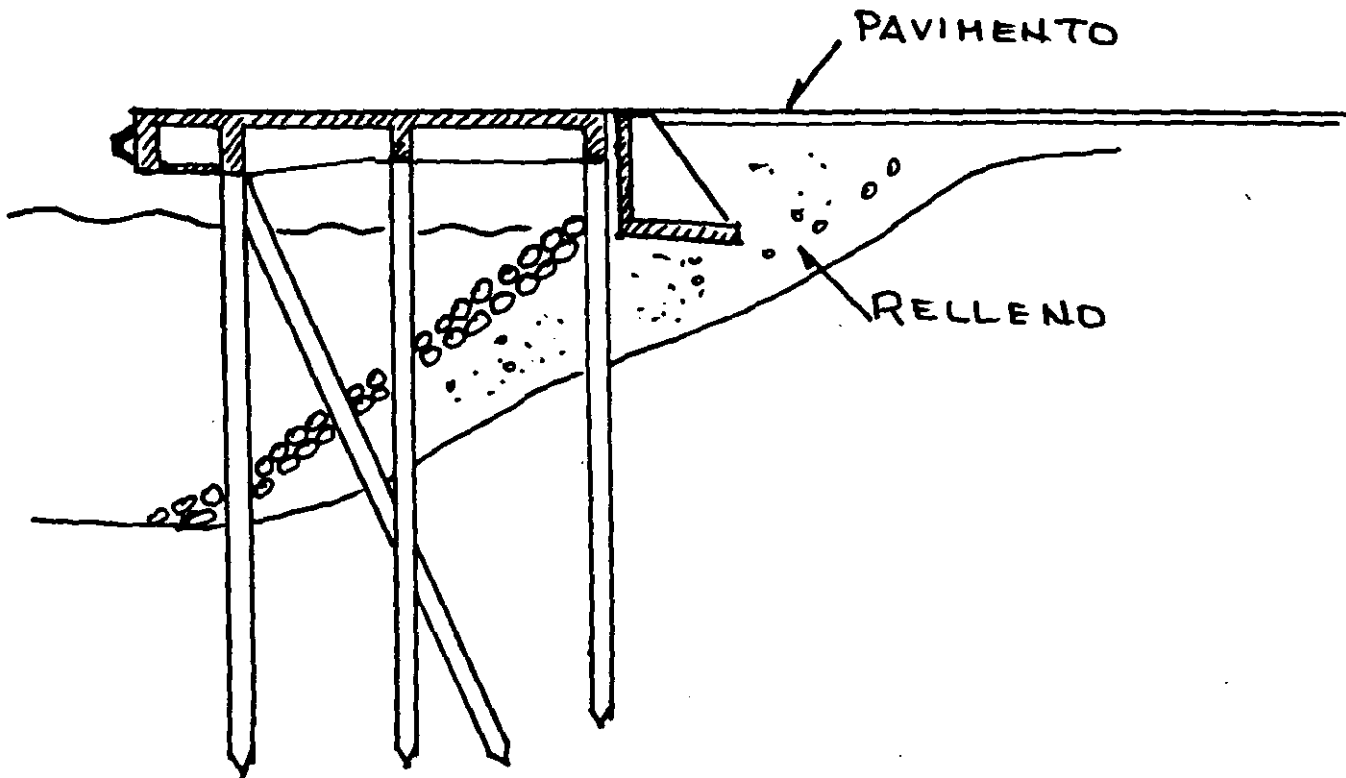
CARGA GENERAL FRACCIONADA

CARGA GENERAL UNITARIZADA

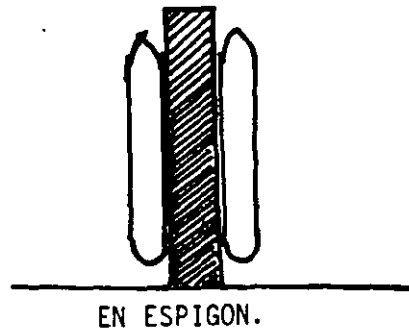
GRANEL MINERAL

GRANEL AGRICOLA

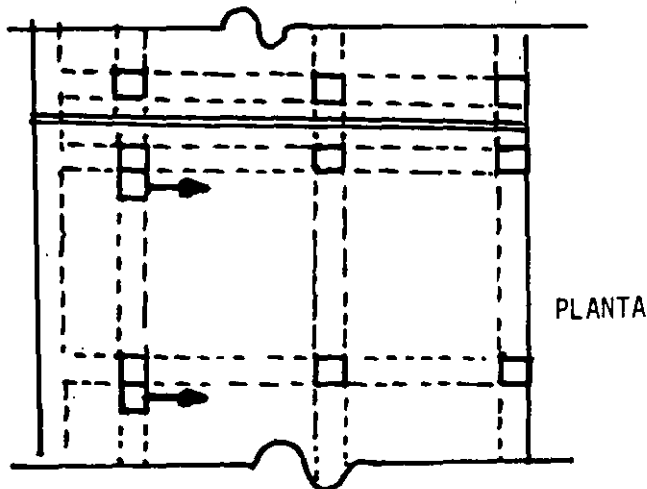
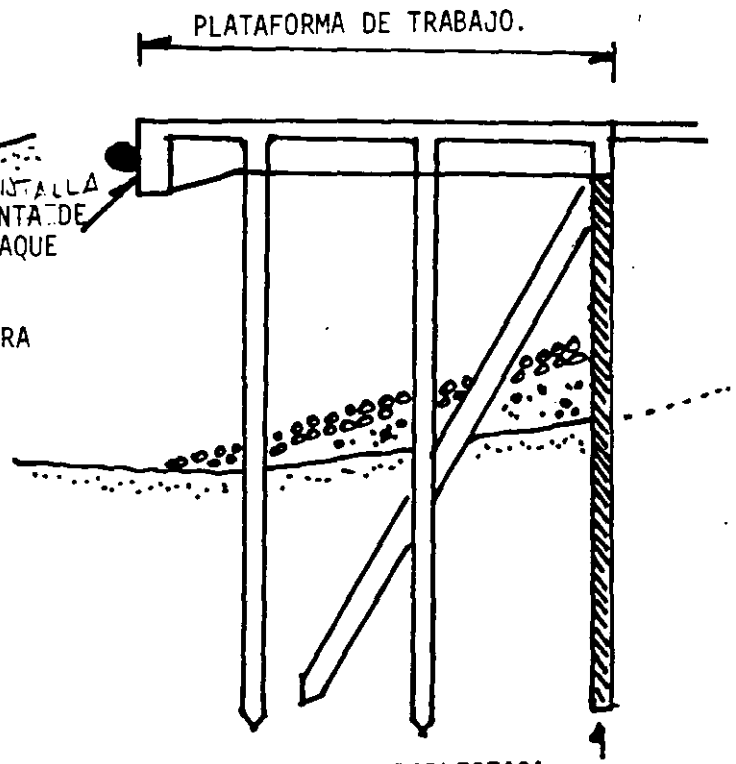
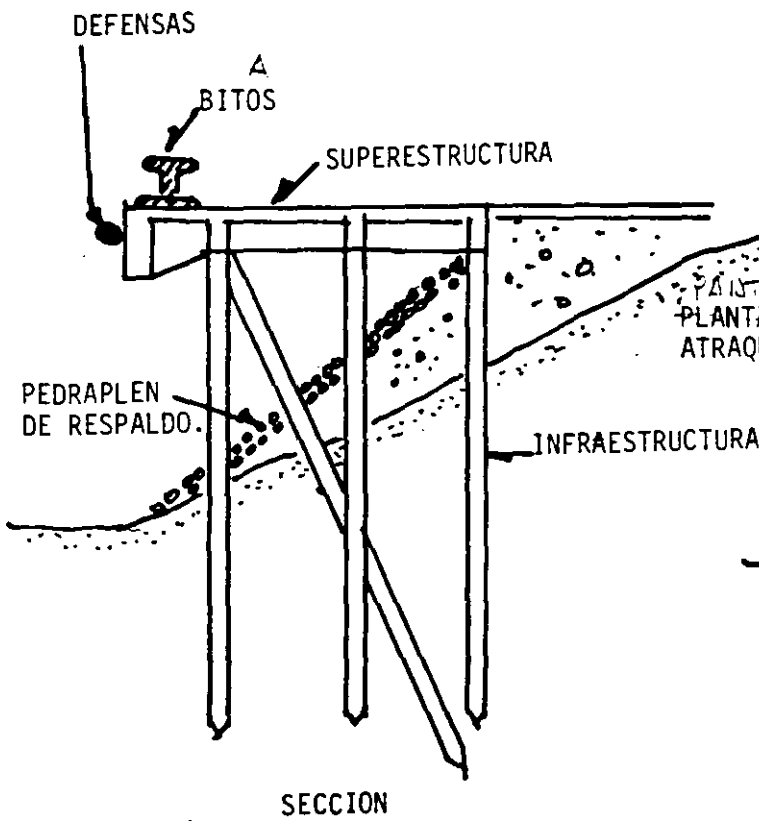


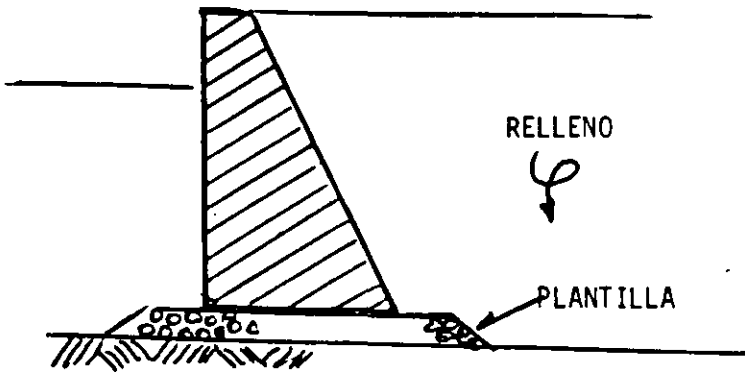


SECCION TRANSVERSALES DE MUELLES CONTINUOS.

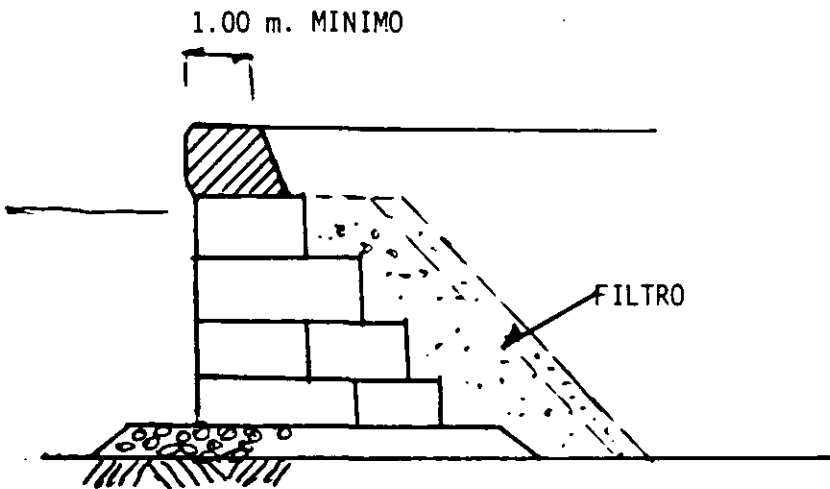


(PLANTA)

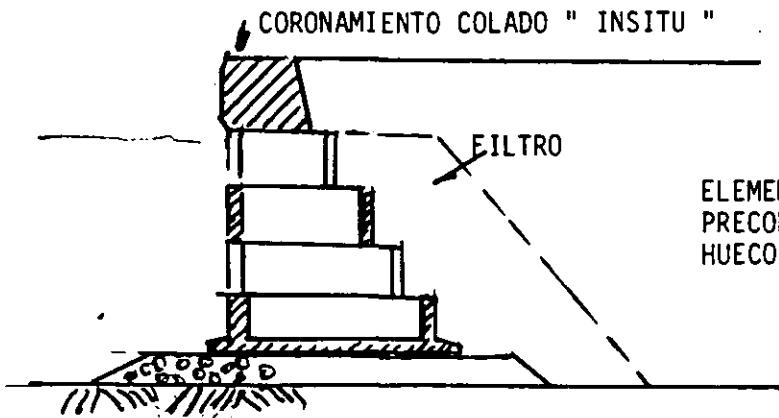




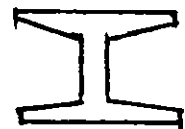
DE CONCRETO
COLADO
" INSITU "

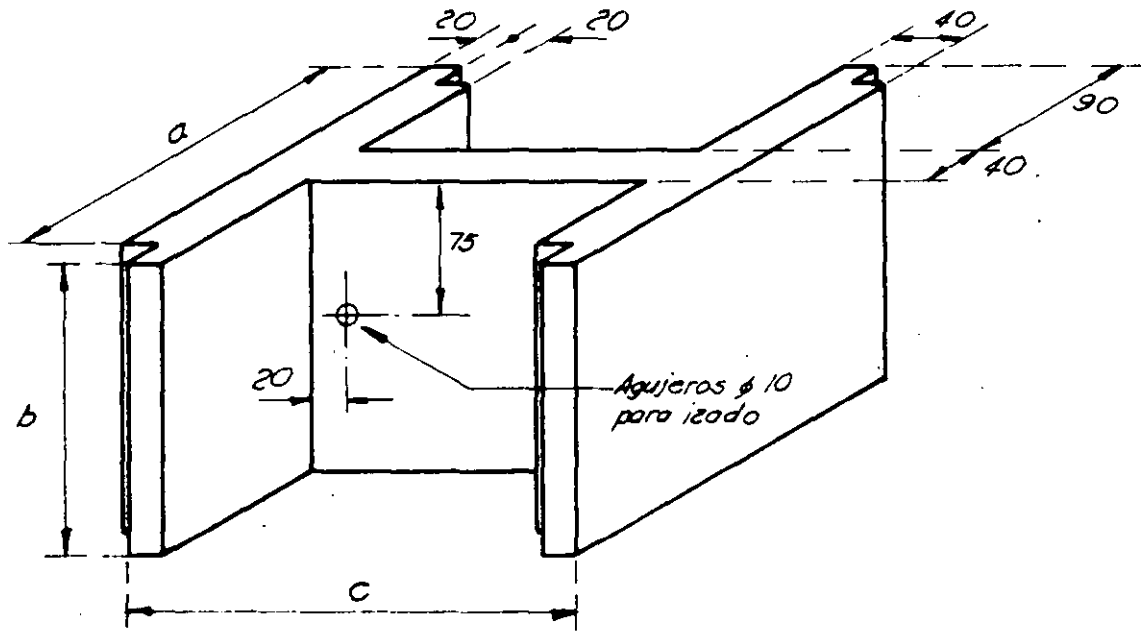
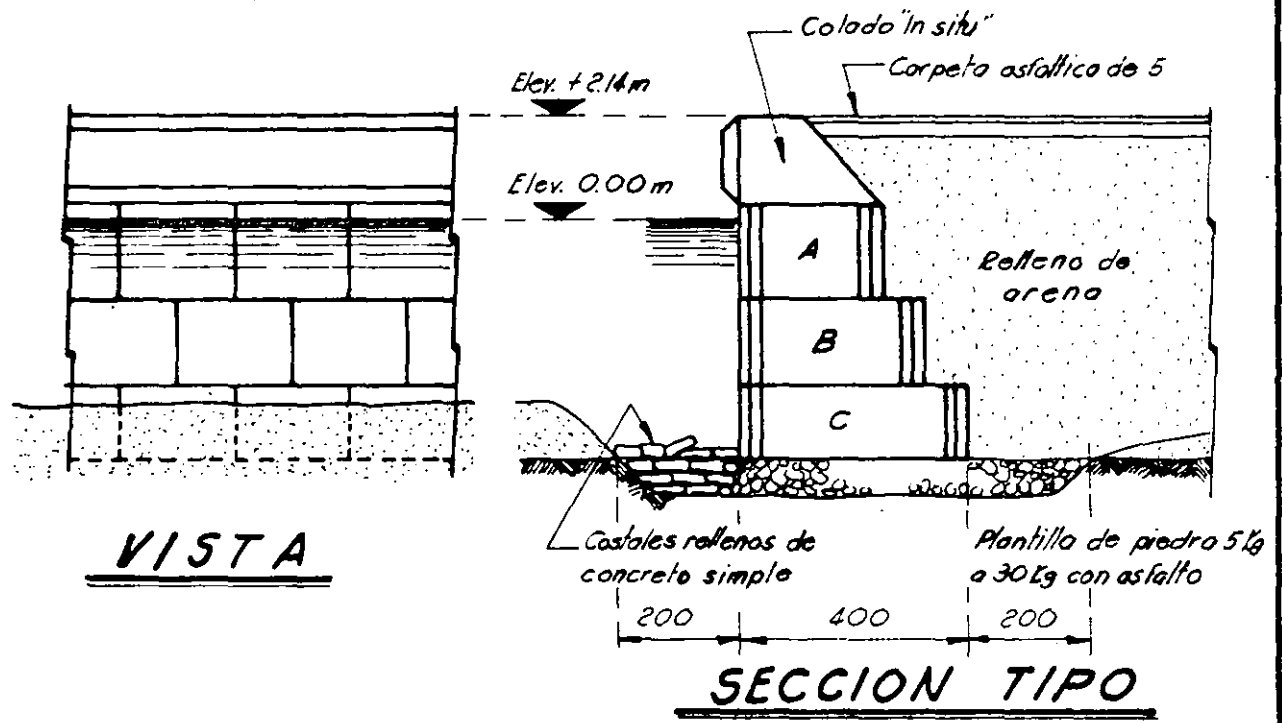


BLOQUES
PRECOLADOS



ELEMENTOS
PRECOLADOS
HUECOS.

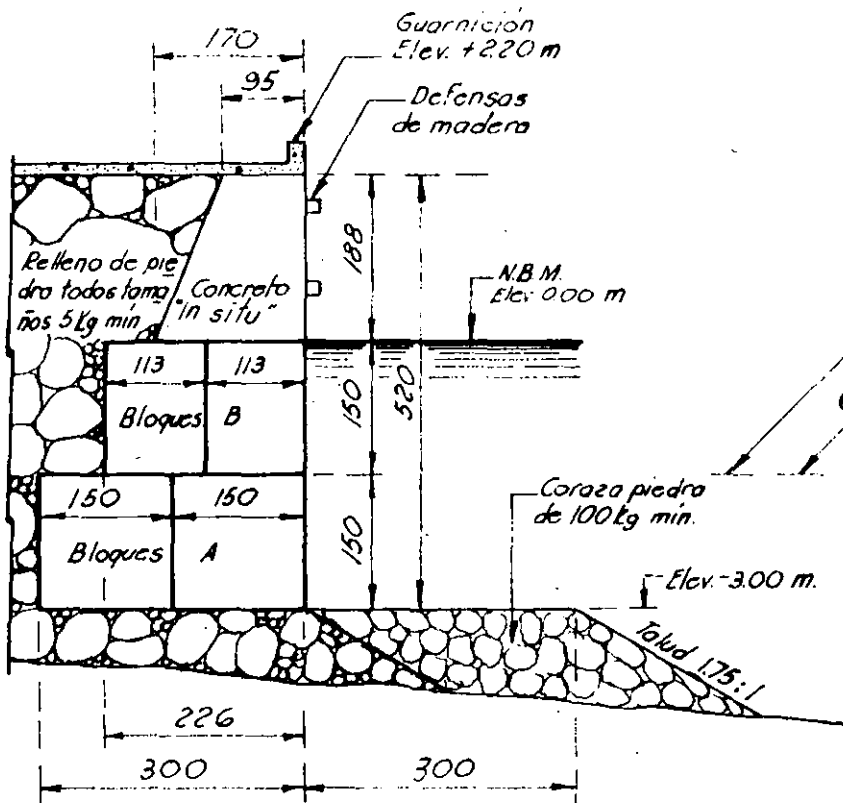




DETALLE DE BLOQUES

DIMENSIONES DE BLOQUES			
Dimensiones	a	b	c
Tipo A	800	165	250
Tipo B	200	150	325
Tipo C	800	135	400

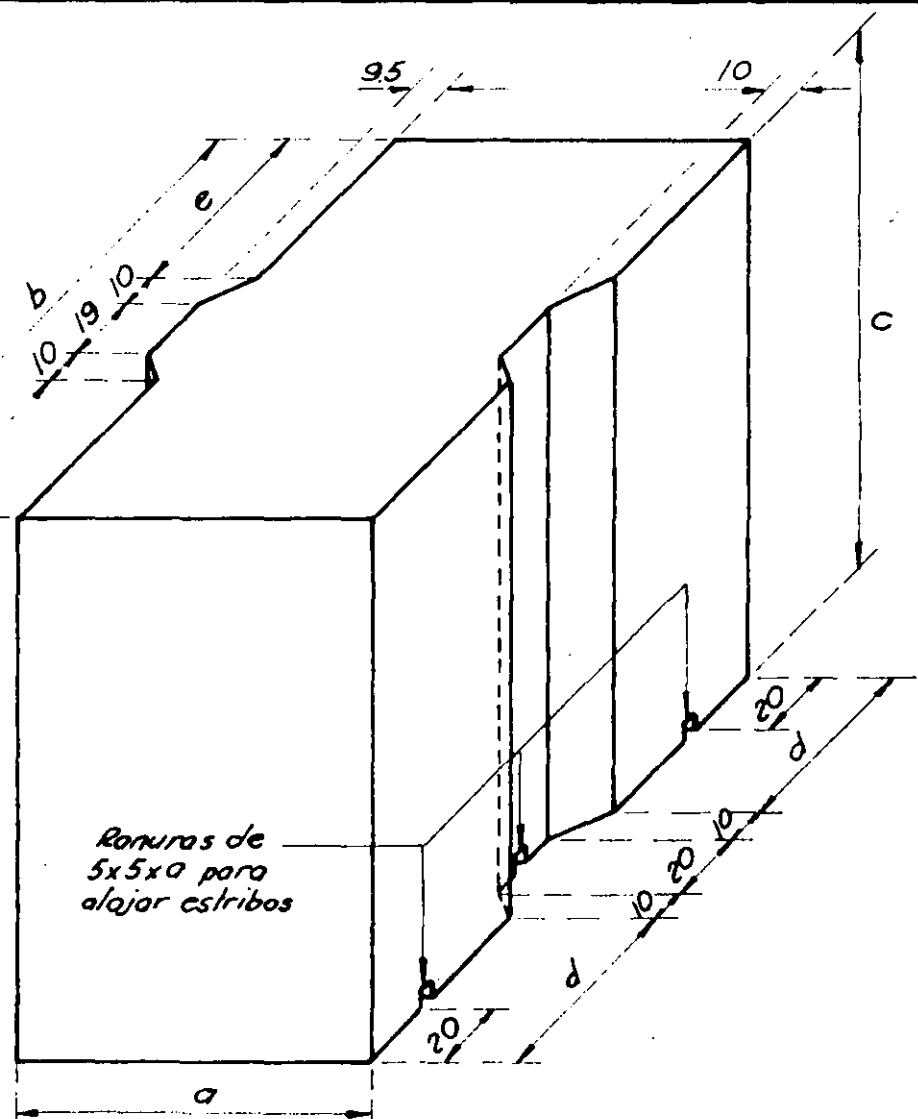
**MUELLE DE CABOTAJE
Y PESCA
LERMA, CAMP.**



SECCION TIPO

ESC. 1:80

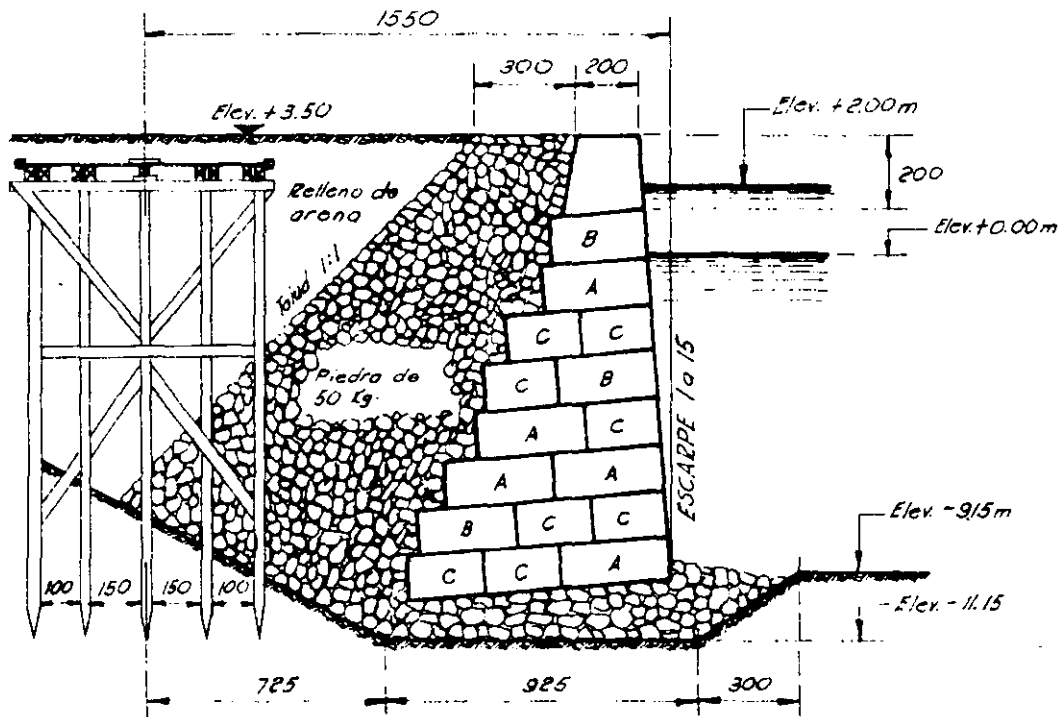
DIMENSIONES DE BLOQUES					
Dimensiones	a	b	c	d	e
Tipo A	100	150	160	55	55.5
Tipo B	125	113	150	36.5	37



DETALLE DE BLOQUES

MUELLE DE CABOTAJE

CHACALA, NAY.

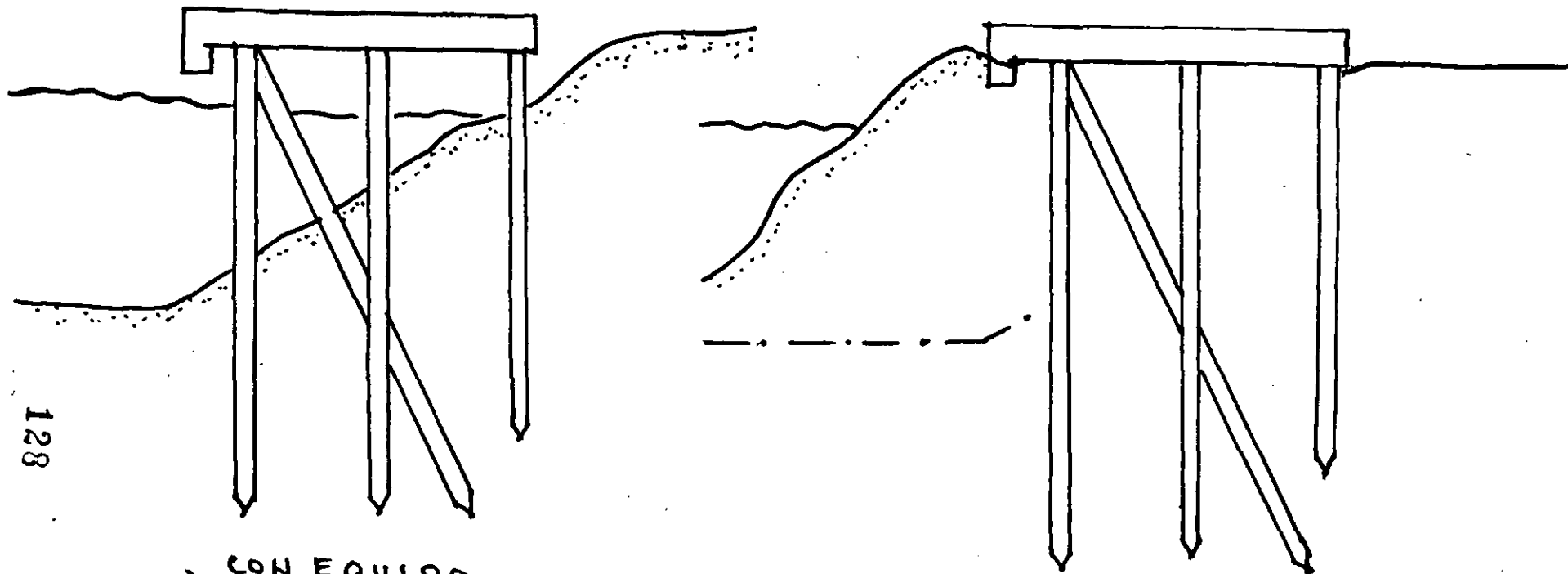


SECCION TIPO

DIMENSIONES DE BLOQUES			
Tipo	Ancho	Largo	Altura
A	200	330	135
B	200	300	136
C	200	225	130

**MUELLE DE ALTURA
MAZATLAN, SIN.**

PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION DE UN MUELLE A BASE DE PILOTES

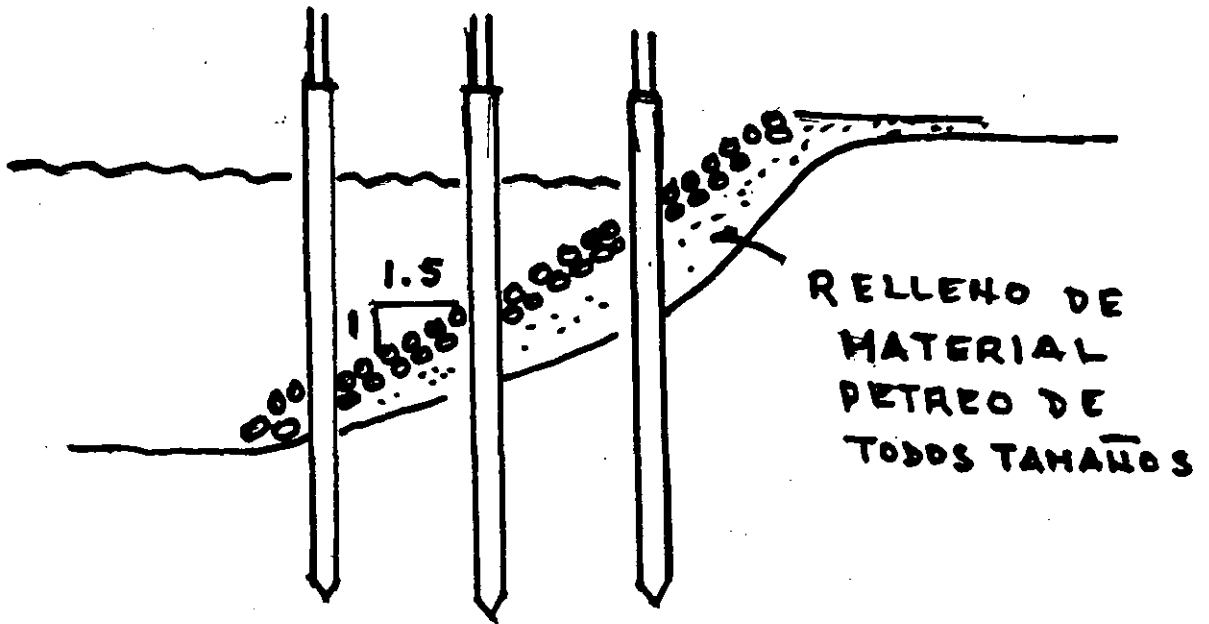
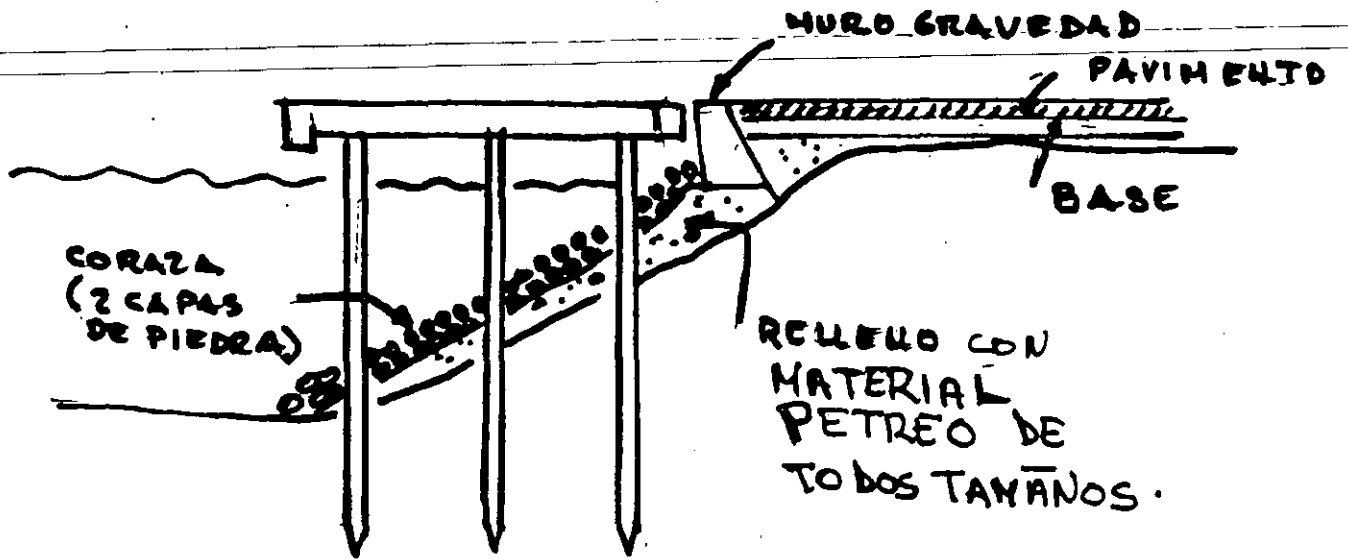


128

a) CON EQUIPO
DESDE TIERRA

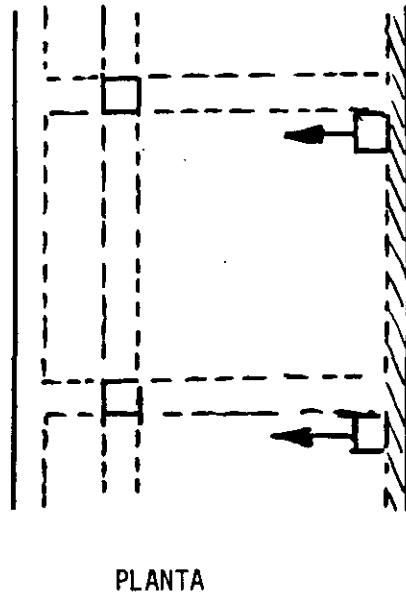
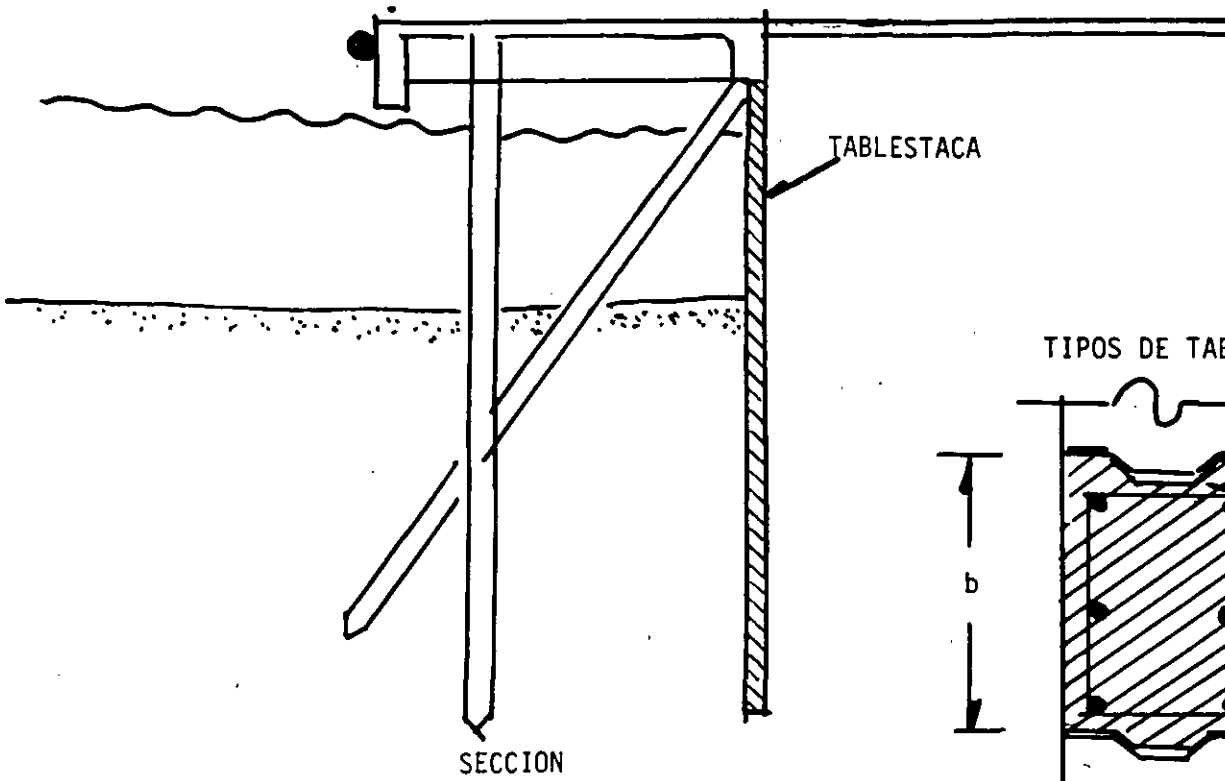
b) CON EQUIPO
FLOTAANTE.

EN TIERRA, CON DRAGADO
POSTERIOR A LA
CONSTRUCCION DEL MUELLE.

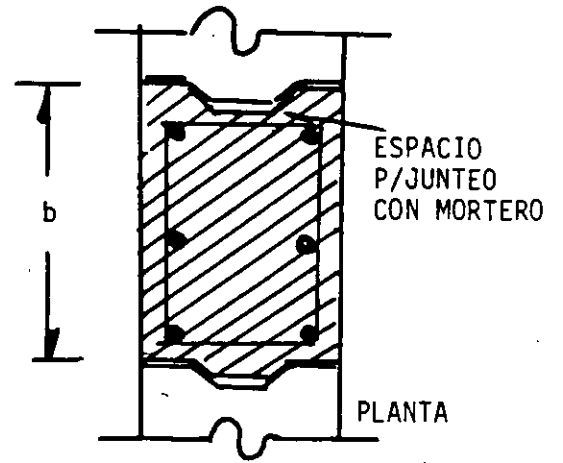


PEDRAPLEN DE RESPALDO EN UN MUELLE CON CIMENTACION PROFUNDA.

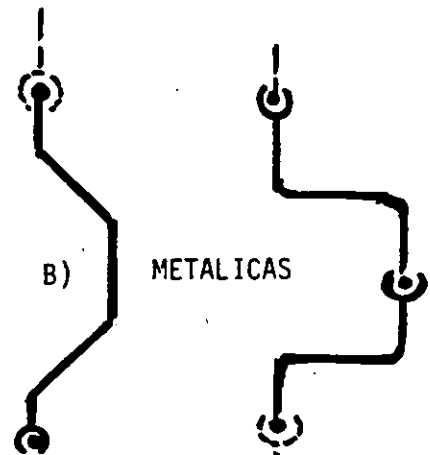
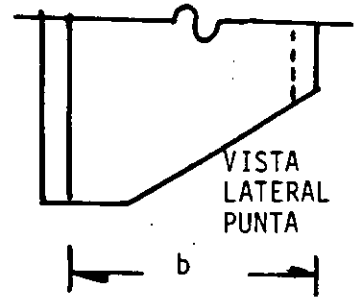
MUELLE PARA PROFUNDIDADES DE 3 a 7 m.

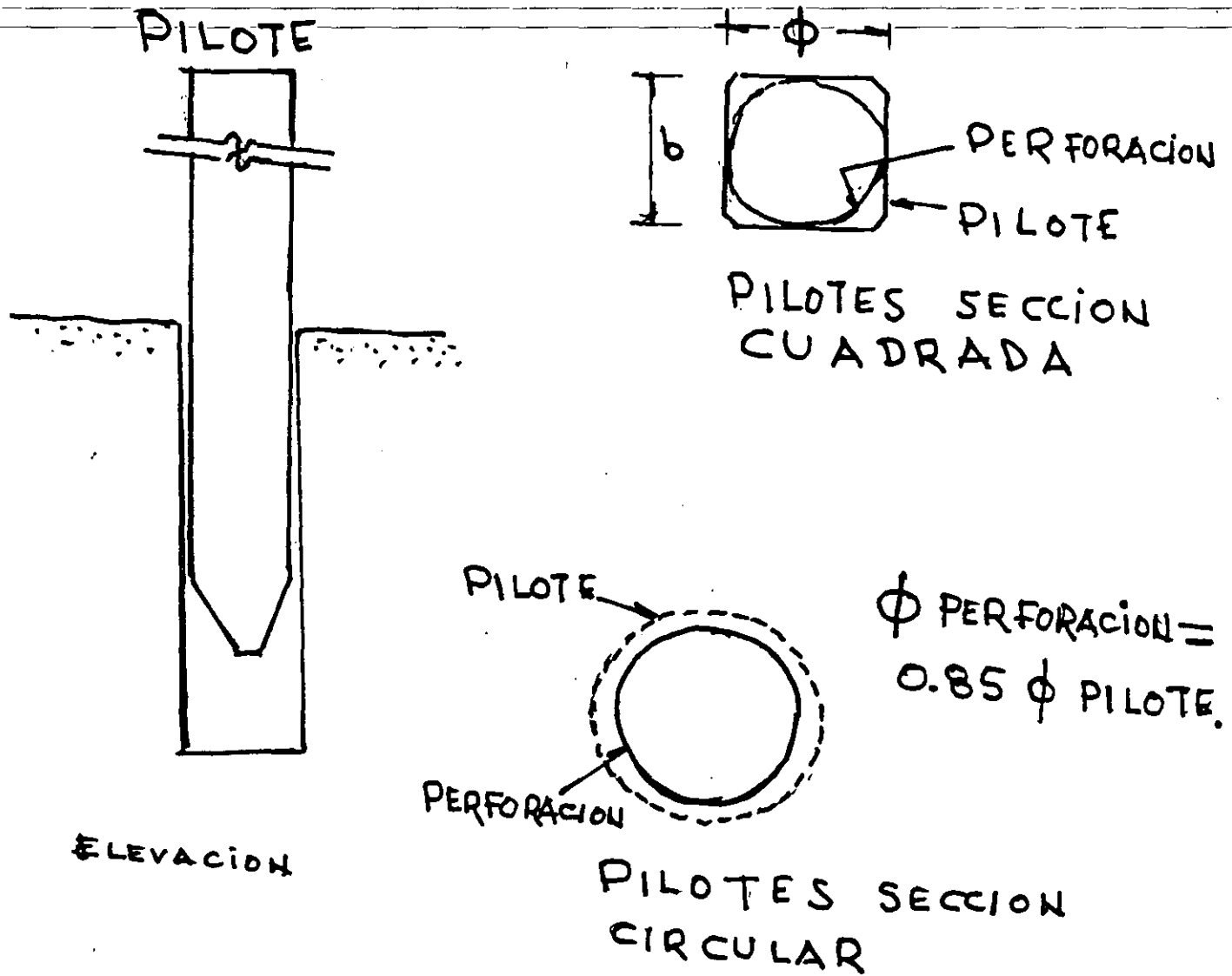


TIPOS DE TABLESTACA.



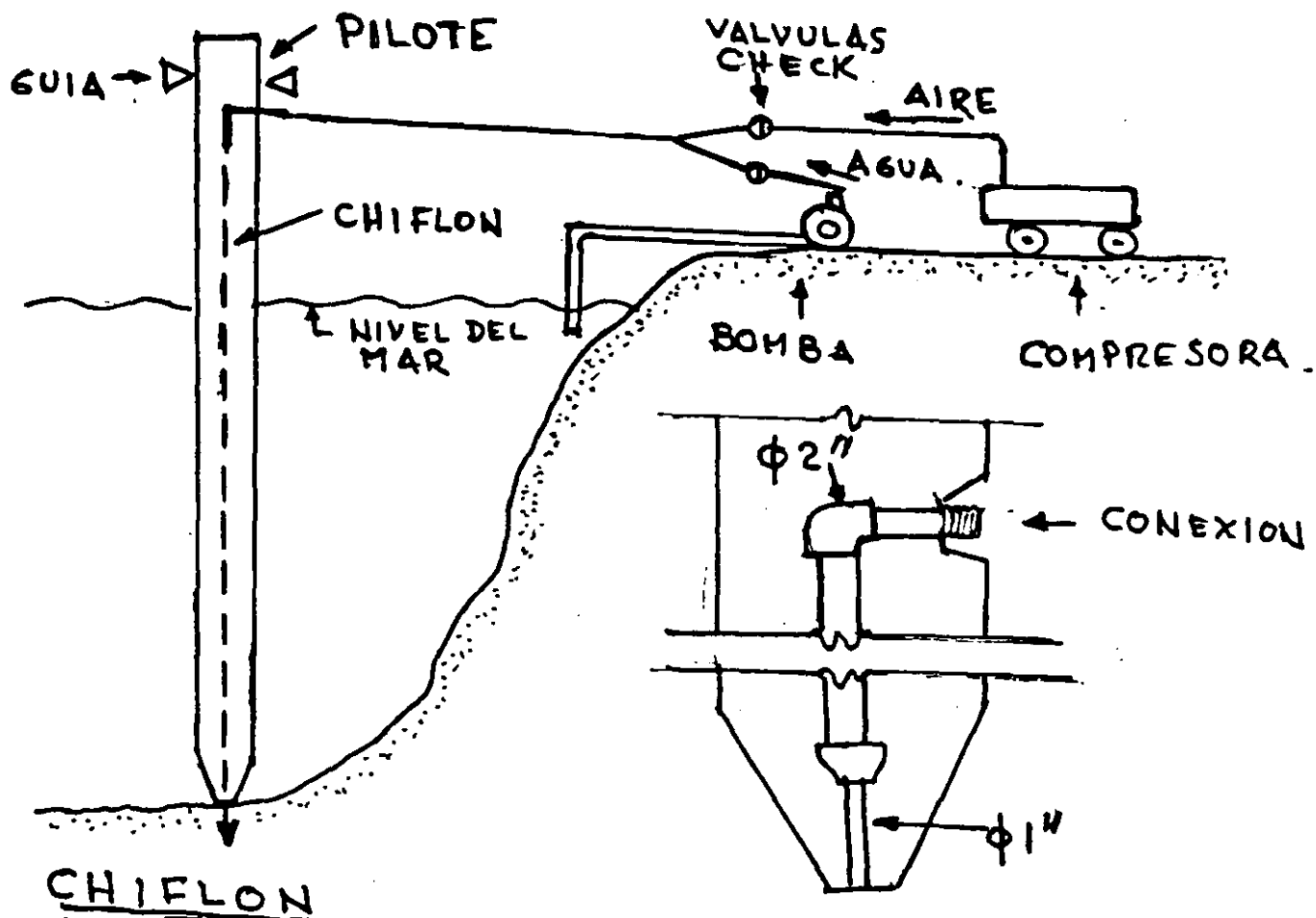
A) DE CONCRETO REFORZADO.





PRE PERFORACION - PARA TERRENOS
COHESIVOS -

METODOS AUXILIARES PARA
AUMENTAR EL RENDIMIENTO Y FACILITAR
LA HINCA DE PILOTES.



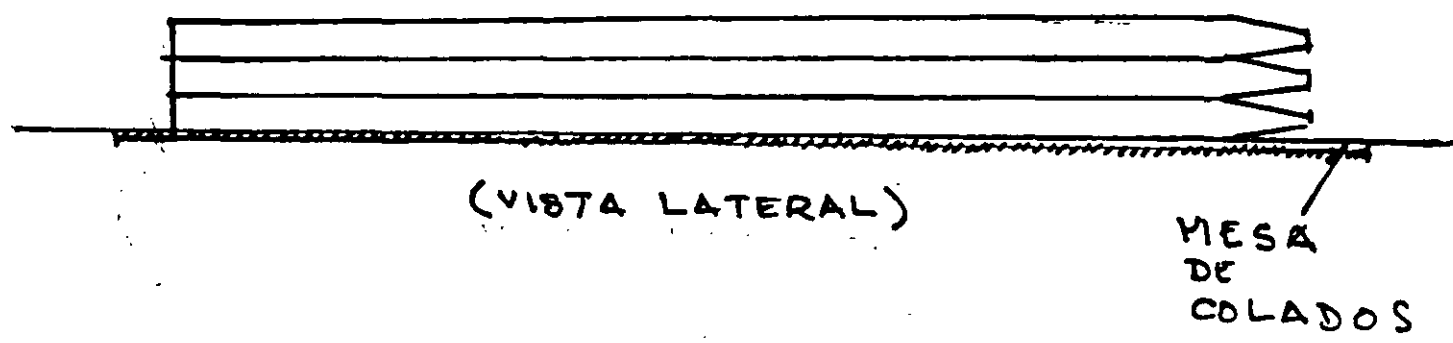
CHIFLON
(PARA TERRENOS
NO COHESIVOS)

- a) CON AGUA
- b) CON AGUA Y AIRE

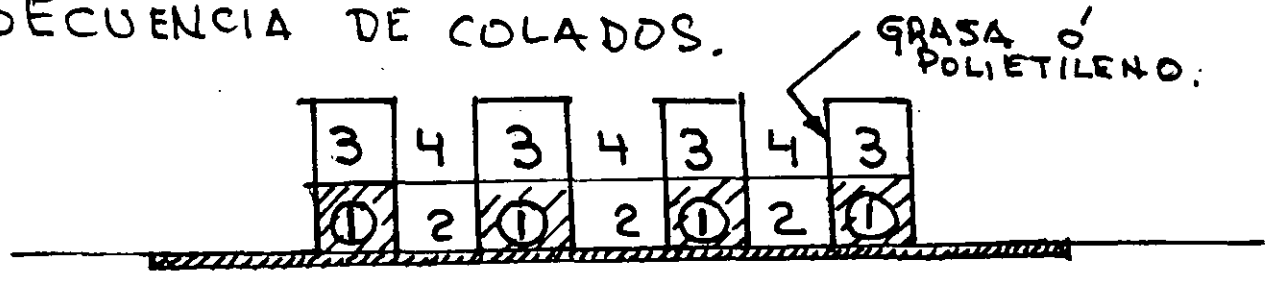
EL CHIFLON SE
SUSPENDE 20'3m.
ANTES DE LA COTA
DE PROYECTO Y SE
TERMINA CON
PERCUSION.

MÉTODOS AUXILIARES
PARA AUMENTAR
EL RENDIMIENTO
EN LA HINCA
DE PILOTES
-CHIFLONEO
EN TERRENOS
NO COHESIVOS

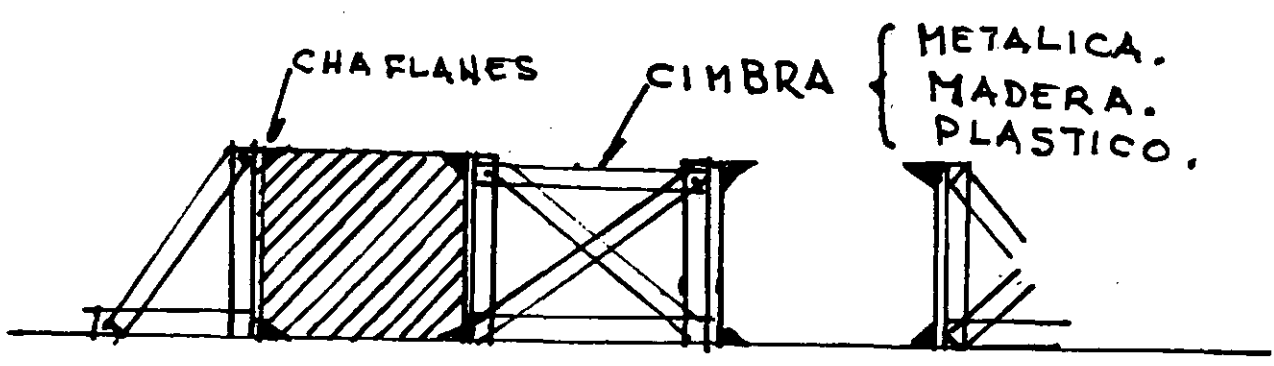
BATERIA DE PILOTES



SECUENCIA DE COLADOS.



(SECCION TRANSVERSAL)

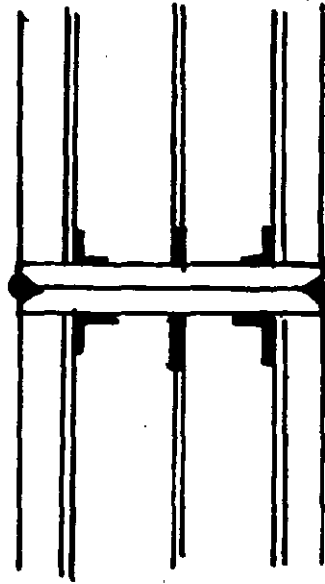


DETALLE DEL CIMBRADO.

COLADO DE CONCRETO EN PILOTES.

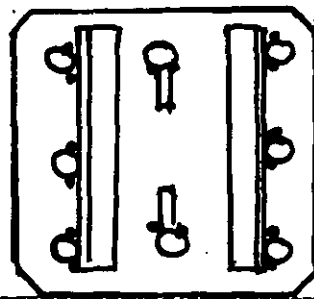
CURADO: AGUA, ARENA HUMEDA O VAPOR. 133

EMPATE DE PILOTES.



(SECCION LATERAL.)

↓ DIRECCION
DEL COLADO



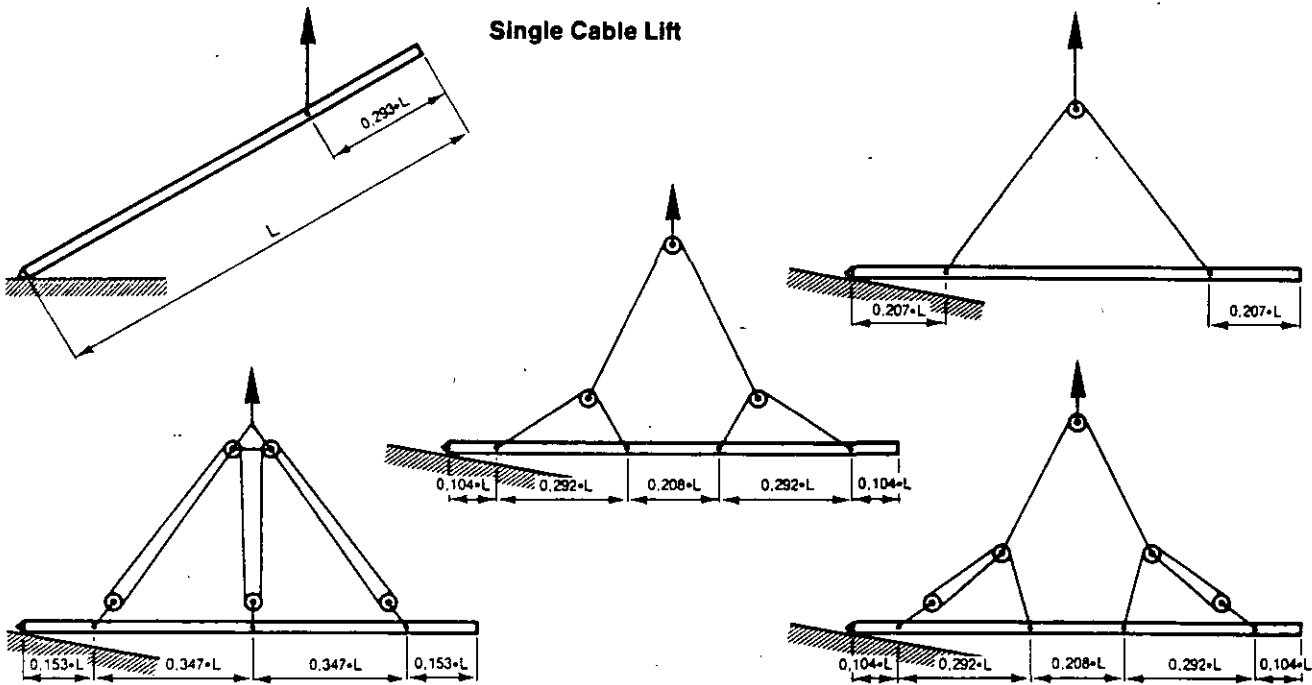
(SECCION TRANSVERSAL)

L ANGULOS

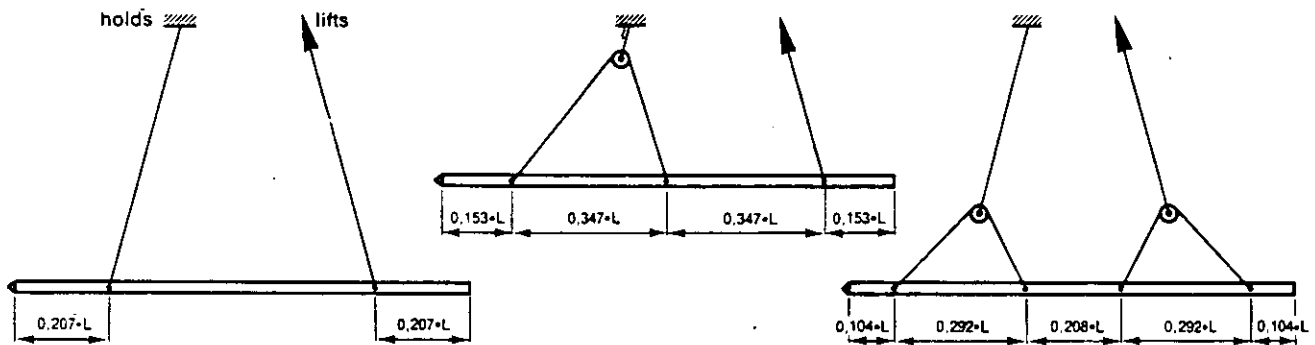
I PLACA

• SOLDADURA.

Single Cable Lift

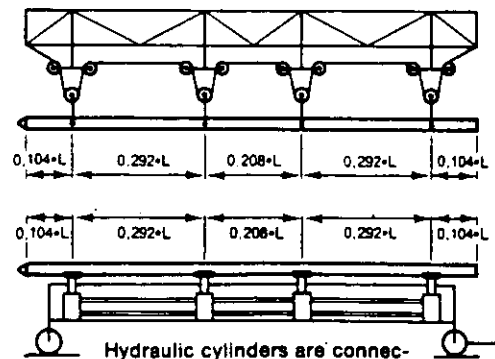
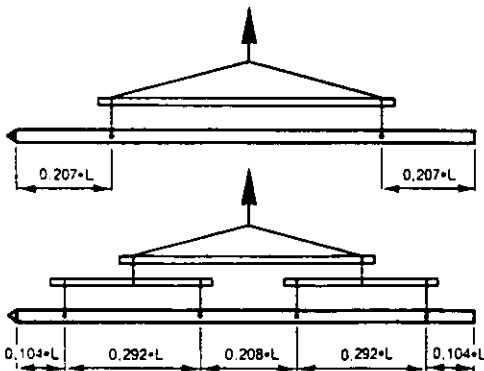


Double Cable Lift



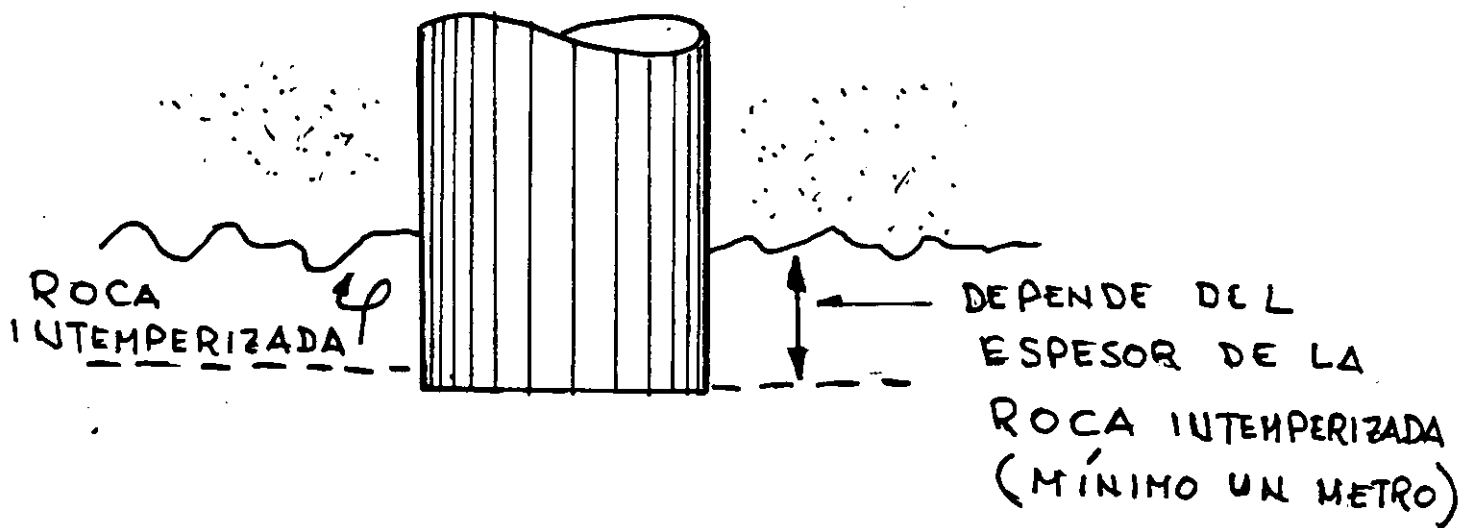
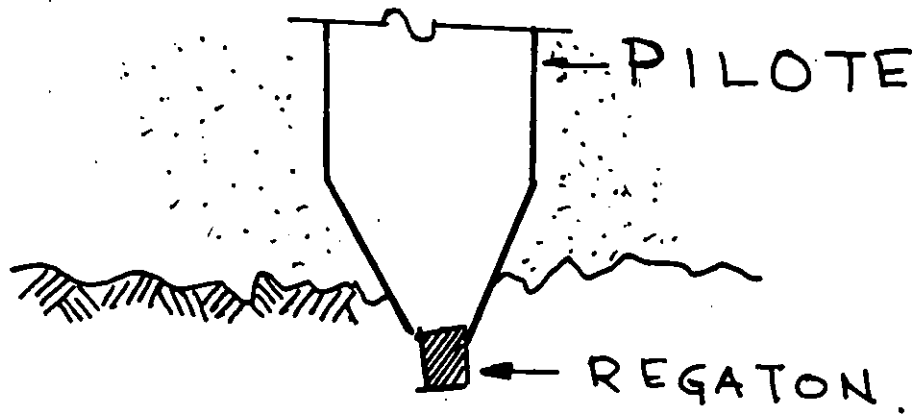
Transporting Concrete Piles

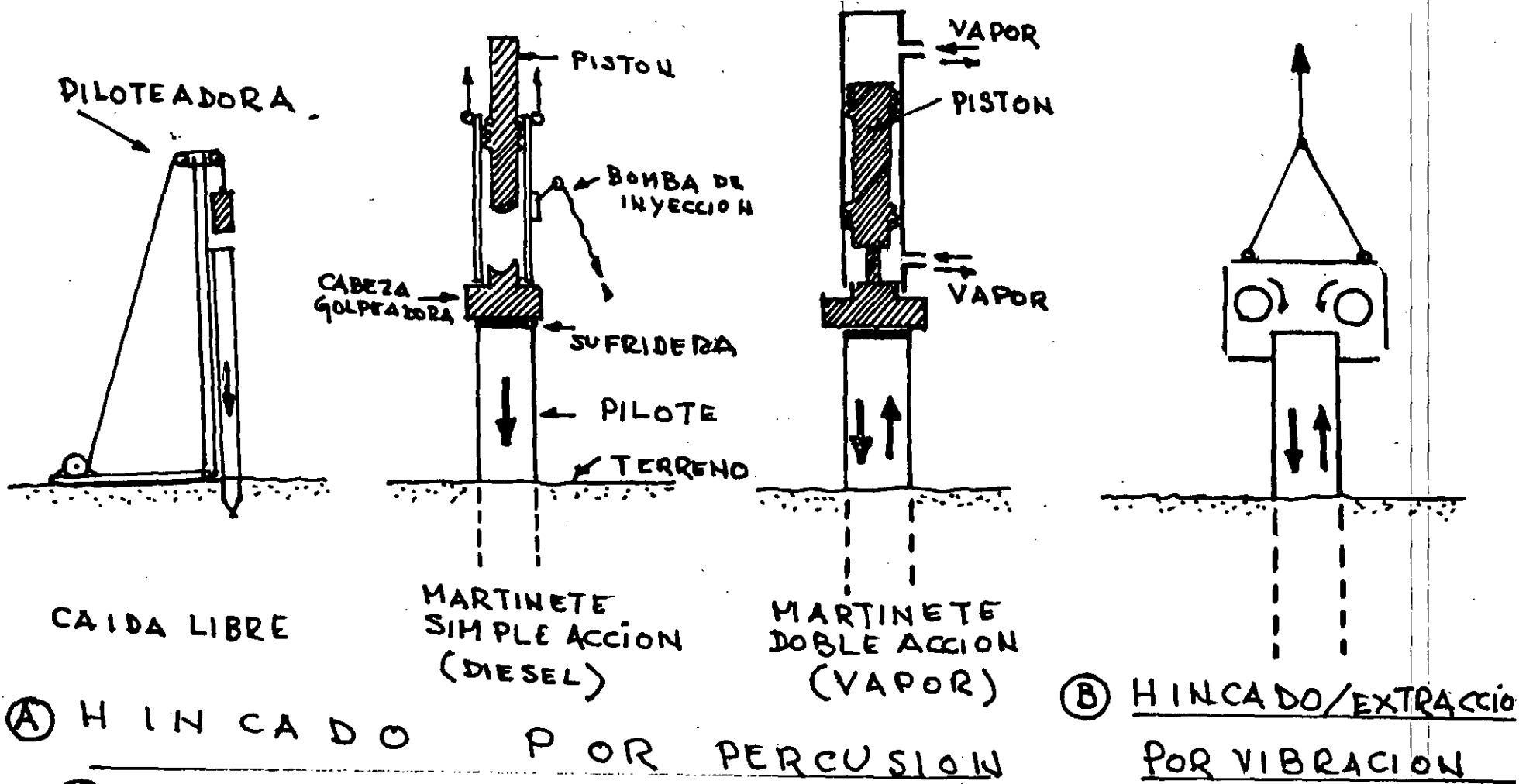
Transportation should be arranged so that the concrete pile is subjected to the least amount of deflection. Several possibilities are illustrated here.



Hydraulic cylinders are connected to compensate bearing pressures.

PILOTES Y PILAS TRABAJANDO POR PUNTA, CON APOYO EN ROCA.





(A) PARA TODO TERRENO

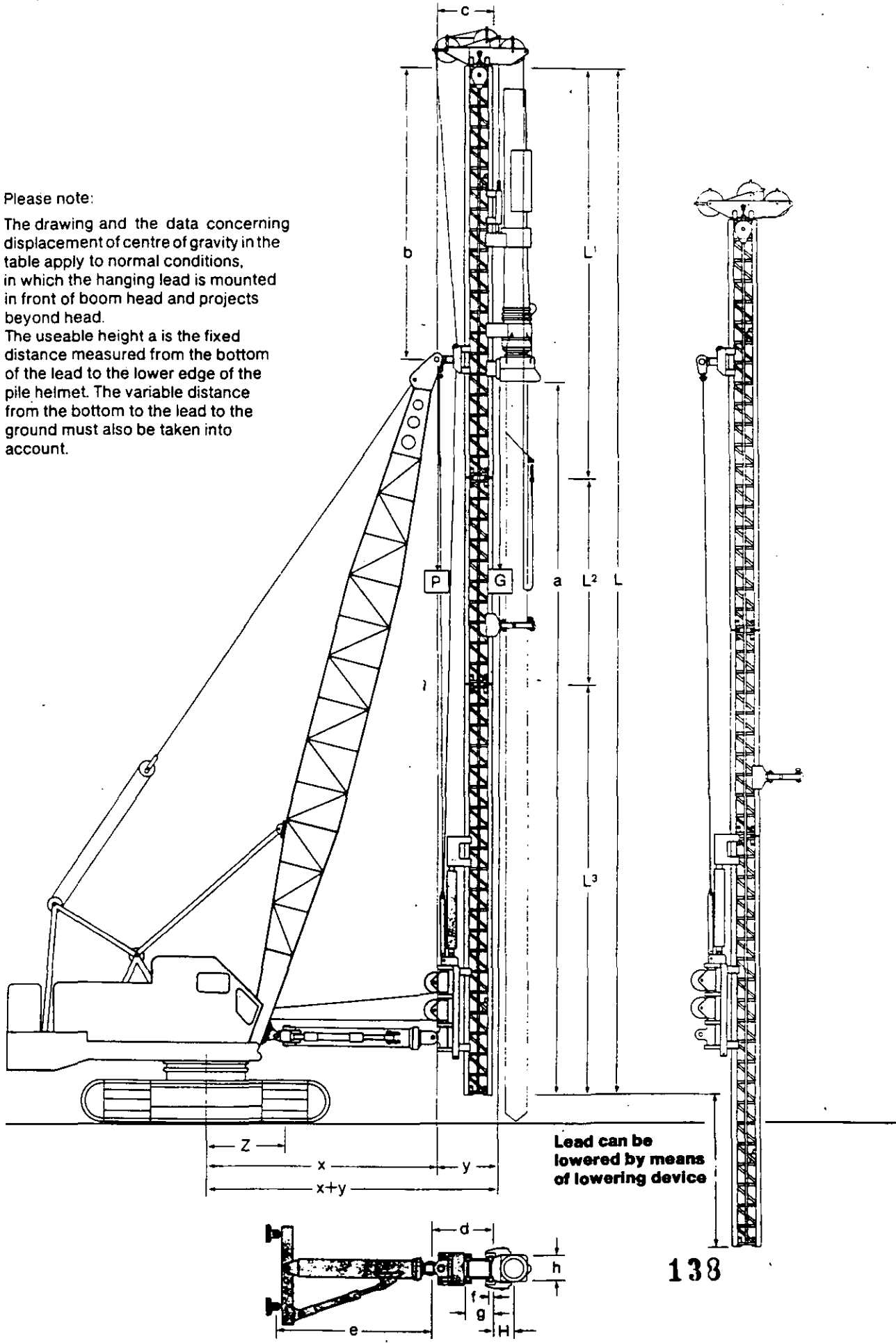
(B) PARA TERRENOS NO COHESIVOS

137
 NOTA: LA HINCA POR VIBRACION SE SUSPENDE 2 M.
 ANTES DE LA COTA DE PROYECTO Y SE TERMINA CON
 PERCUSION, PARA PROPICIAR EL REACOMODO DE LAS
 PARTICULAS DEL SUELO.

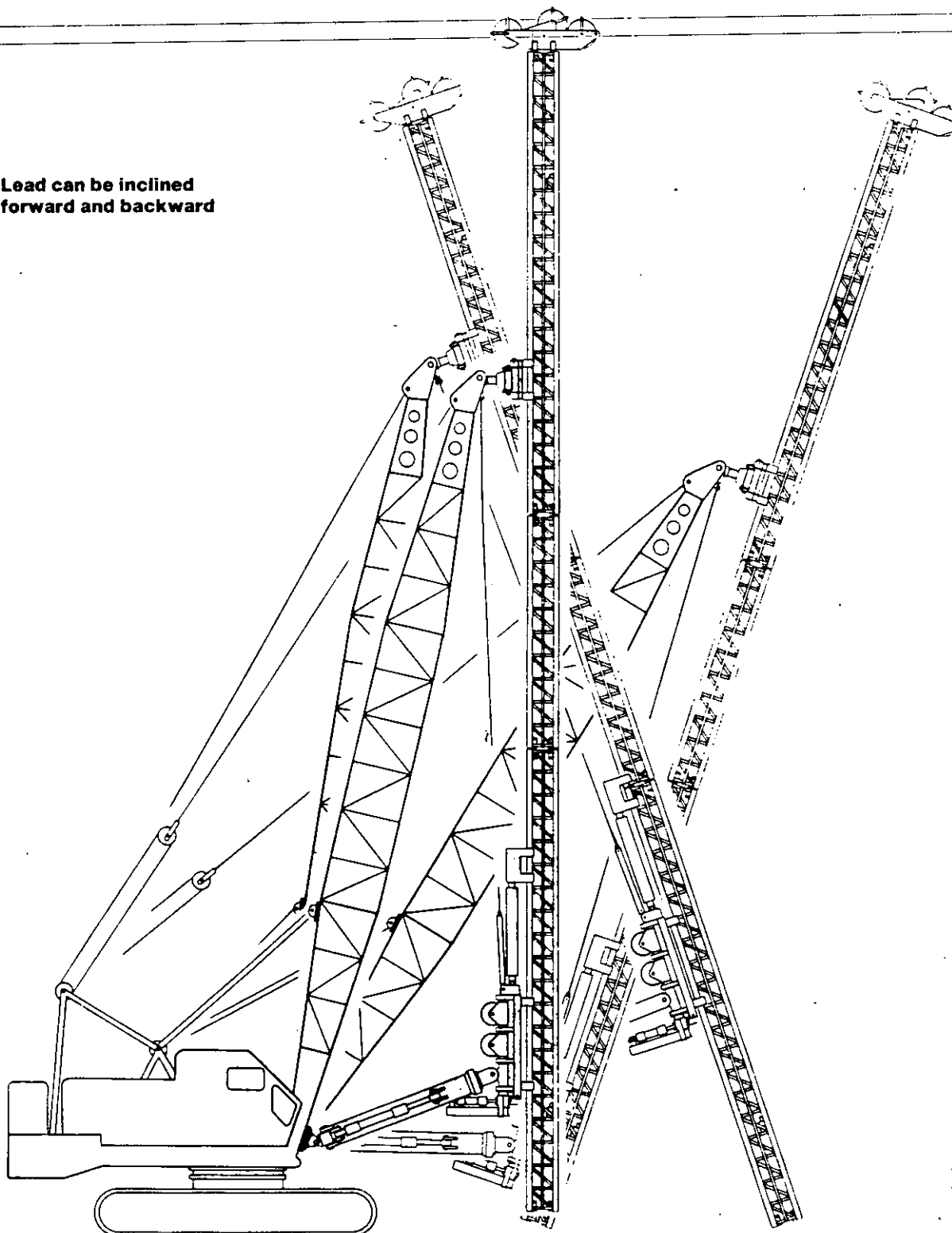
Please note:

The drawing and the data concerning displacement of centre of gravity in the table apply to normal conditions, in which the hanging lead is mounted in front of boom head and projects beyond head.

The useable height a is the fixed distance measured from the bottom of the lead to the lower edge of the pile helmet. The variable distance from the bottom to the lead to the ground must also be taken into account.

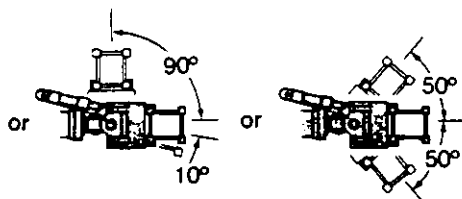
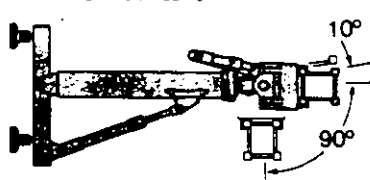


Lead can be inclined forward and backward

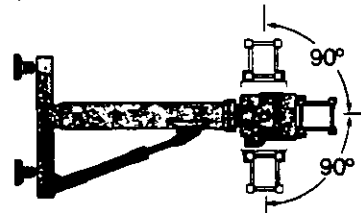


139

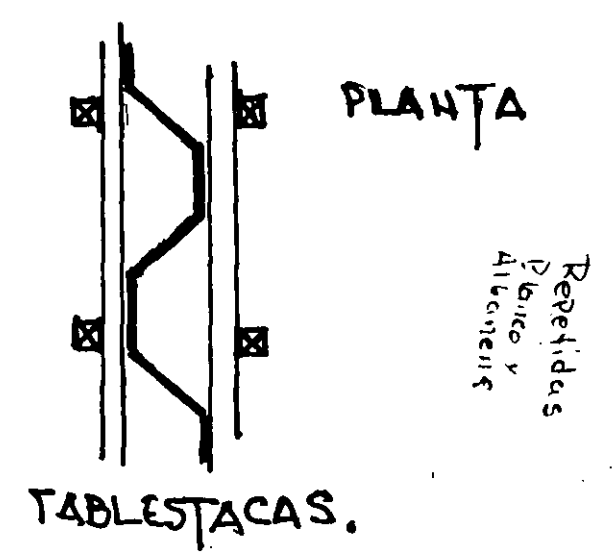
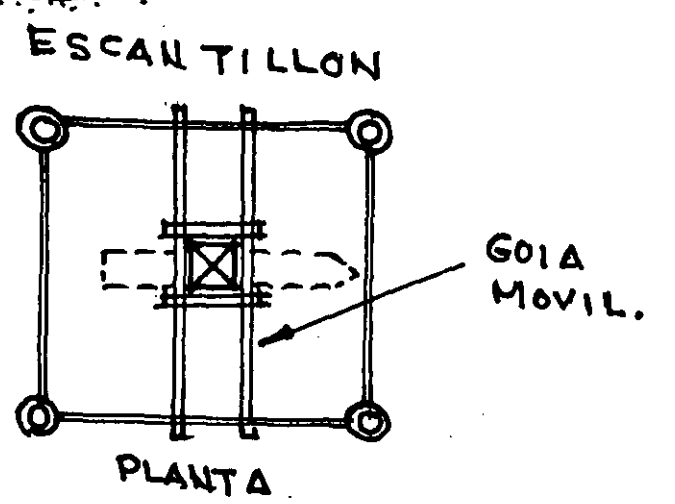
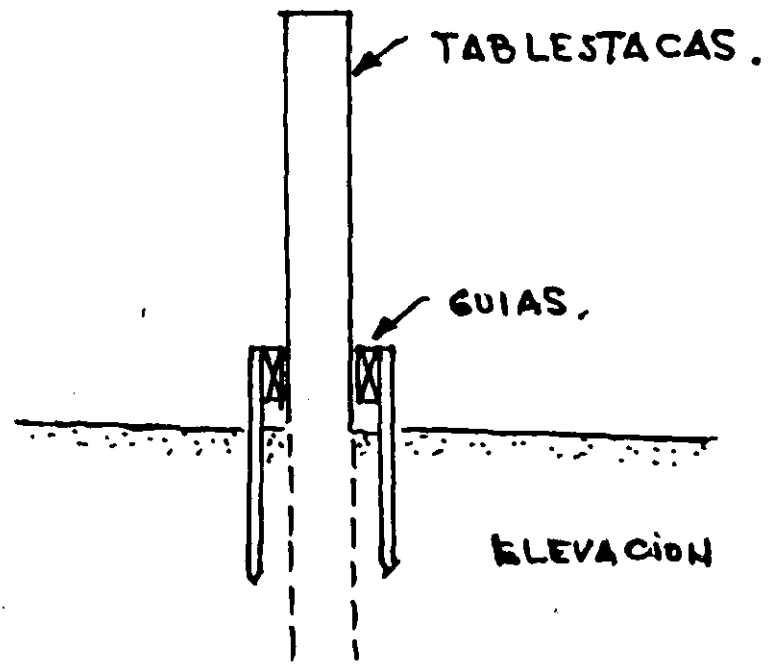
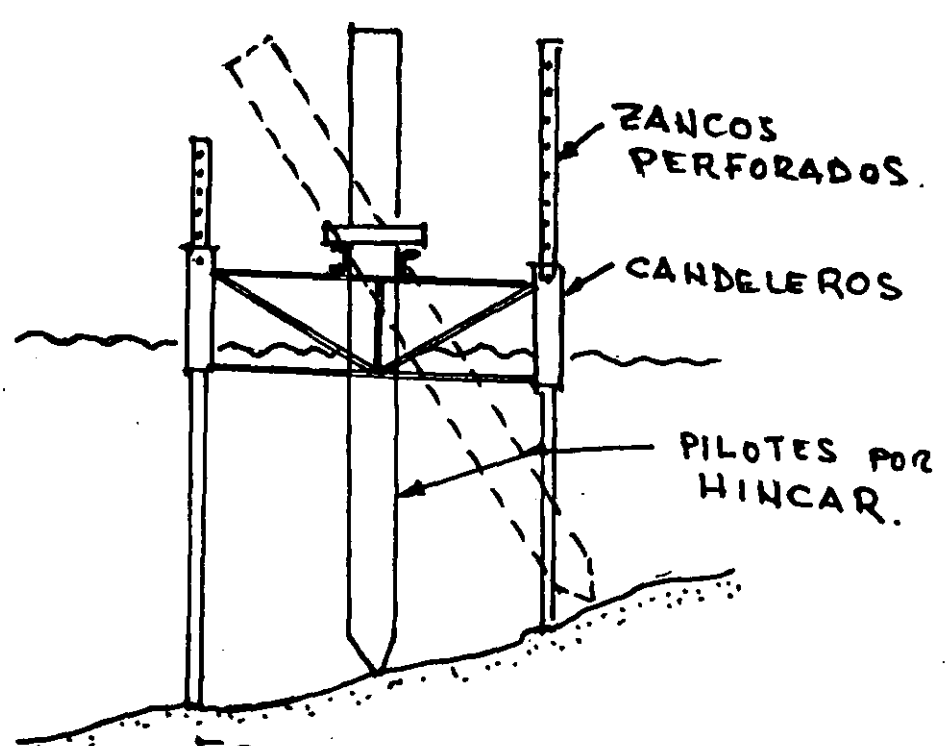
Lead can be rotated by means of hydraulic cylinder drive (adjusting scope can be selected from 3 ranges by plugging)



Lead can be rotated by means of geared hydraulic motor drive

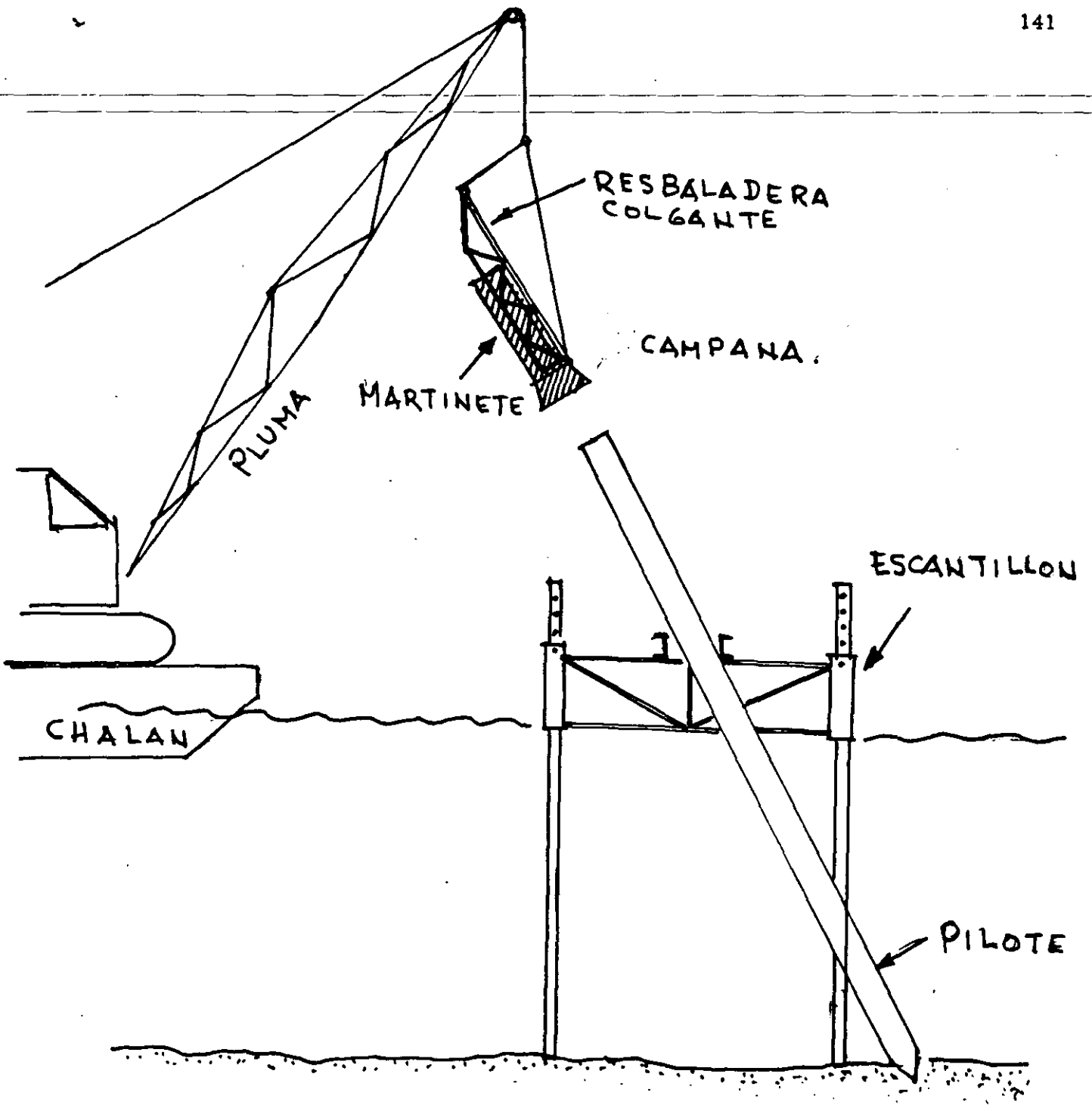


ESCAÑILLON PARA FIJAR LA POSICION DE HINCA DE PILOTES Y TABLESTACAS.

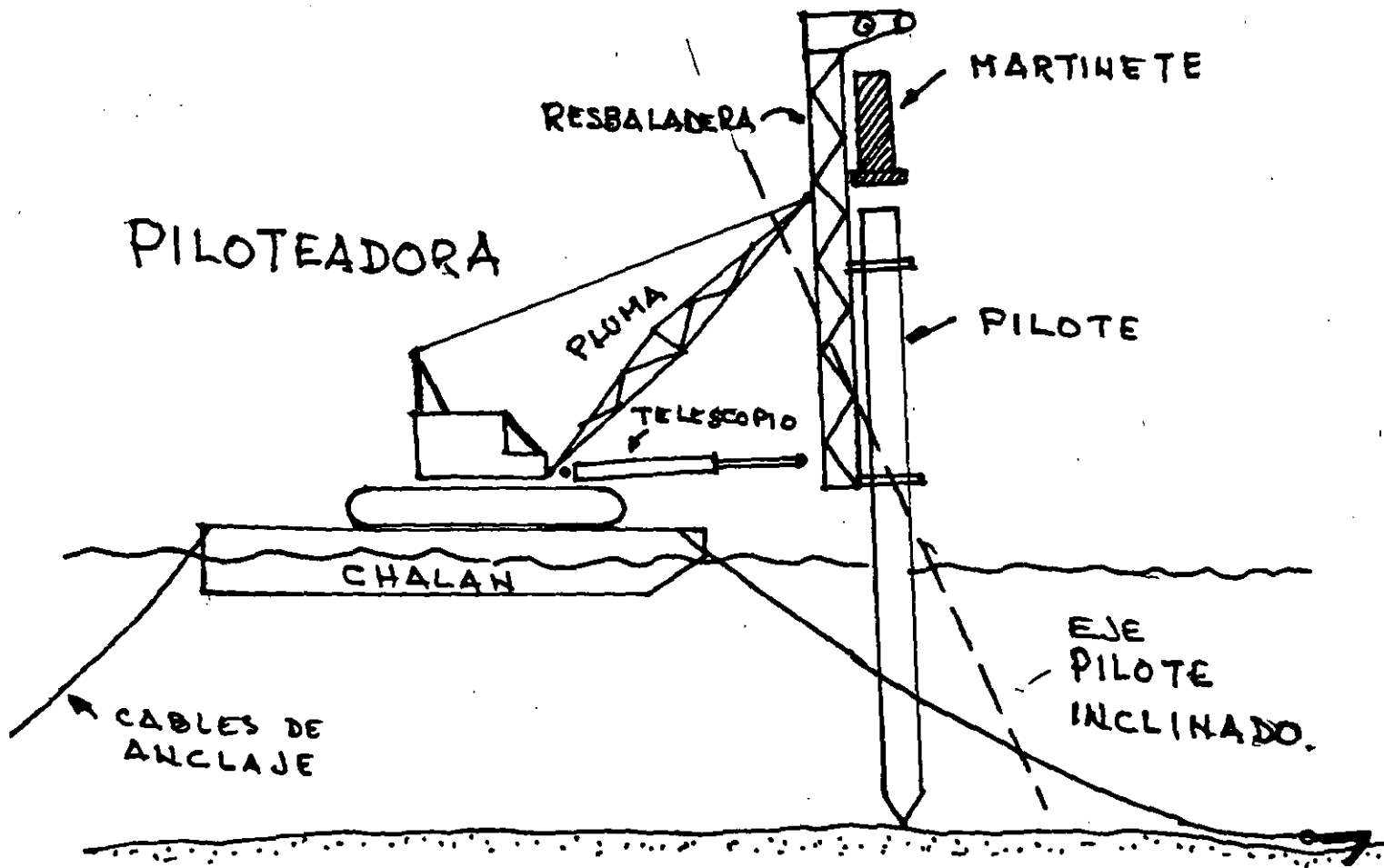


140

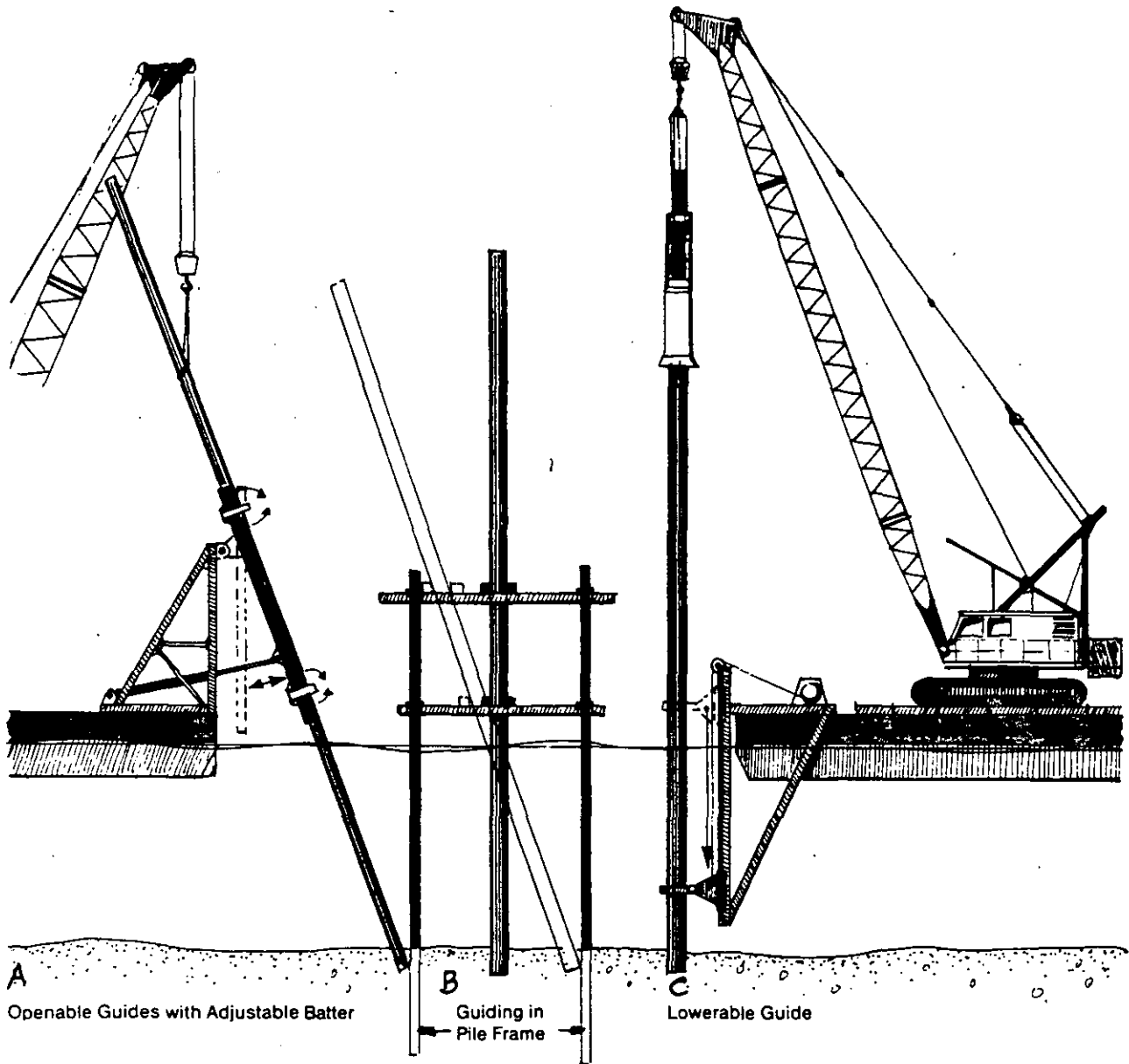
140



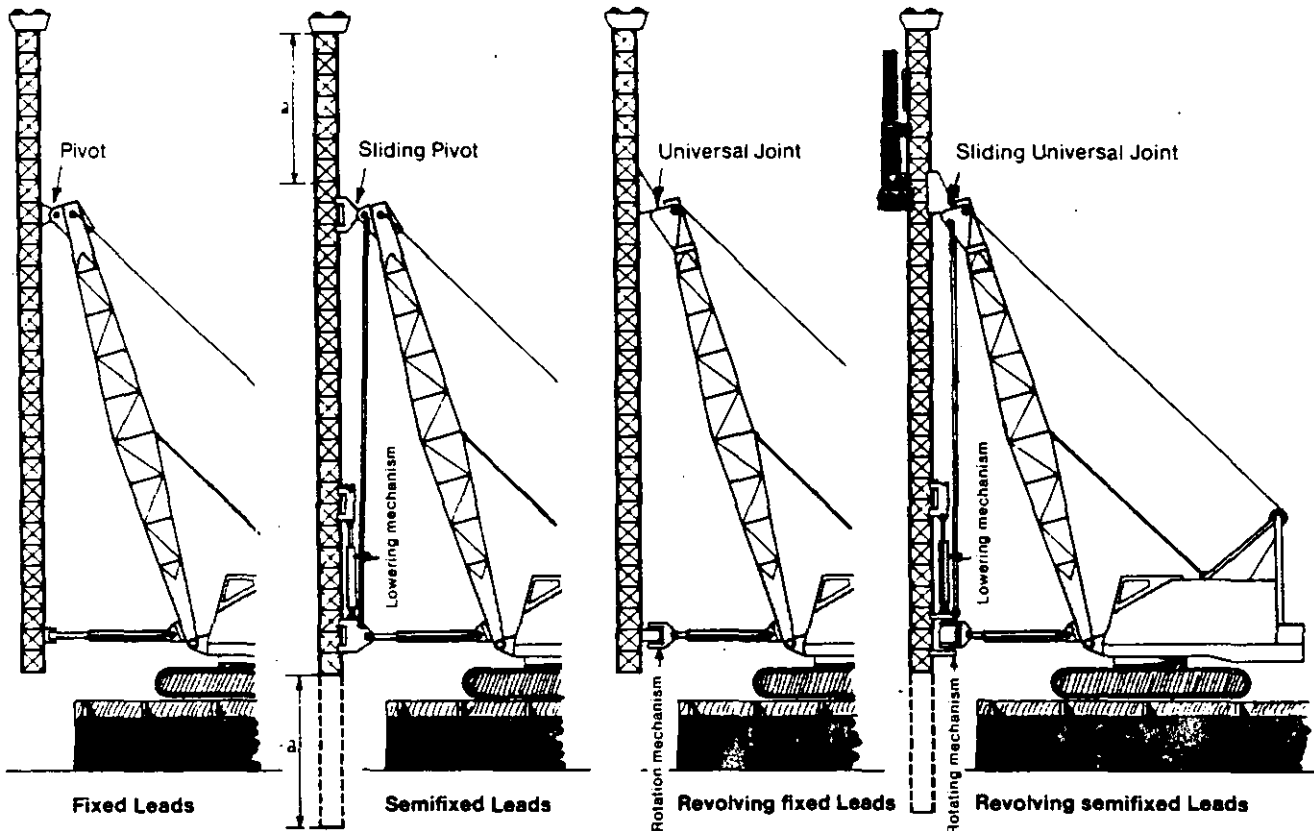
HINCA DE PILOTES INCLINADOS CON ESCANTILLON Y EQUIPO FLOTANTE



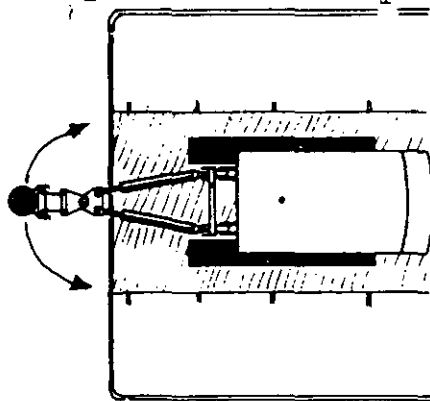
HINCA DE PILOTES CON EQUIPO FLOTANTE



4. Pile Guides



Leads can be lowered a distance "a"



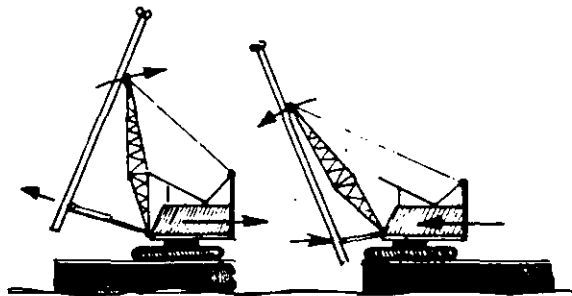
3.2. Leads braced against crane

3.2.1. Hanging Leads on Mobile Crane

These pile driving systems can be employed without modification either onshore or offshore. The following lead types may be used:

- Fixed Leads
- Semifixed Leads
- Revolving Fixed Leads
- Revolving Semifixed Leads

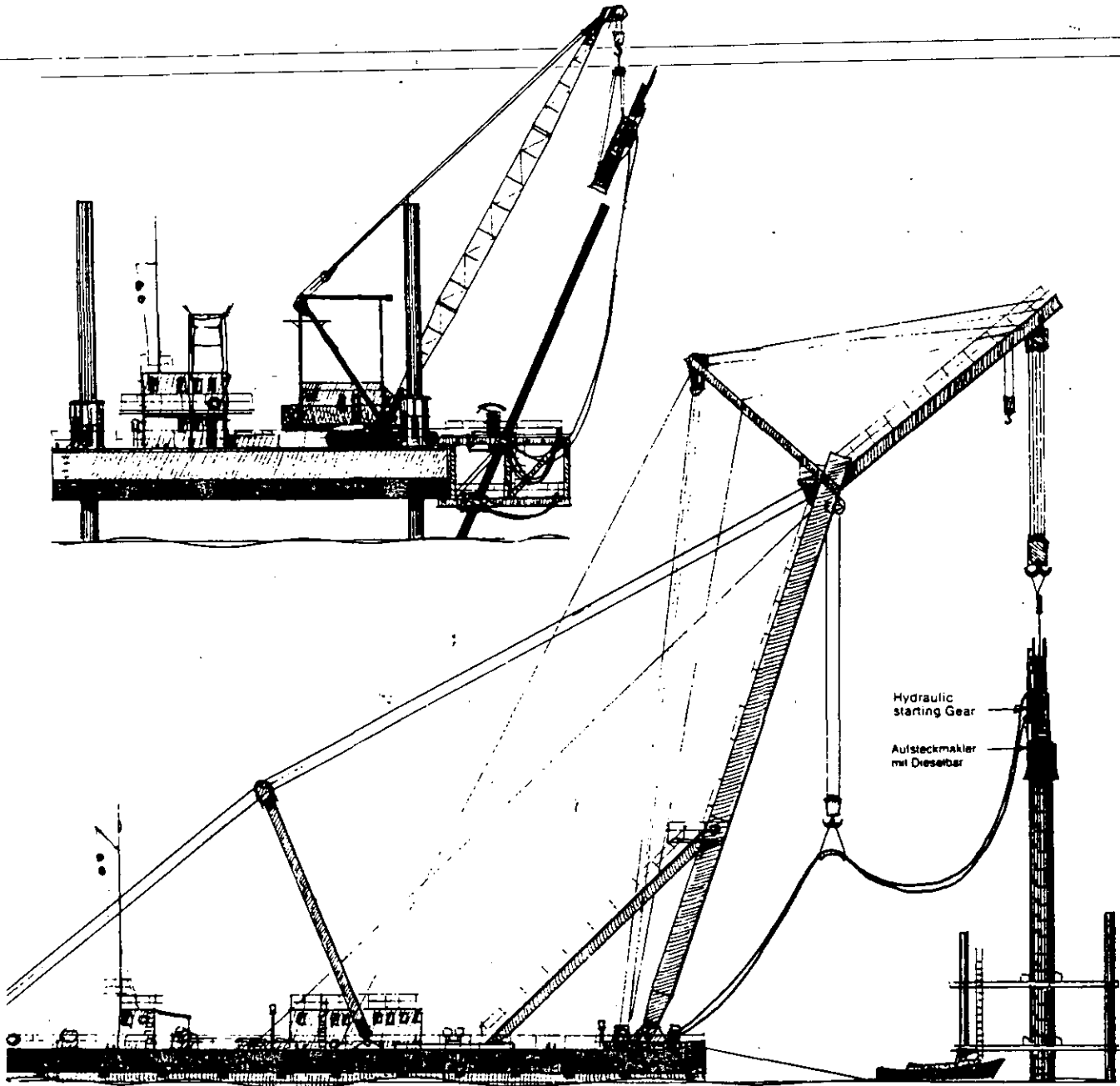
The lead batter depends on the crane capacity and on the type of spotter. It may be 1:3 either outwards or inwards. The equipment's large weight is a disadvantage.



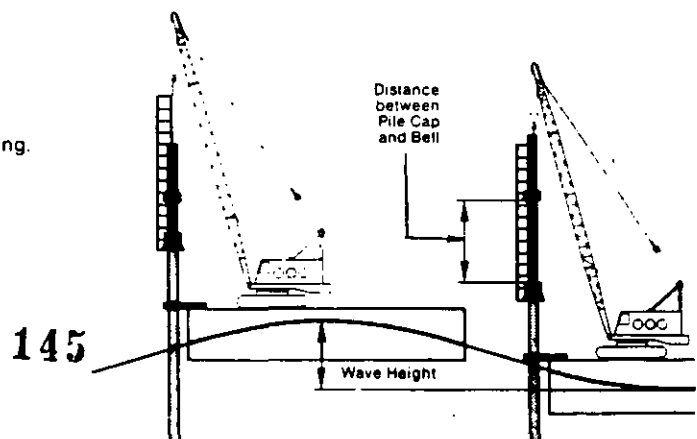
For battered pile driving close to the barge wall, crane must be repositioned.

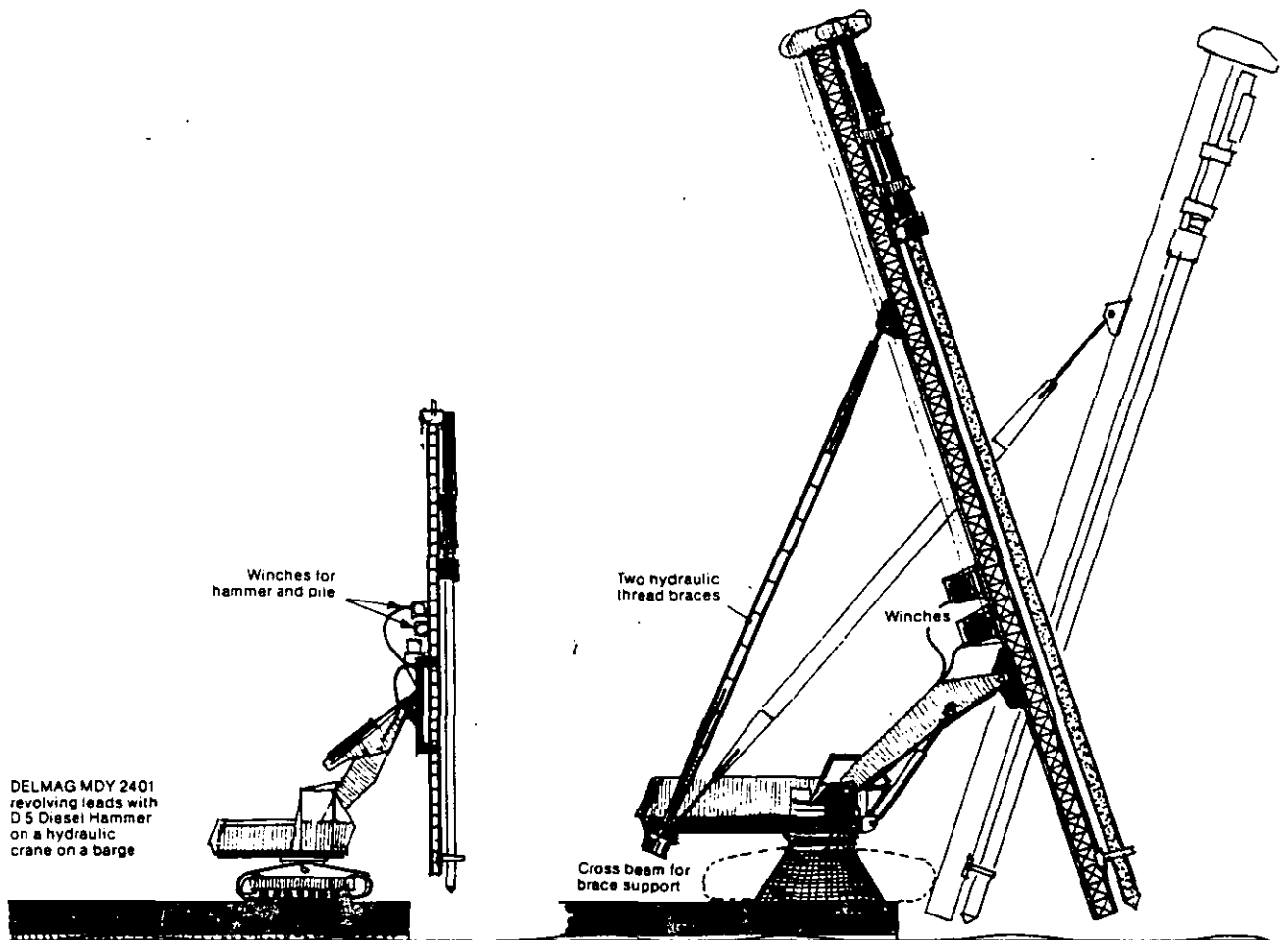
- Outbatter**
 Extend spotter
 Raise boom
 Move crane backwards

- Inbatter**
 Move crane forwards
 Retract spotter
 Lower boom

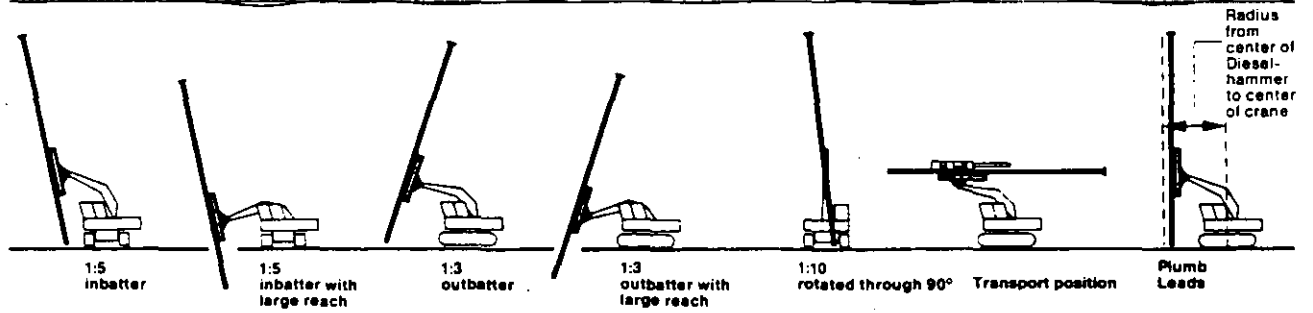


For large wave heights pile supported leads must be used which allow for large axial motions of the Diesel Hammer. Thus wave motions are compensated during start-up and pile driving. Pile supported leads must be supported by the crane during pile driving and lowered as the pile penetrates. This applies to either plumb or battered pile driving.





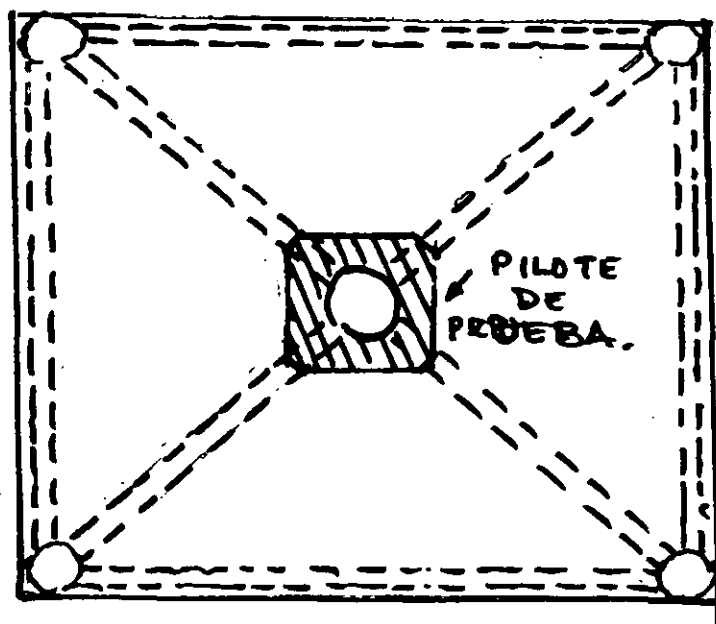
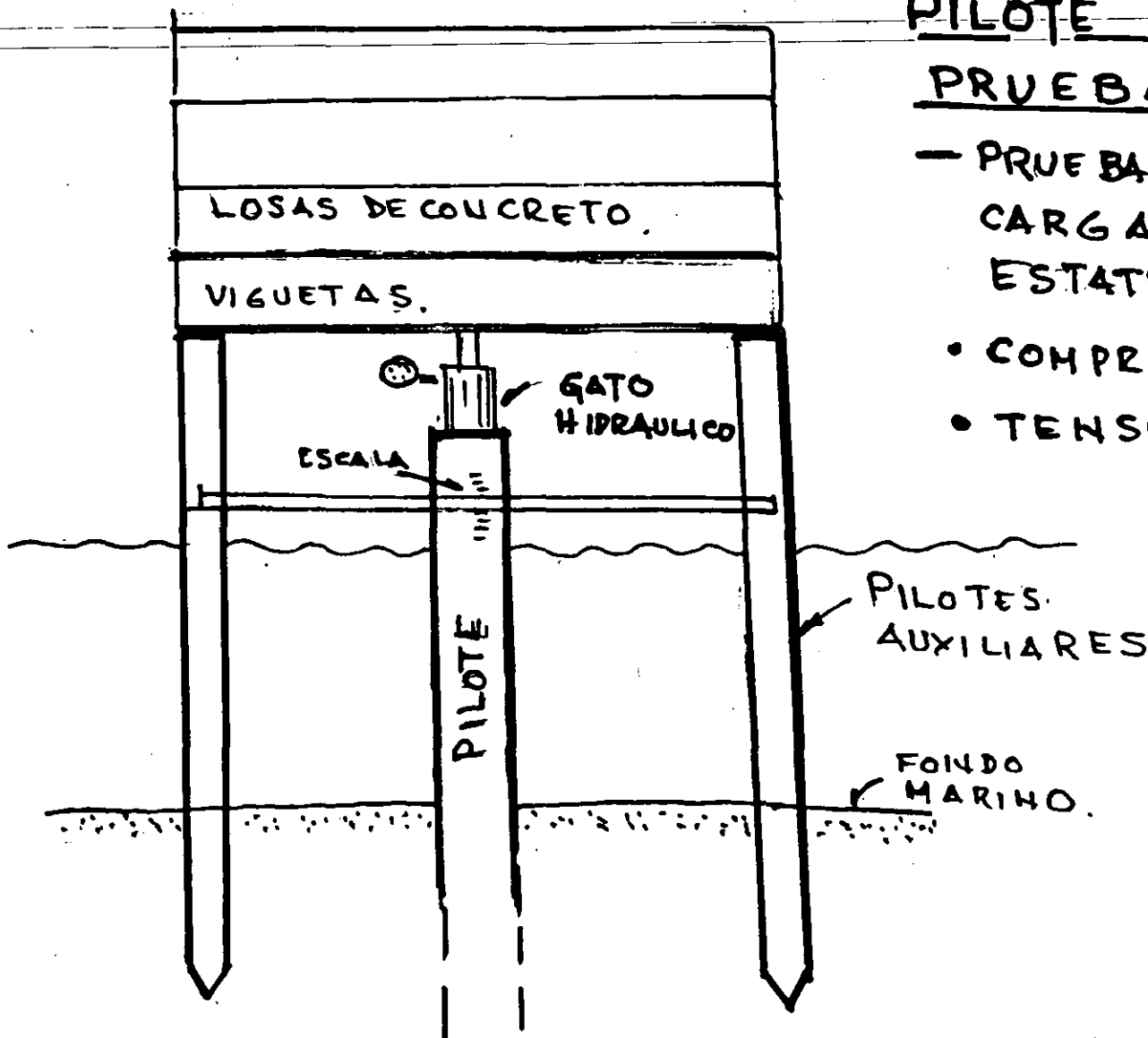
DELMAG MDY 2401 revolving leads with D 5 Diesel Hammer on a hydraulic crane on a barge



PILOTE DE PRUEBA

— PRUEBA DE CARGA ESTÁTICA

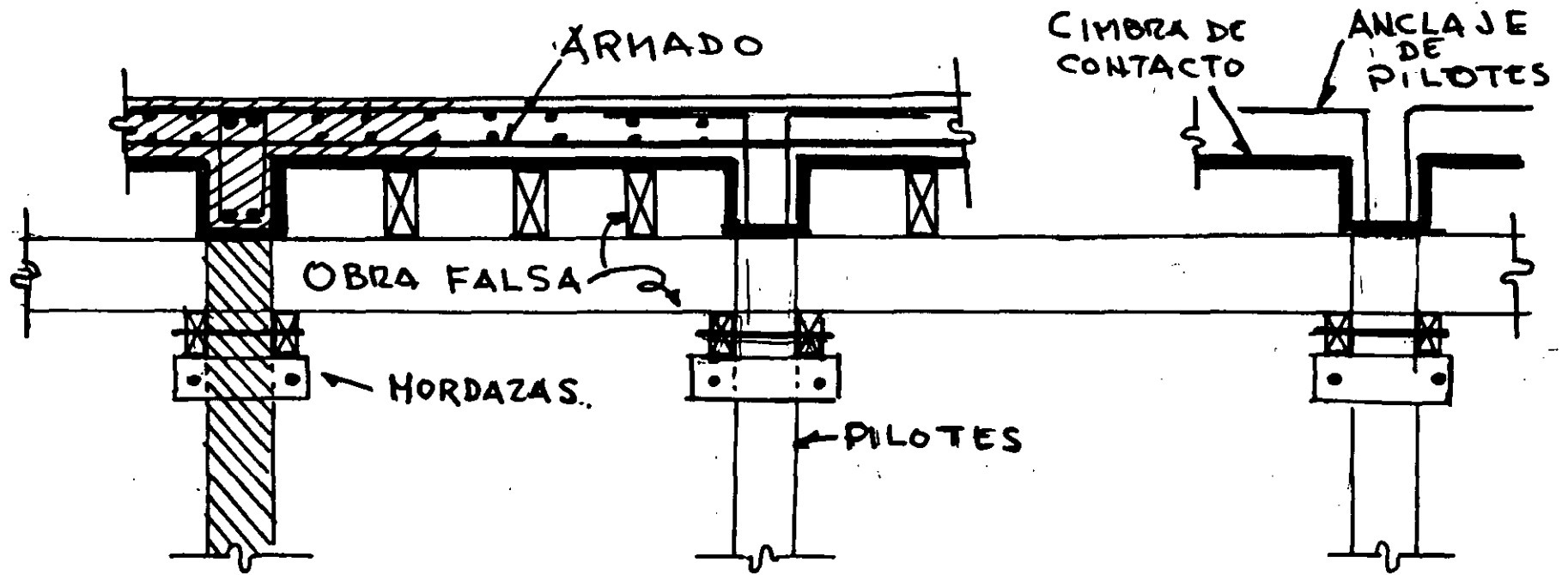
- COMPRESIÓN
- TENSION



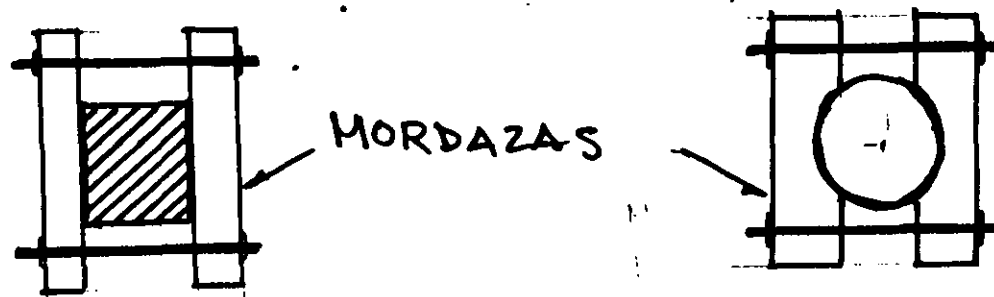
147

PLANTA.

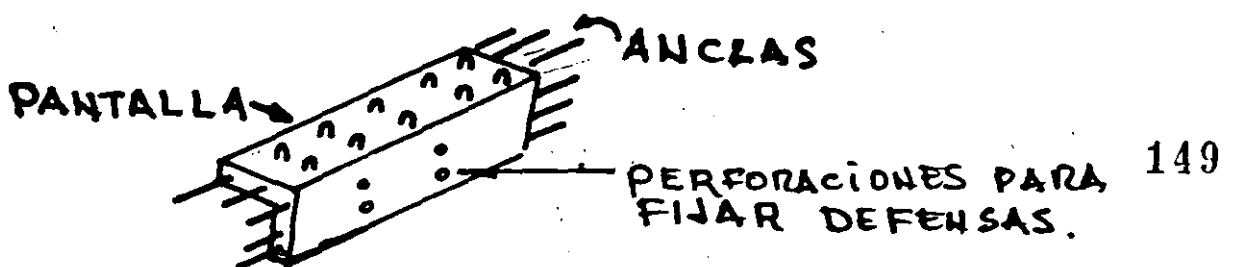
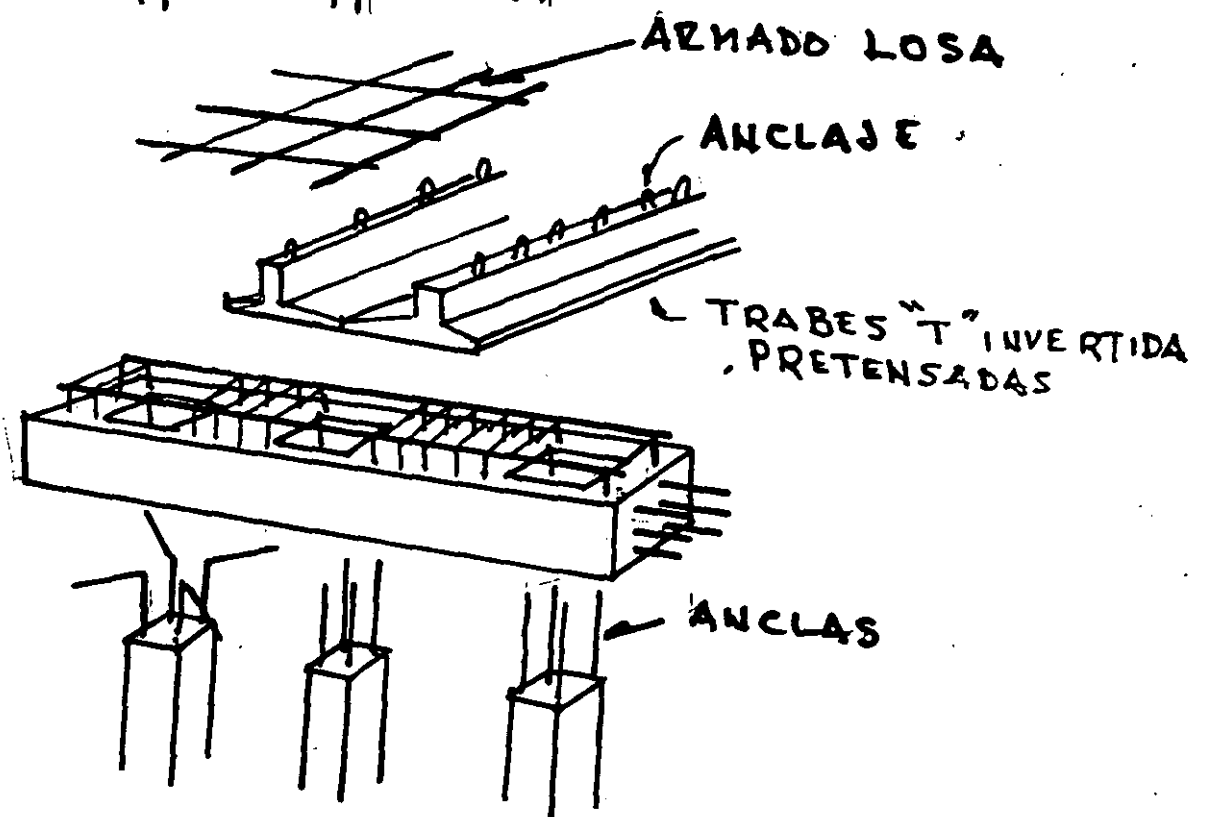
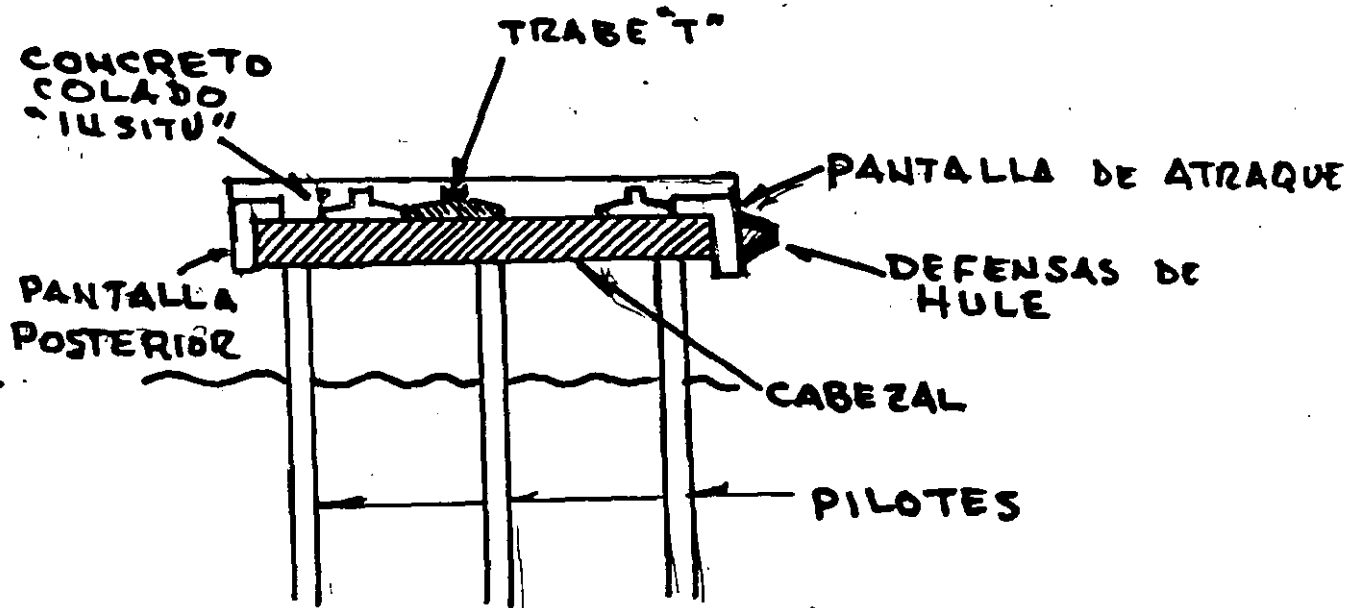
OBRA FALSA Y CIMBRA DE CONTACTO PARA EL COLADO DE CONCRETO EN SUPERESTRUCTURAS DE MUELLES



148



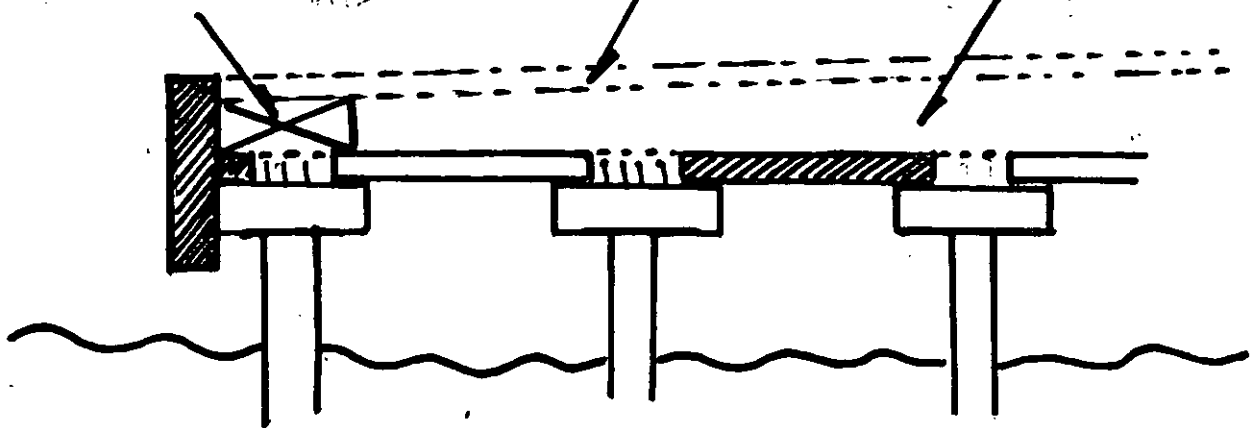
MUELLES PRECOLADOS



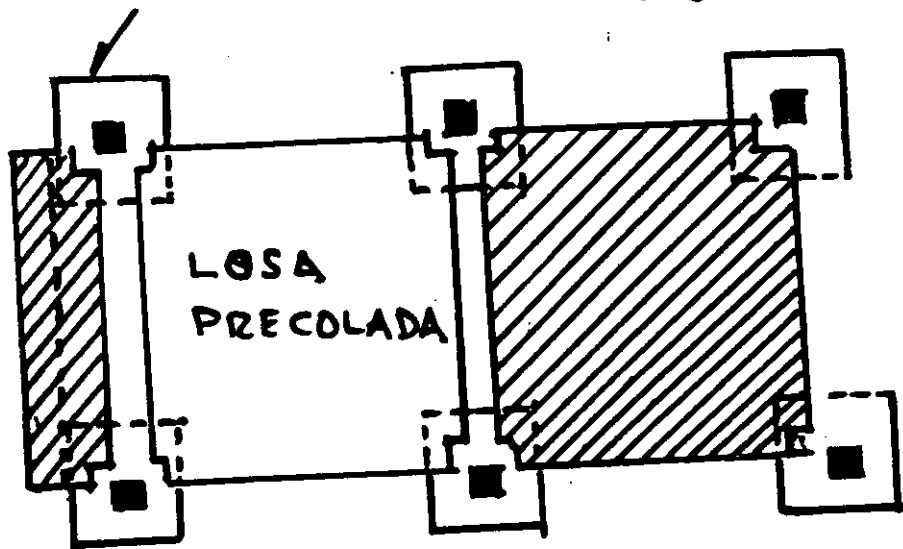
SERVICIOS
- ENERGIA ELECTRICA
- AGUA
- COMBUSTIBLE

CARPETA

RELLENO



DADOS PRECOLADOS
O COLADOS "IN SITU"



MUELLES PRECOLADOS.

ANALISIS Y DISEÑO DE MUELLES

LAS FUERZAS EXTERNAS QUE ACTUAN EN UNA INSTALACION DE ATRAQUE LAS PODEMOS CLASIFICAR DE LA SIGUIENTE MANERA:

HORIZONTALES:

- IMPACTO POR ATRAQUE DE EMBARCACIONES
- FUERZAS SISMICAS
- VIENTO ACTUANDO EN EMBARCACIONES ATRACADAS Y EN INSTALACIONES Y EQUIPOS SITUADOS EN EL PRICIO MUELLE.

VERTICALES:

CARGAS MUERTAS: PESO PROPIO DE LA INSTALACION Y EQUIPO FIJO.
CARGAS VIVAS: PESO DE MERCANCIAS, PRODUCTOS Y EQUIPO MOVIL.

LA FUERZA PRODUCIDA POR EL ATRAQUE DEBERA CONSIDERAR AL BARCO TIPO O DE DISEÑO DE MAYORES DIMENSIONES EN SU CONDICION DE DESPLAZAMIENTO A PLENA CARGA. LA POSICION DEL BARCO EN SU APROXIMACION A SU POSICION DE ATRAQUE SE CONSIDERA DE 10° ENTRE EL EJE LONGITUDINAL DEL BARCO Y LA PANTALLA O BANDA DE ATRAQUE DEL MUELLE, ESTO QUIERE DECIR QUE EL CONTACTO CON EL MUELLE SERA LA PARTE CURVA DE LA PROA. AUNQUE LA VELOCIDAD LONGITUDINAL DEL BARCO AL APROXIMARSE A SU POSICION DE ATRAQUE VARIA DE 3 A 4 NUDOS, LA VELOCIDAD DE LA NAVE PERPENDICULAR AL MUELLE VARIA DE 5 A 30 cm./SEC. 50./SEG. PARA GRANDES EMBARCACIONES, MAYORES DE 80,000 TON. DE DESPLAZAMIENTO Y DE 30 CM/SEC PARA PEQUEÑAS NAVES DE 500 A 1000 TON. LA VELOCIDAD DE ATRAQUE SE REDUCIRA CON EL USO DE REMOLCADORES MARINOS EN LAS OPERACIONES DE ATRAQUE.

EL SISTEMA DE DEFENSAS SERA DISEÑADA PARA ABSORVER LA ENERGIA PRODUCIDA POR LAS EMBARCACIONES AL ATRACAR Y LA FUERZA RESULTANTE SERA RESISTIDA POR LA ESTRUCTURA DEL MUELLE. CUANTO LA ESTRUCTURA DE ATRAQUE ES FLEXIBLE, PARTE DE LA ENERGIA DE ATRAQUE ES ABSORVIDA POR EL PRINCIPIO DE TRABAJO DE DEFORMACION DE LA PROPIA ESTRUCTURA.

FUERZAS SISMICAS: EN ZONAS SISMICAS SE CONSIDERARA SU EFECTO EN LAS ESTRUCTURAS. LA FUERZA HORIZONTAL VARIA DE 0.025 A 0.2 DE LA ACELERACION DE LA GRAVEDAD QUE APLICADA EN EL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA ESTRUCTURA, LA FUERZA ESTARA EXPRESADA POR UN PRODUCTO DEL COEFICIENTE SISMICO DEL SITIO POR EL PESO DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL. EL PESO DE LA ESTRUCTURA ESTARA FORMADO POR LA CARGA MUERTA Y EL 50% DE LA VIVA. CUANDO SE HACE EL ANALISIS DE CARGAS VIVA Y MUERTA COMBINADAS LOS ESFUERZOS PERMITIDOS SE INCREMENTARAN UN 33%. LA DIRECCION DE LA FUERZA SISMICA SERA TANTO DE TRANSVERSAL COMO LA LONGITUDINAL DEL MUELLE.

CARGAS VERTICALES: ESTAN FORMADAS POR LA CARGA MUERTA O PESO PROPIO DE LAS ESTRUCTURAS Y LA CARGA VIVA POR CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA (CARGA GENERAL) Y CARGAS RODANTES PRODUCIDAS POR EL EQUIPO PORTUARIO. LA CARGA VIVA UNIFORME VARIA DE 1,00 a 5,000 Kg./m². PARA MUELLES PETROLEROS O DONDE SE MANEJA GRANEL SOLIDO POR BANDAS TRANSPORTADORAS O DUCTOS, EN DONDE LA CARGA GENERAL NO ES PREPONDERANTE, USUALMENTE SE TOMA 1,000 Kg./m².

EN LOS MUELLES:

DONDE SE MANEJA CARGA PESADA TAL COMO LINGOTES, PARTES DE MAQUINARIA O CONTENEDORES, LA CARGA A CONSIDERAR SERA DE 5 ton/m² O MAYOR. DADO DE LA CARGA UNIFORME MORTALMENTE NO ACTUA EN LA TOTALIDAD DEL AREA DE LA PLATAFORMA DE TRABAJO DEL MUELLE. AL MISMO TIEMPO, SE CONSIDERA UNA REDUCCION DE LA MISMA DEL 33% PARA EL ANALISIS ESTRUCTURAL CORRESPONDIENTE.

PARA LA CARGA RODANTE ES NECESARIO TOMAR EN CUENTA EL IMPACTO Y FRENAJE DE LOS EQUIPOS.

LO ANTERIOR SE TOMARA EN CUENTA TANTO PARA LA INFRA COMO EN LA SUPER ESTRUCTURA.

PILOTES PARA OBRAS MARITIMAS

I.- TIPO DE PILOTES

A) RESPECTO AL MATERIAL

- 1.- DE MADERA
- 2.- METALICOS
- 3.- DE CONCRETO REFORZADO
- 4.- MIXTOS (2 + 3)

B) POR EL LUGAR DE CONSTRUCCION

- 1.- PREFABRICADOS
- 2.- COLADOS "INSITU"

C) POR SU SECCION TRANSVERSAL

- 1.- HUECOS
- 2.- MACIZOS

D) RESPECTO AL APOYO

- 1.- DE FRICCION
- 2.- DE PUNTA
- 3.- APOYO MIXTO

E) RESPECTO A SU DIRECCION

- 1.- PILOTES VERTICALES
- 2.- PILOTES INCLINADOS

CALCULO DE LA RESISTENCIA ULTIMA POR FRICCION EN LA SUPERFICIE LATERAL DEL PILOTE:

$$R_f = \sum A_i F_i \dots\dots\dots 4$$

EN DONDE:

A_i . - ES EL AREA LATERAL DEL PILOTE EN EL ESTRATO i , EN m^2 .

F_i . - ES EL VALOR ULTIMO DE LA FRICCION EN LA SUPERFICIE LATERAL DEL PILOTE EN EL ESTRATO i , EN ton/m^2 .

SE PROPONEN LOS SIGUIENTES VALORES MEDIOS PARA LA FRICCION LATERAL.

TABLA 4

TIPO DE SUELO	Fricción lateral Ton m ²
Arcilla suave y limo.....	1.0- 2.0
Limo arenoso.....	2.0- 5.0
Arcilla rígida.....	4.0-10.0
Arena suelta.....	2.0- 3.0
Arena densa.....	3.0-10.0

LAS FORMULAS 1, 2, 3, y 4, DAN LA CARGA ULTIMA QUE PUEDE SOPORTAR EL PILOTE, POR LO QUE SE REFIERE A SU APOYO EN EL SUELO. EVIDENTEMENTE QUE ESTE VALOR DEBE SER IGUAL O MAYOR QUE LA RESISTENCIA ESTRUCTURAL, ULTIMA DEL PILOTE.

TABLA 2
ARCILLAS

N	Consistencia	C
		Ton./m ²
Menos de 2.....	Muy suave.....	Menos de 1.2
2- 4.....	Suave.....	1.2- 2.5
4- 8.....	Media.....	2.5- 5.0
8-15.....	Rígida.....	5.0-10.0
15-30.....	Muy rígida.....	10.0-20.0
Más de 30.....	Dura.....	Más de 20.0

TABLA 3
ARENAS

N	Densidad relativa	ϕ
0- 4.....	Muy suelta.....	28°-29°
4-10.....	Suelta.....	29°-30°
10-30.....	Media.....	30°-36°
30-50.....	Densa.....	30°-41°
Más de 50.....	Muy densa.....	41°-46°

NOTA:

EN LOS SUELOS GRANULARES, ARENA Y GRAVA LIMPIAS, LA COHESION $C = 0$

EN LOS SUELOS COHESIVOS, ARCILLAS SE ACEPTA $\phi = 0$

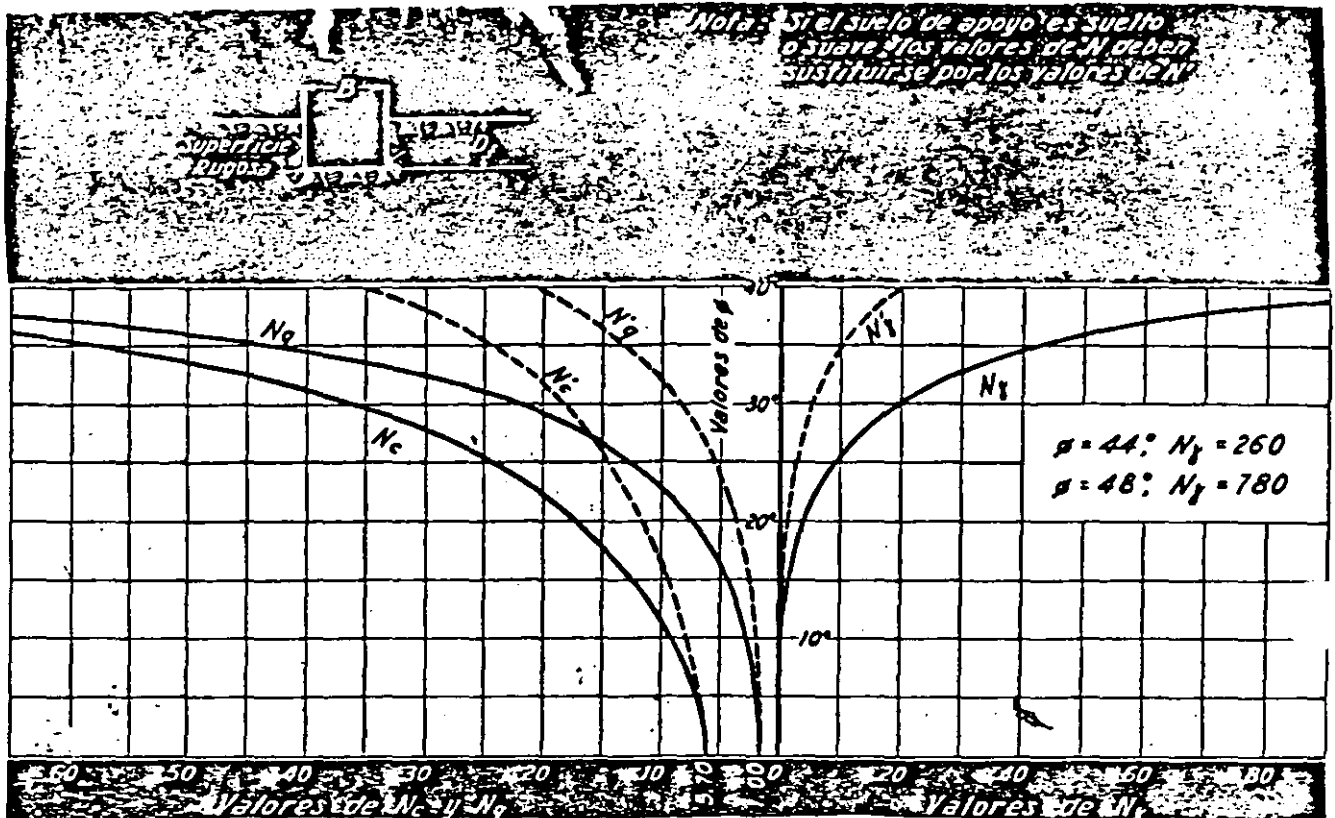
EN LOS SUELOS COMBINADOS, APROXIMADAMENTE SE PUEDEN DETERMINAR SUS PROPIEDADES, PROMEDIANDO LAS QUE LES CORRESPONDAN A LOS ELEMENTOS CONSTITUYENTES.

C. - ES LA COHESION DEL TERRENO, ton/m².

γ . - ES EL PESO VOLUMETRICO DEL SUELO SECO. SATURADO O SUMERGIDO, EN ton/m³.

D_f. - ES LA PROFUNDIDAD DE LA PUNTA DEL PILOTE CON RESPECTO A LA SUPERFICIE DEL TERRENO, EN METROS.

N_c, N_q y N_γ. - SON FACTORES QUE DEPENDEN DEL ANGULO DE FRICCION INTERNA Y QUE SE OBTIENEN DE LA SIGUIENTE GRAFICA.



VALORES DE γ . : LOS VALORES PROPUESTOS POR TERZAGHI PARA CONDICIONES MEDIAS SE PUEDEN DEDUCIR DE LAS SIGUIENTES TABLAS:

TABLA N^o 1....

DESCRIPCION	γ_d	γ_{sat}	γ_{sum}
	Ton/m ³ .	Ton/m ³ .	Ton/m ³ .
Arena uniforme suelta.....	1.43	1.89	0.95
Arena uniforme densa.....	1.75	2.09	1.05
Arena graduada suelta.....	1.59	1.99	1.00
Arena graduada densa.....	1.86	2.16	1.10
Material de acarreo, muy bien graduado.....	2.12	2.32	1.20
Arcilla suave.....	---	1.77	0.90
Arcilla rígida.....	---	2.07	1.05
Arcilla orgánica suave.....	---	1.58	0.80
Arcilla orgánica muy suave.....	---	1.43	0.70
Bentonita suave.....	---	1.27	0.65

En donde:

- γ_d es el estado unitario en estado seco.
- γ_{sat} es el peso unitario en estado saturado.
- γ_{sum} es el peso unitario en estado sumergido.

CRITERIO PARA EL CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE UN PILOTE.

EXISTEN DOS PROCEDIMIENTOS PARA ESTIMAR LA CARGA ULTIMA Y EN CONSECUENCIA LA CARGA DE TRABAJO QUE PUEDE SOPORTAR UN PILOTE.

1. - MÉTODO ESTÁTICO

2. - METODO DINAMICO

METODO ESTÁTICO: CONSIDERA LA RESISTENCIA DEL PILOTE COMO LA SUMA DE LA RESISTENCIA POR APOYO DE LA PUNTA Y LA RESISTENCIA POR FRICCIÓN EN LA SUPERFICIE LATERAL DEL PILOTE ES DECIR:

$$R_u = R_p + R_f \quad \text{-----1}$$

EN DONDE:

R_u = ES LA RESISTENCIA TOTAL ULTIMA DEL PILOTE

R_p = ES LA RESISTENCIA ULTIMA POR APOYO DE LA PUNTA

R_f = ES LA RESISTENCIA ULTIMA POR FRICCIÓN EN LA SUPERFICIE LATERAL DEL PILOTE.

TERZAGHI HA PROPUESTO LAS SIGUIENTES EXPRESIONES PARA CALCULAR R_p y R_f .

CALCULO DE LA RESISTENCIA ULTIMA POR APOYO DE LA PUNTA DEL PILOTE. --

PARA PILOTES CUADRADOS:

$$R_p = B^2 (1.3 C_{nc} + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma) \quad \text{-----2}$$

PARA PILOTES CIRCULARES:

$$R_p = \pi r^2 (1.3 C_{nc} + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma r N_\gamma) \quad \text{-----3}$$

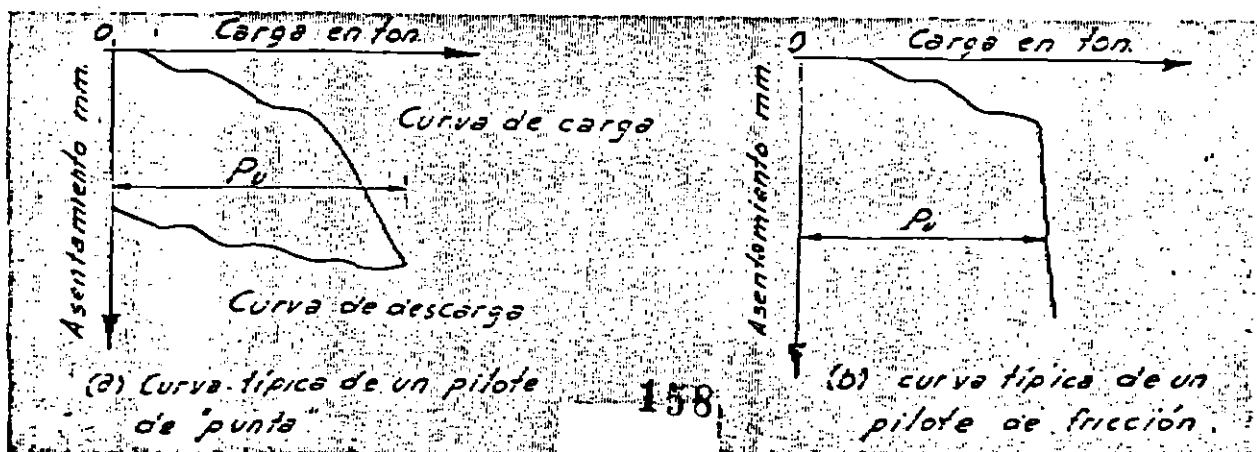
EN DONDE:

B. - ES EL LADO DE LA SECCION TRANSVERSAL CUADRADA DEL PILOTE, EN METROS.

r. - ES EL RADIO DE LA SECCION TRANSVERSAL CIRCULAR DEL PILOTE, EN METROS.

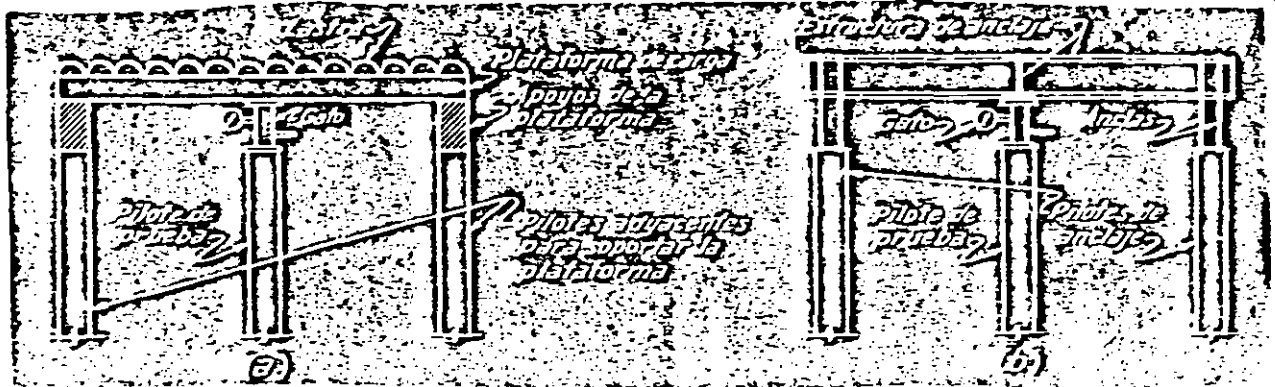
PRUEBA DE CARGA EN PILOTES

PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CARGA REAL DE UN PILOTE, EL PROCEDIMIENTO MAS FIDEDIGNO ES EL DENOMINADO "PRUEBA DE CARGA ESTÁTICA". ES ESTA PRUEBA, SE APLICA UNA CARGA EN LA CABEZA DEL PILOTE, QUE SE HACE AUMENTAR EN INCREMENTOS SUCESIVOS Y ADECUADOS PARA LA CAPACIDAD QUE SE ESPERA DE EL REGISTRANDOSE LOS ASENTAMIENTOS QUE SUFRE EL PILOTE DESPUES QUE SE HA DEJADO OBRAR UN TIEMPO PRUDENTE CADA INCREMENTO. LA CARGA SE AUMENTA HASTA QUE SE PRODUCE EL DESLIZAMIENTO VERTICAL DEL PILOTE, O BIEN, CUANDO NO PRODUCIENDOSE ESTE, HATA QUE SE HA ALCANZADO UNA CARGA TAL QUE SUMINISTRE UN COEFICIENTE DE SEGURIDAD ADECUADO, RESPECTO A LA CARGA QUE SE DESEA HACER TRABAJAR EL PILOTE. A PARTIR DE ESE INSTANTE, SE DISMINUYE LA CARGA EN EL, POR DECREMENTOS DE AMPLITUD MAYOR QUE LOS INCREMENTOS APLICADOS DURANTE EL PROCESO DE CARGA, Y SE REGISTRAN LOS NIVELES DE LA CABEZA DEL PILOTE, DESPUES DE TRANSCURRIDO CIERTO TIEMPO A PARTIR DE CADA DECREMENTO NO PUEDEN HACERSE INDICACIONES DE CARACTER GENERAL RESPECTO A LA RAPIDEZ DE LOS PROCESOS DE CARGA Y DESCARGA, YA QUE DEPENDE DEL TIPO DE SUELO ATRAVESADO POR EL PILOTE Y DE LA CAPACIDAD PROBABLE DEL MISMO.



DISPOSITIVO PARA EFECTUAR LA PRUEBA DE CARGA EN PILOTES

PARA APLICAR LA CARGA AL PILOTE, SE UTILIZA GENERALMENTE UN GATO HIDRAULICO QUE SE COLOCA ENTRE LA CABEZA DEL PILOTE Y UNA PLATA FORMA QUE SOPORTA UNA CARGA SUFICIENTEMENTE GRANDE PARA QUE NO LA LEVANTE EL GATO (FIG. A), O BIEN, SE COLOCA EL GATO ENTRE LA CABEZA DEL PILOTE Y UNA ESTRUCTURA DE ACERO ANCLADA A PILOTES VECINOS AL PILOTE DE PRUEBA. EN ESTE ULTIMO CASO, DEBERA LLEVARSE UN REGISTRO CUIDADOSO DE LOS MOVIMIENTOS DE LOS PILOTOS DE ANCLAJE (FIG. B) CUANDO LA CARGA QUE DEBE APLICARSE AL PILOTE ES CONSIDERABLE, EL LASTRE QUE SE REQUIERE EN LA PLATAFORMA DE CARGA, ES DE TAL MAGNITUD QUE HACE INADECUADO ESTE PROCEDIMIENTO, Y ES ACONSEJABLE EMPLEAR EL SEGUNDO PROCEDIMIENTO DESCRITO. SIN EMBARGO, ESTE ULTIMO DEPENDE DE LA RESISTENCIA A LA TRACCION DE LOS PILOTOS VECINOS DE ANCLAJE. SI SE DESEA OBTENER LA RESISTENCIA ULTIMA POR PUNTA, BASTARA REALIZAR LA EXTRACCION DEL PILOTE DE PRUEBA CON LO QUE OBTENDREMOS LA RESISTENCIA POR FRICCION LA CUAL SE RESTARA A LA RESISTENCIA OBTENIDA EN LA PRUEBA DE CARGA.

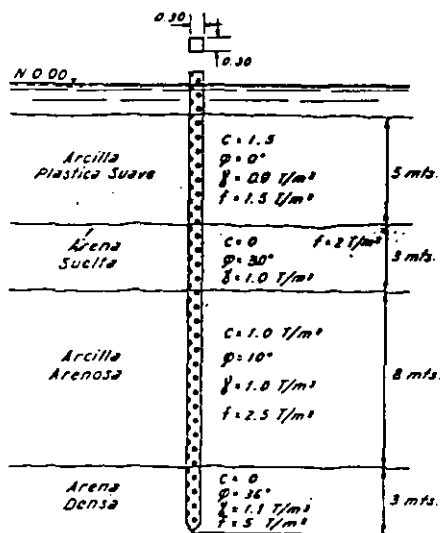


El registro de la prueba tanto de la carga como la descarga deberá incluir: Día, hora de aplicación de la carga, incremento de carga (ton.), carga acumulada (ton) y niveles de la cabeza del pilote de prueba y de los pilotes auxiliares.

EJEMPLO DE CALCULO DE UN PILOTE.

=====

CALCULAR LA CARGA ULTIMA DEL PILOTE MOSTRADO EN LA FIGURA ADJUNTA.



CALCULAMOS SEPARADAMENTE LAS RESISTENCIAS DE PUNTA Y DE FRICCIÓN, UTILIZANDO LAS FORMULAS 2 Y 4 PARA APLICAR LA FORMULA 2 NECESITAMOS DETERMINAR PREVIAMENTE LOS COEFICIENTES N_c , N_q y N UTILIZANDO LA GRAFICA N° 1, SE C TIENEN LOS SIGUIENTES VALORES PARA EL ESTRATO EN DONDE SE A LA PUNTA DEL PILOTE:

$$N_c = 60; \quad N_q = 45 \quad N = 46$$

OBSERVAMOS QUE POR NO SER UN SUELO HOMOGENEO, EL PRODUCTO D_f DEBE REEMPLAZARSE POR LA PRESION VERTICAL A LA PROFUNDIDAD DE LA PUNTA DEL PILOTE.

$$D_f = 5 \times 0.90 + 3 \times 1.00 + 8 \times 1.00 + 3 \times 1.1 = 18.8 \text{ ton/m}^2$$

$$R_p = 0.32 (1.3 \times 0 \times 60 + 18.8 \times 45 + 0.4 \times 1.1 \times 0.3 \times 46)$$

$$R_p = 0.09 (0 + 850 + 6.1)$$

$$R_p = 77 \text{ ton.}$$

APLICAMOS A CONTINUACION LA FORMULA Y PARA CALCULAR LA RESISTENCIA POR FRICCIÓN LATERAL.

$$R_f = 4 \times 0.30 (5 \times 1.5 + 3 \times 2.0 + 8 \times 2.5 + 3 \times 5.0)$$

$$R_f = 1.2 \times 48.5 = 58 \text{ ton.}$$

EN CONSECUENCIA:

$$R = 77 + 58 = 135 \text{ ton.}$$

ESTE VALOR CORRESPONDE A LA RESISTENCIA ULTIMA POR APOYO DEL PILOTE CONSIDERADO. ESTE VALOR DEBERA DIVIDIRSE ENTRE UN FACTOR DE SEGURIDAD ADECUADO PARA OBTENER LA RESISTENCIA O CARGA DE TRABAJO.

SE RECOMIENDA UTILIZAR, UN FACTOR DE SEGURIDAD COMPRENDIDO ENTRE 2 y 3 DEPENDIENDO DE LA CORTEZA CON QUE SE CONOZCAN LAS PROPIEDADES MECANICAS DEL SUELO.

JPV/28/FEB/86.

EMPLEO DE PILOTES EN OBRAS MARITIMAS.

LOS PILOTES SON ELEMENTOS QUE SE EMPLEAN PARA TRANSMITIR CARGAS DE UNA ESTRUCTURA A ESTRATOS PROFUNDOS MAS RESISTENTES - QUE LOS MANTOS SUPERFICIALES O CUANDO LA ESTRUCTURA DEBA CONSTRUIRSE EN UN LUGAR CUBIERTO POR AGUA.

USO DE LOS DIVERSOS TIPOS DE PILOTES.

PILOTES DE MADERA. - SIN TRATAMIENTO, PARA OBRAS PROVISIONALES EN DONDE NO EXISTE PELIGRO DE ATAQUE DE ANIMALES XILOFAGOS. CON TRATAMIENTO PARA EL CASO INVERSO.

PILOTES METALICOS. - PARA OBRAS DE EMERGENCIA Y CUANDO LA CARGA POR SOPORTAR ES INTENSA Y LA OBRA DEBA REALIZARSE EN EL MENOR TIEMPO POSIBLE. ESTE TIPO DE PILOTES DEBERA PROTERSE ADECUADAMENTE CONTRA LA OXIDACION.

PILOTES DE CONCRETO REFORZADO. - SON GENERALMENTE PRECOLADOS. PUEDEN CONSTRUIRSE E HINCARSE POR PARTES CUANDO LA LONGITUD - REQUERIDA ES GRANDE DEBIENDO PROYECTARSE UNA UNIÓN O JUNTA QUE ASEGURE EL TRABAJO DE CONJUNTO.

PILOTES MIXTOS. - ESTAN FORMADOS POR UN NUCLEO DE MADERA O METAL RECUBIERTOS DE CONCRETO SIMPLE O REFORZADO O BIEN DE SECCION HUECA METALICA RELLENOS DE CONCRETO.

PILOTES DE FRICCION. - SE EMPLEAN EN GENERAL CUANDO LOS ESTRATOS ATRAVESADOS POR EL PILOTE PUEDEN DESARROLLAR LA FRICCION NECESARIA PARA DAR LA CAPACIDAD DE CARGA REQUERIDA EN EL PILOTE Y CUANDO NO EXISTE UN ESTRATO RESISTENTE QUE ECONOMICAMENTE PUEDA ALCANZARSE CON EL PILOTE. CON ESTE TIPO DE PILOTES DEBERA TOMARSE EN CUENTA LOS POSIBLES ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES DE LOS MISMOS EN EL CALCULO DE LA SUPERESTRUCTURA.

PILOTES DE PUNTA. - SE EMPLEAN CUANDO EXISTE UN MANTO RESISTENTE ECONOMICAMENTE ALCANZABLE POR EL PILOTE O CUANDO LOS ESTRATOS ATRAVESADOS OFRECEN UNA RESISTENCIA POR FRICCION ADECUADA.

POR LO GENERAL TODOS LOS PILOTES TIENEN UN TRABAJO MIXTO ES DECIR DE FRICCION Y DE PUNTA.

LOS PILOTES VERTICALES SE EMPLEAN PARA TRANSMITIR CARGAS VERTICALES EXCLUSIVAMENTE O BIEN, CARGAS VERTICALES Y HORIZONTALES, CUANDO ESTAS SON DE PEQUEÑA MAGNITUD CUANDO LAS CARGAS HORIZONTALES SON CONSIDERABLES Y PROVOCAN MOMENTOS QUE PUEDEN HACER FALLAR POR LOS PILOTES POR FLEXION. ES INDICADO EL USO DE PILOTES INCLINADOS QUE TRABAJANDO CONJUNTAMENTE CON LOS PILOTES VERTICALES PERMITEN RESISTIR LAS FUERZAS HORIZONTALES. TRABAJANDO LOS PILOTES UNICAMENTE A FUERZAS AXIALES DE COMPRESION O TENSION.

OBTENER LA LONGITUD TOTAL DE UN
 PILOTE DE CONCRETO REFORZADO DE
 0.45 X 0.45 M, CUYA CARGA DE
 TRABAJO ES DE 70 TON.

▽ NPM (+1.50)
 ▽ NBM (0.00)

▽ -10

ARENA
 SUELTA $c = 0$
 $\varphi = 30^\circ$
 $\gamma = 1.0 \text{ T/m}^3$
 $f = 2 \text{ Ton/m}^2$
 ▽ -15

ARCILLA
 ARENOSA $c = 1 \text{ Ton/m}^2$
 $\varphi = 10^\circ$
 $\gamma = 1 \text{ Ton/m}^3$
 $f = 2.5 \text{ Ton/m}^2$

CONDICIONES:

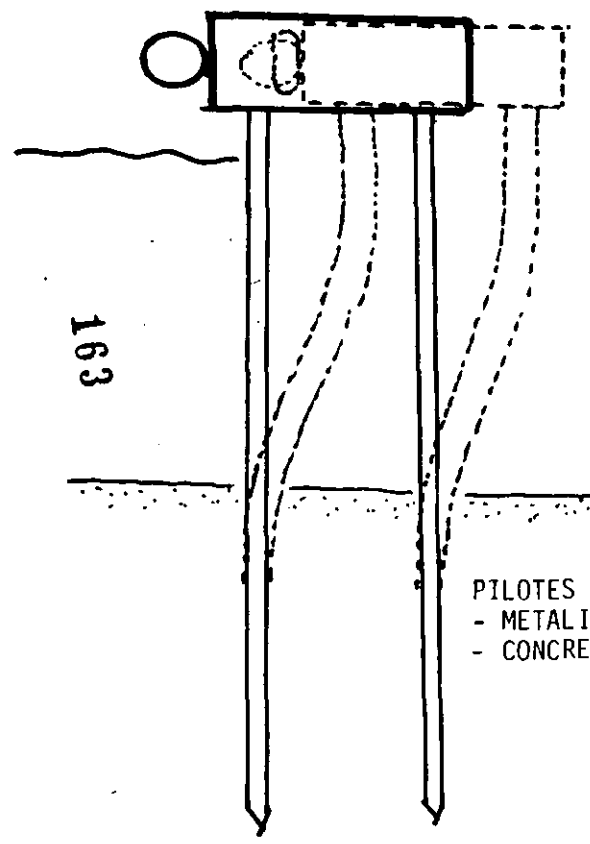
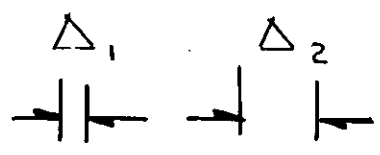
1) UN METRO DE DESCARBE

2) LECHO BAO SUPER ESTRUCTURA + 2.50 m.

ENTREGA: 22 AGOSTO 86 162

VPV - 18 AGOSTO 1985

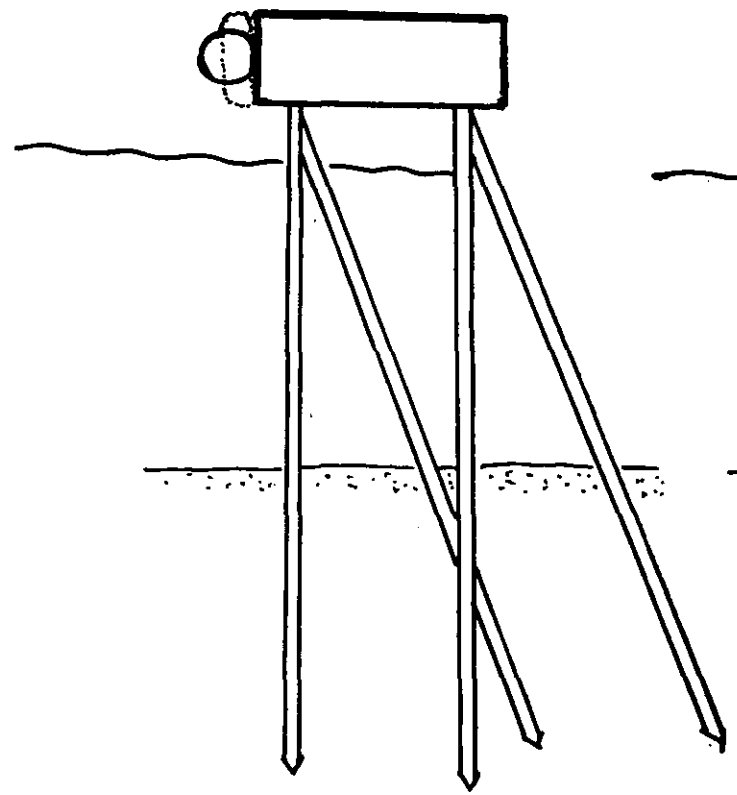
DUQUES DE ALBA



163

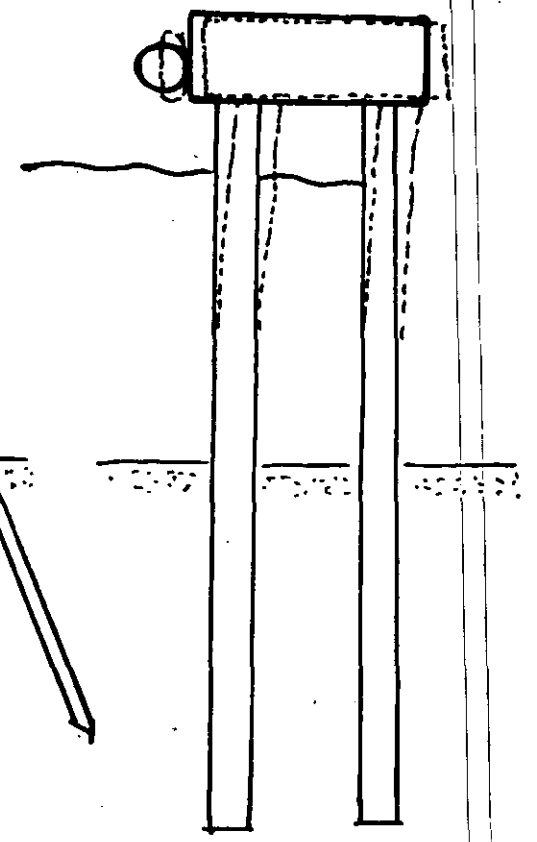
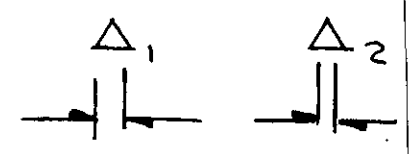
PILOTES
- METALICOS
- CONCRETO

FLEXIBLES

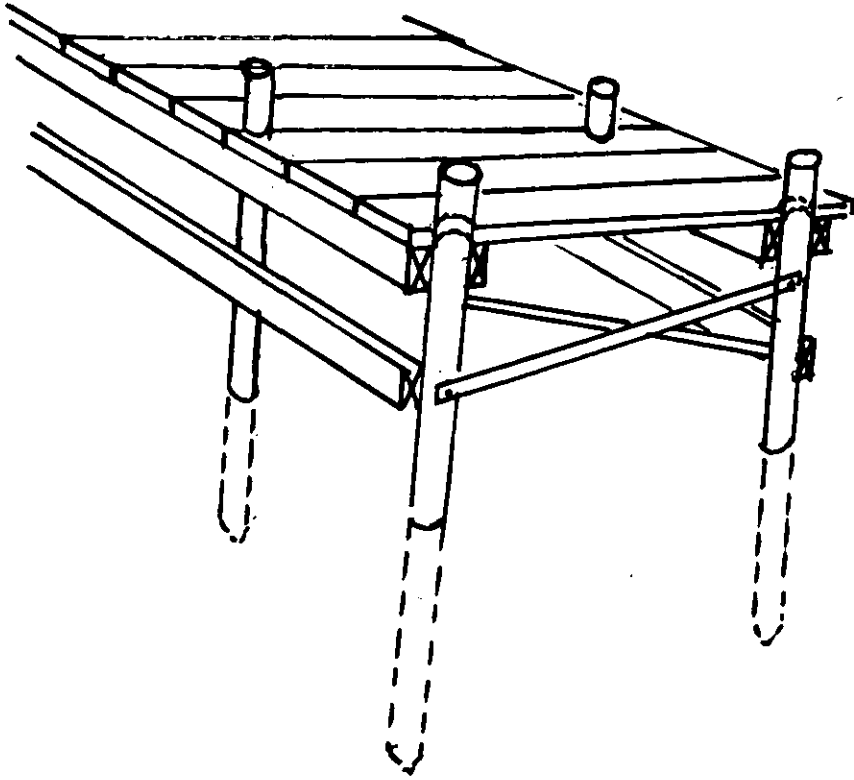


(PILOTES)

RIGIDOS

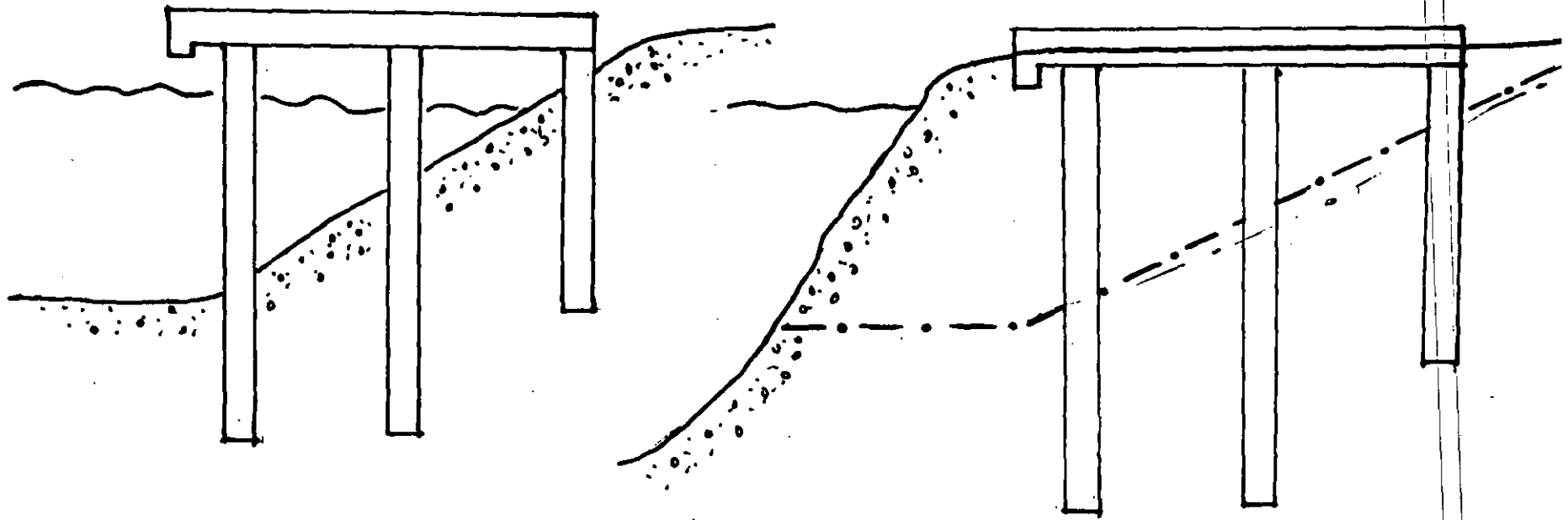


(PILAS)



MUELLES DE MADERA.

CONSTRUCCION DE MUELLES A BASE DE PILAS.



165

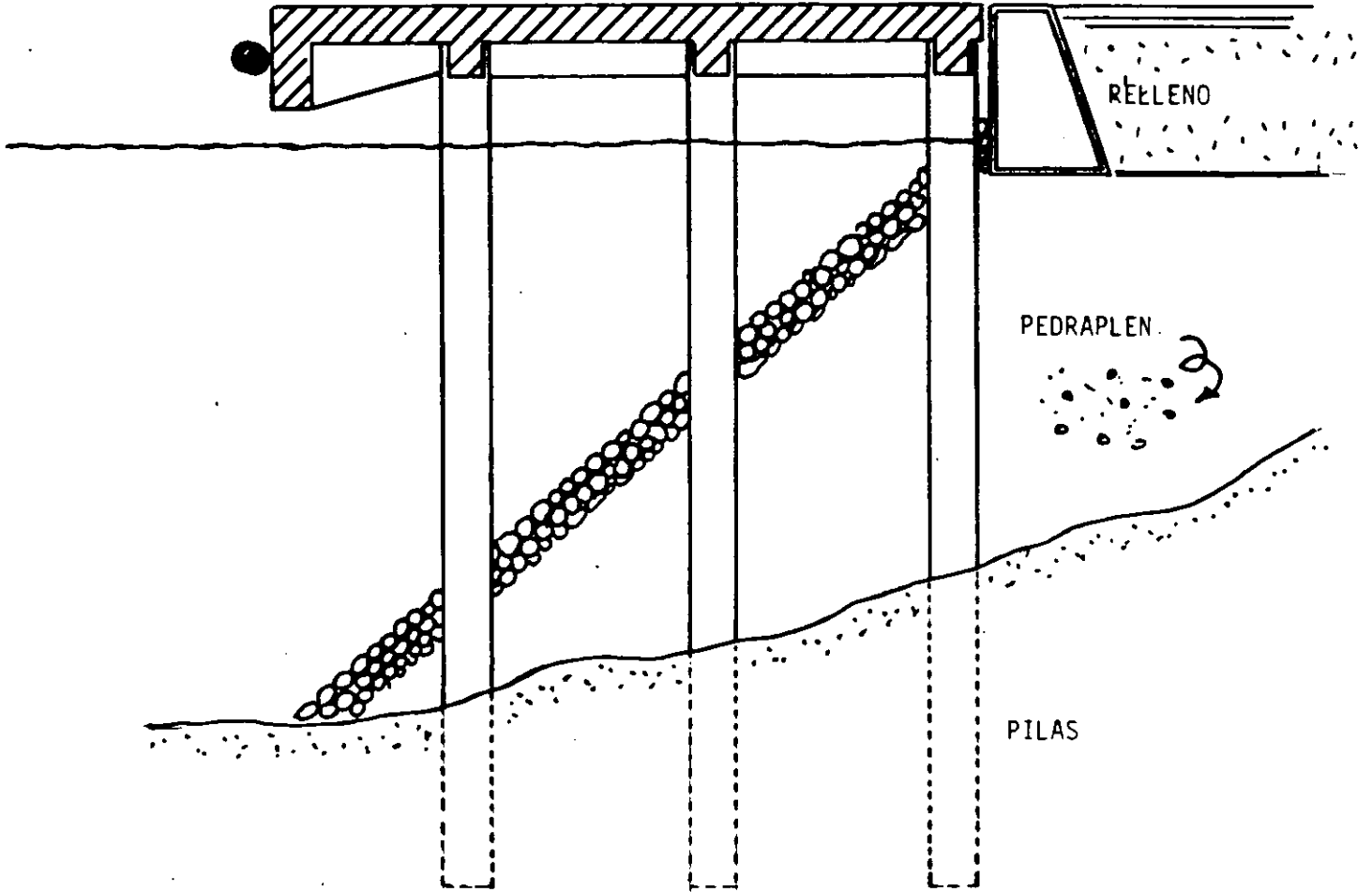
a) CON EQUIPO DESDE
TIERRA.

b) CON EQUIPO
FLOTANTE.

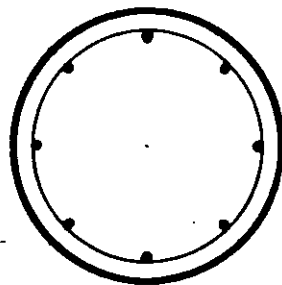
EQUIPO
EN TIERRA, CON
DRAGADO POSTERIOR
A LA CONSTRUCCION
DEL MUELLE.

165

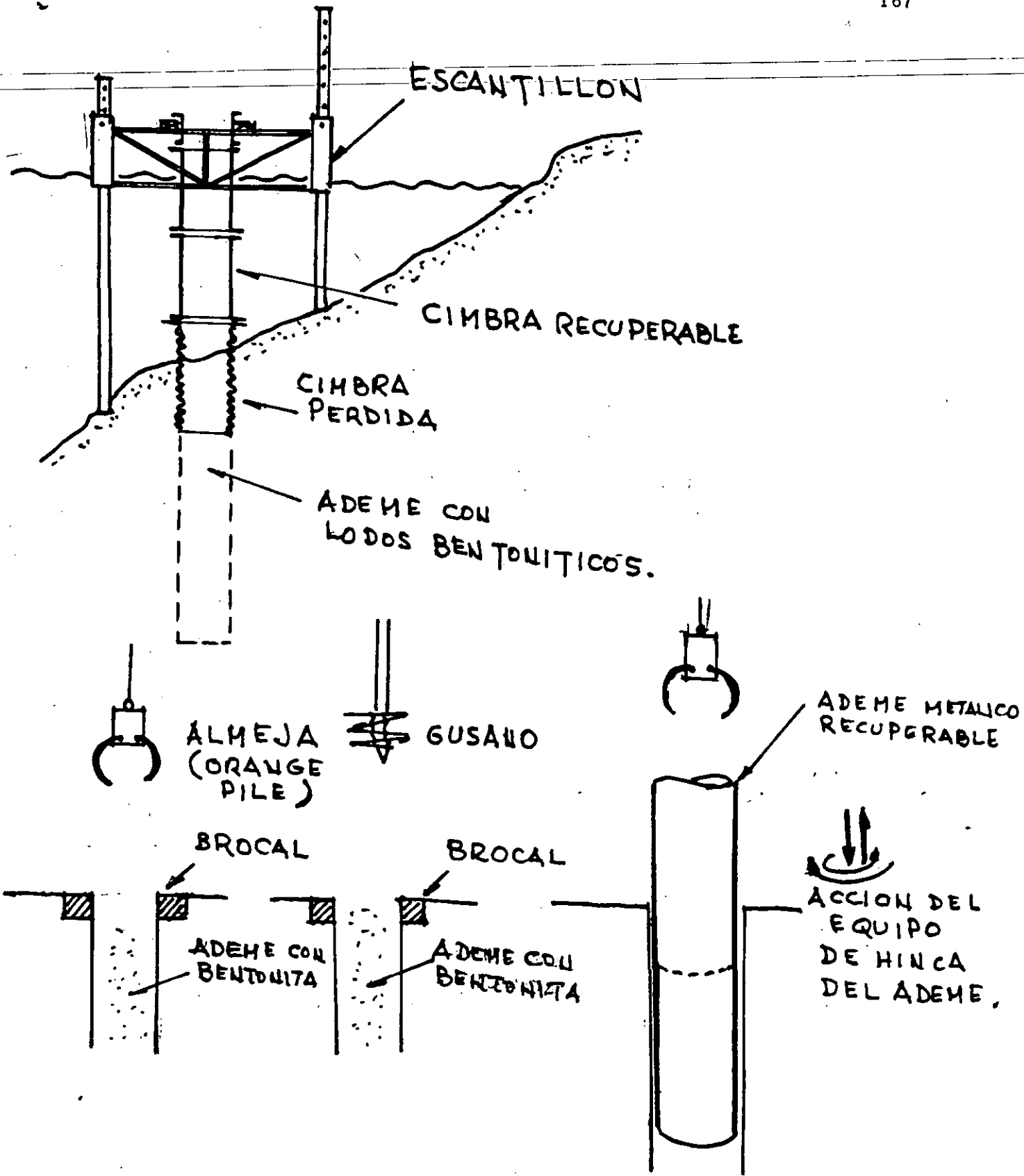
MUELLE MARGINAL CON INFRAESTRUCTURA.



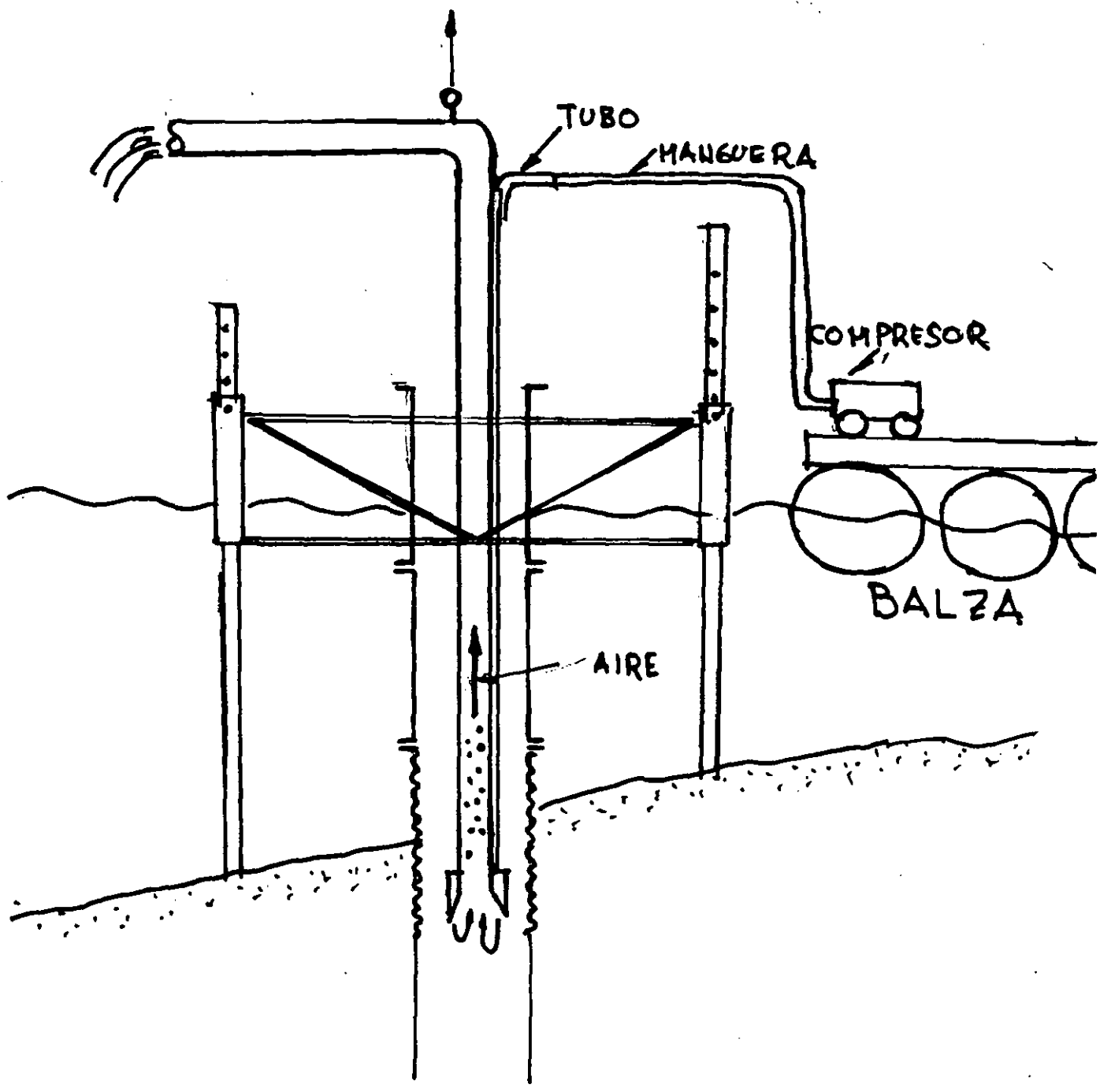
SECCION MUELLE



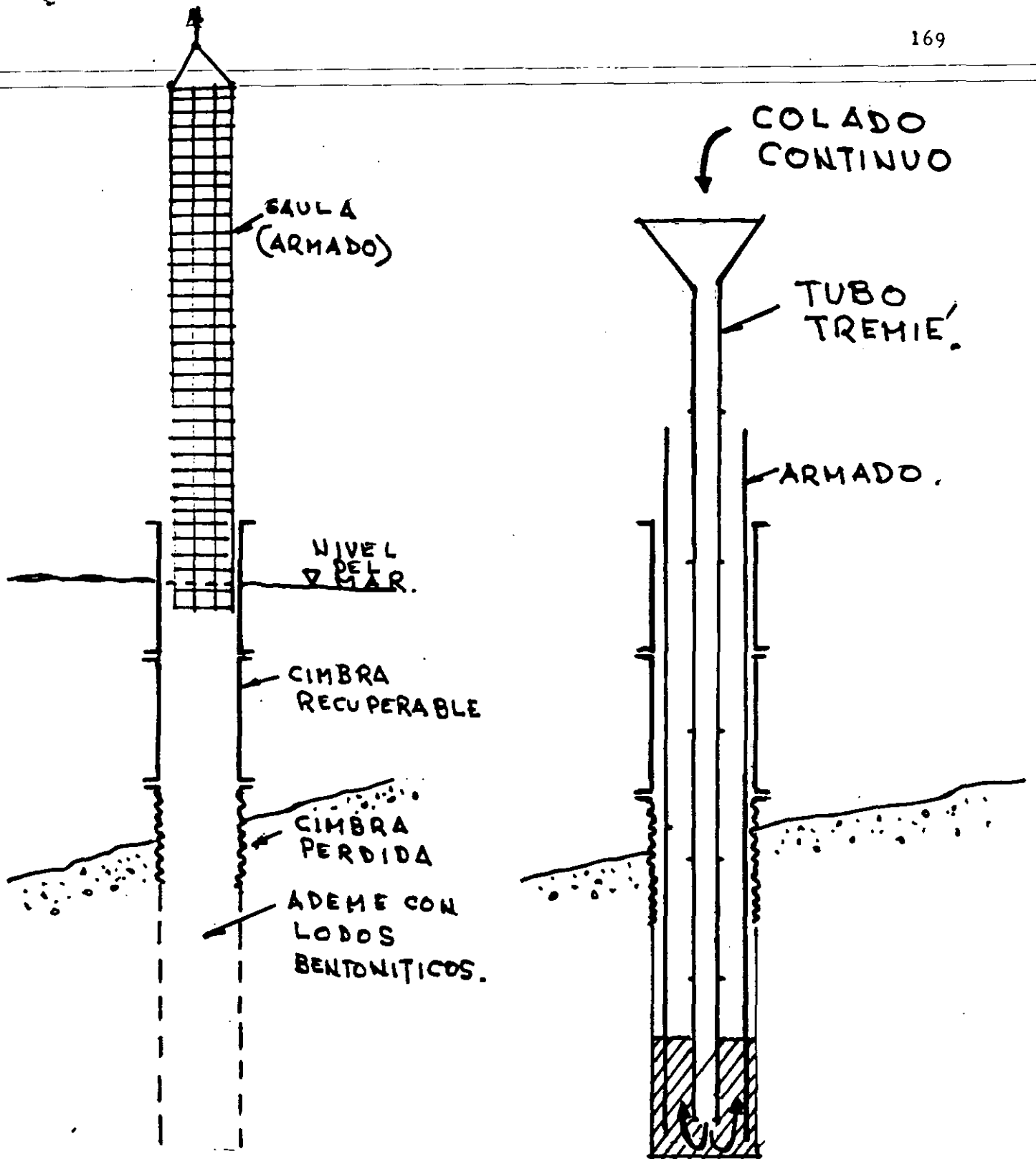
SECCION PILA.



ADEMADO Y EXCAVACION EN PILAS.



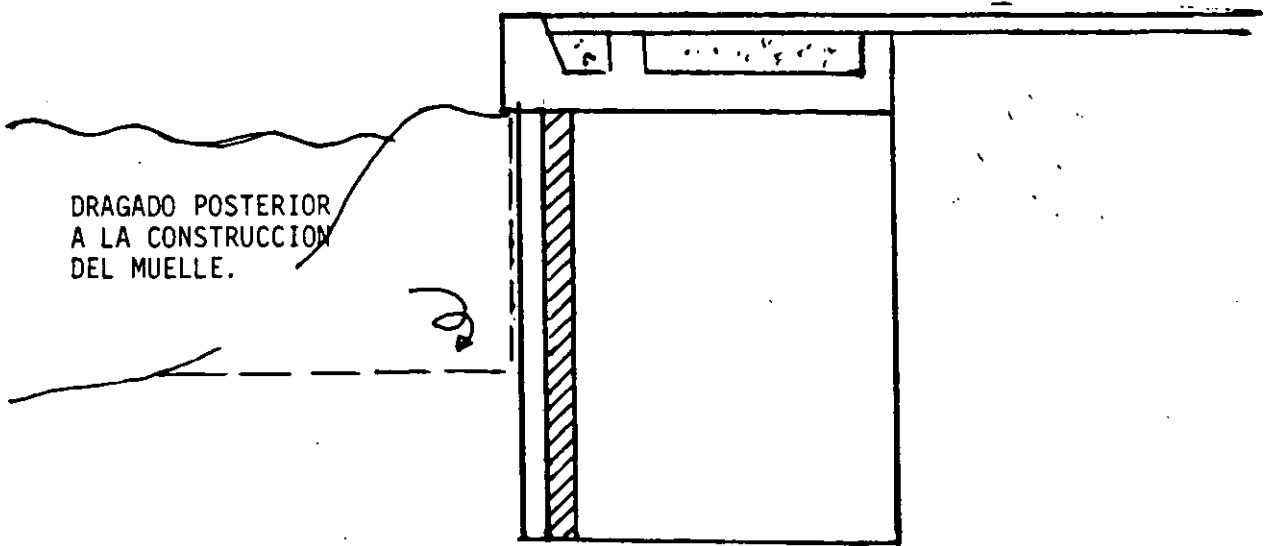
EXCAVACION EN PILAS
CON TUBO-DRAJADOR.



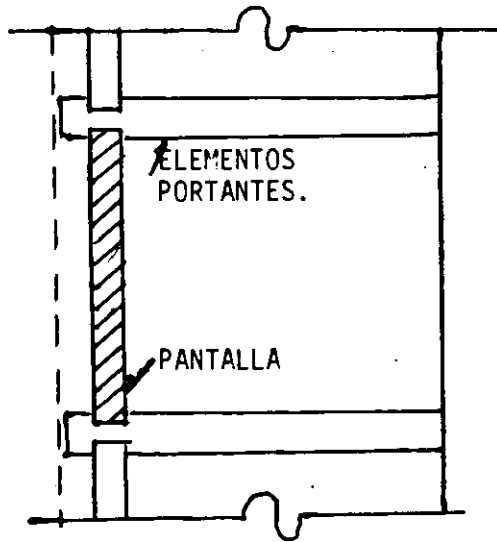
COLOCACION ARMADO DE UNA PIEZA

COLADO DE CONCRETO BAJO AGUA.

COLOCACION DEL ACERO DE REFUERZO Y COLADO DE CONCRETO DE PILAS.

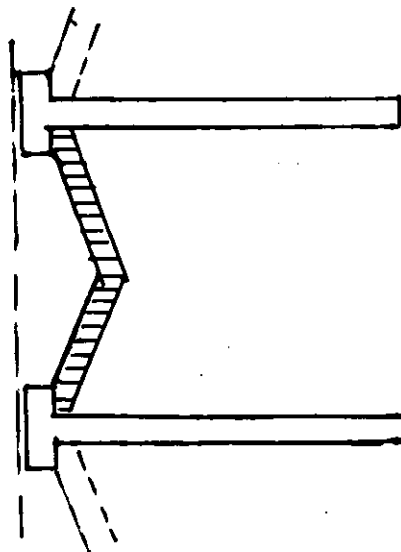


DRAGADO POSTERIOR
A LA CONSTRUCCION
DEL MUELLE.



ELEMENTOS
PORTANTES.

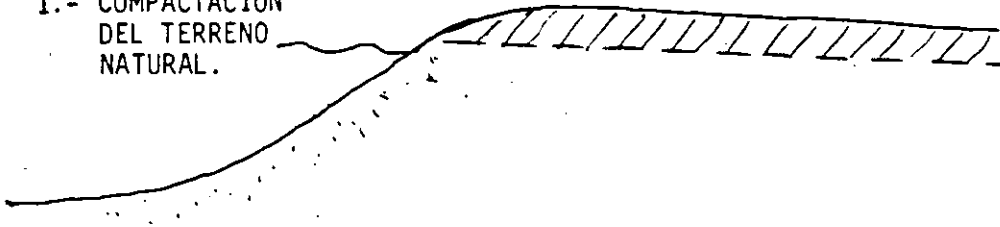
PANTALLA



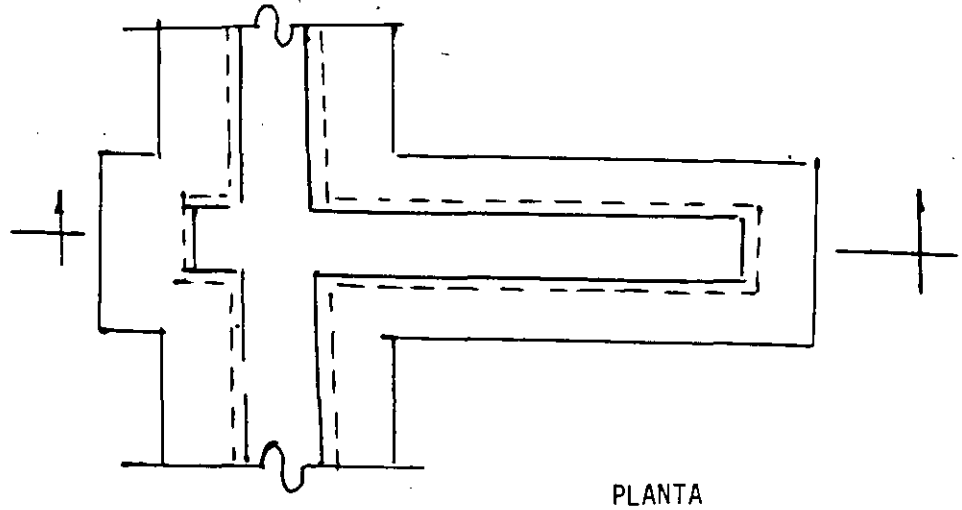
MUELLE CON MURO MILANO
A BASE DE PLACAS DE --
CONCRETO COLADO.
" INSITU "

PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION DE UN MUELLE CON MURO MILANO.

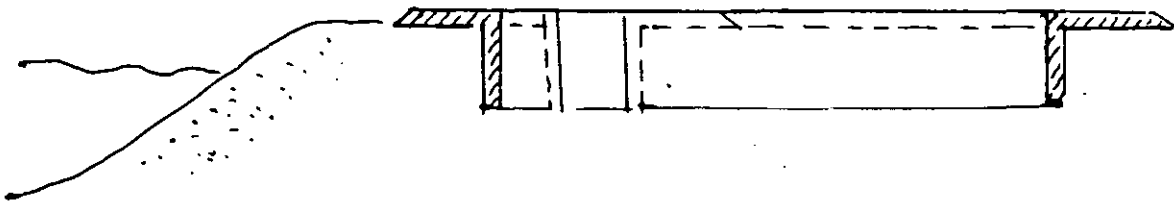
1.- COMPACTACION
DEL TERRENO
NATURAL.



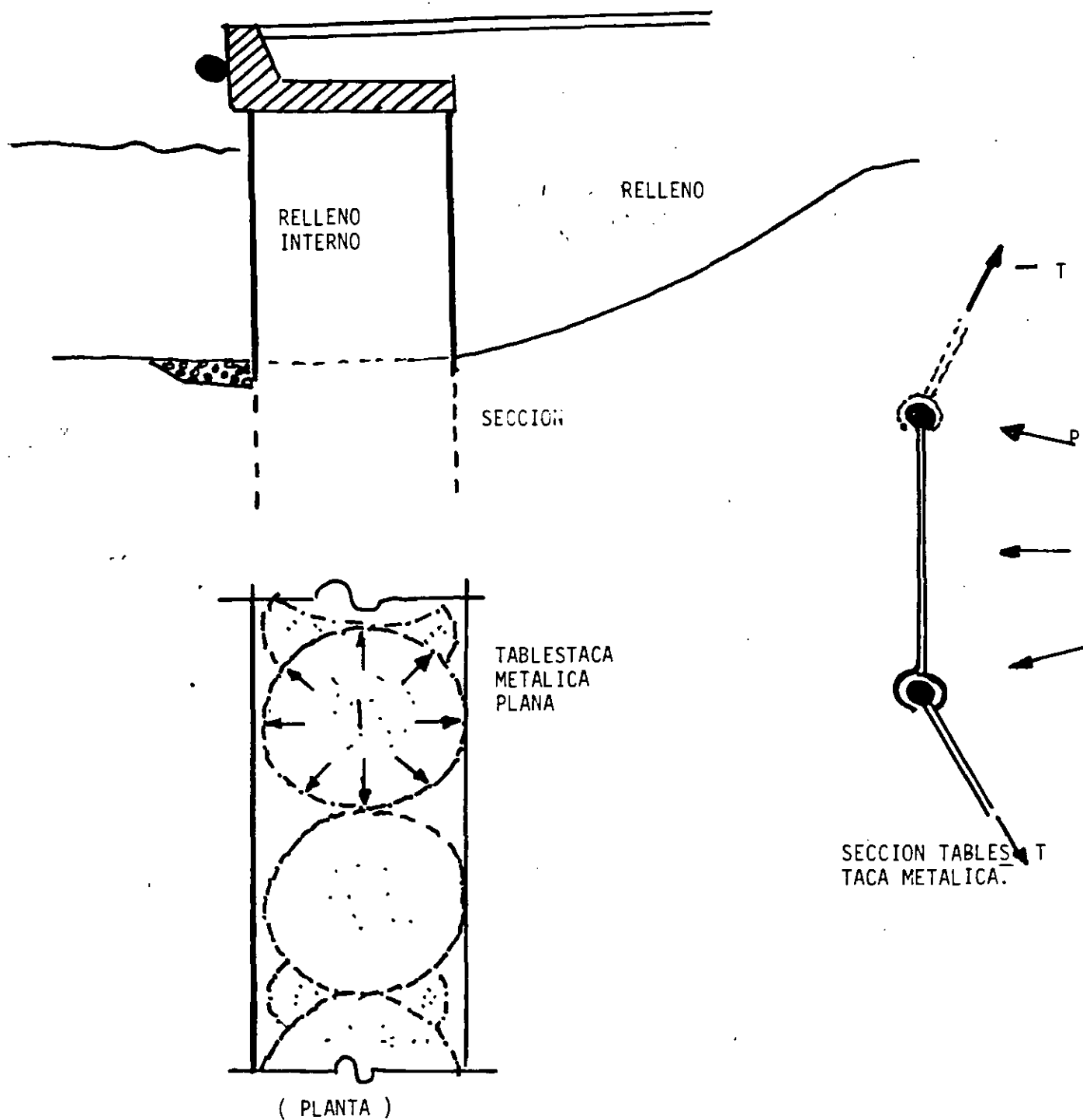
2.- FABRICACION
DE BROCALES.



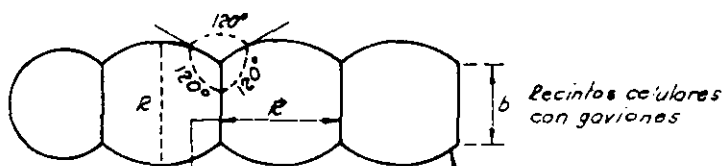
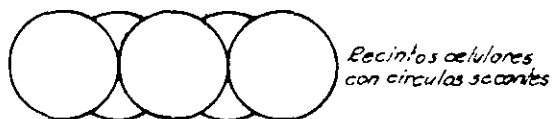
PLANTA



SECCION

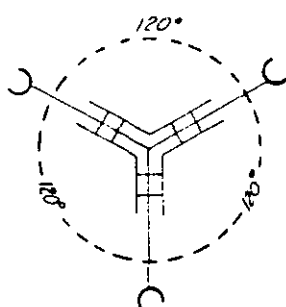


MUELLE CON MURO GRAVEDAD A BASE DE GAVIONES CON TABLESTACA PLANA METALICA.

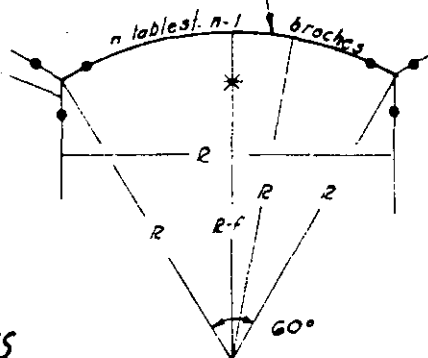


Pared transversal plana

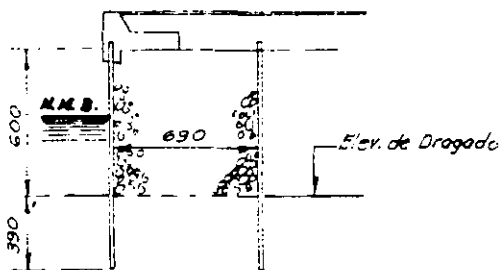
Pared exterior



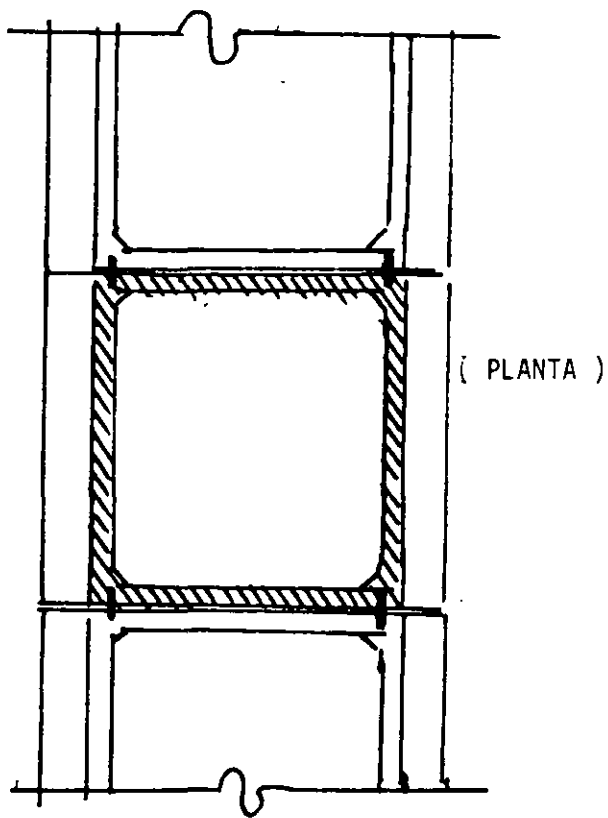
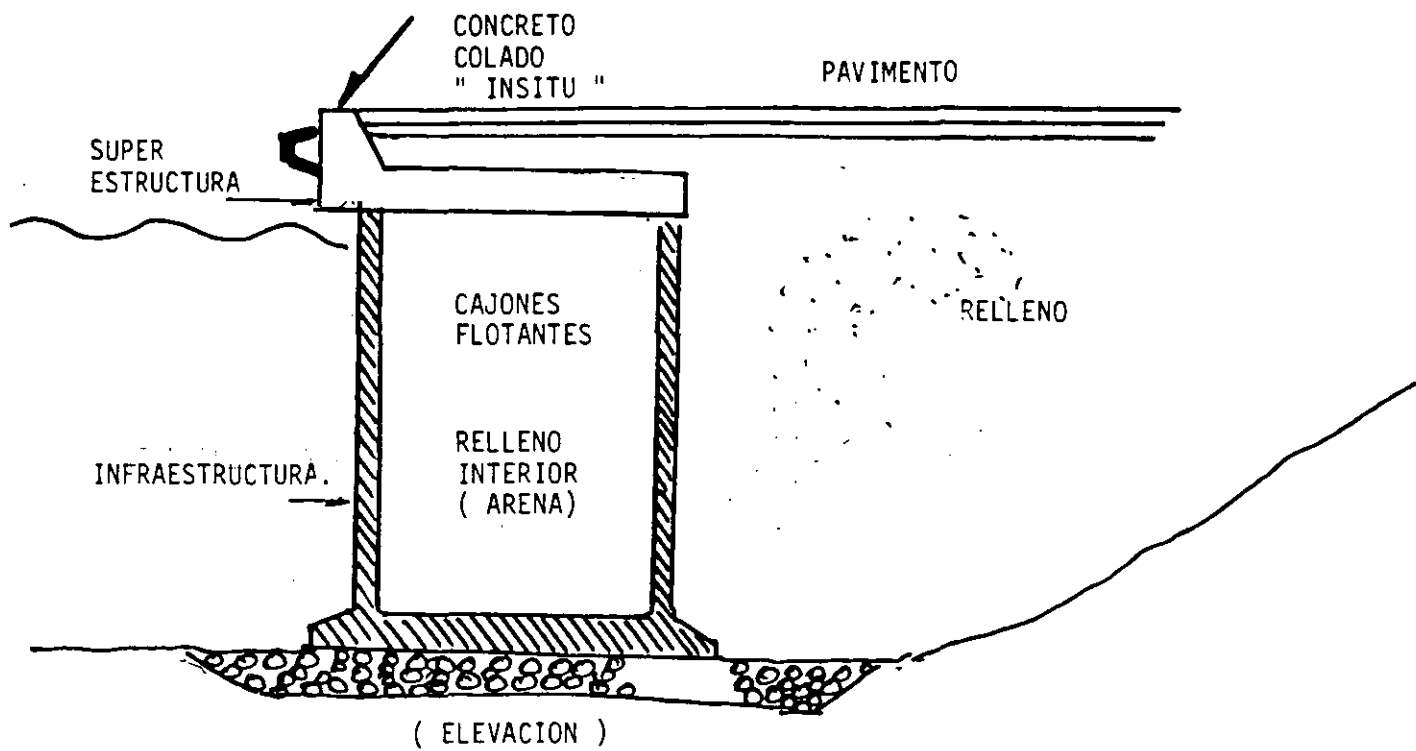
JUNTA DE 2 GAVIONES



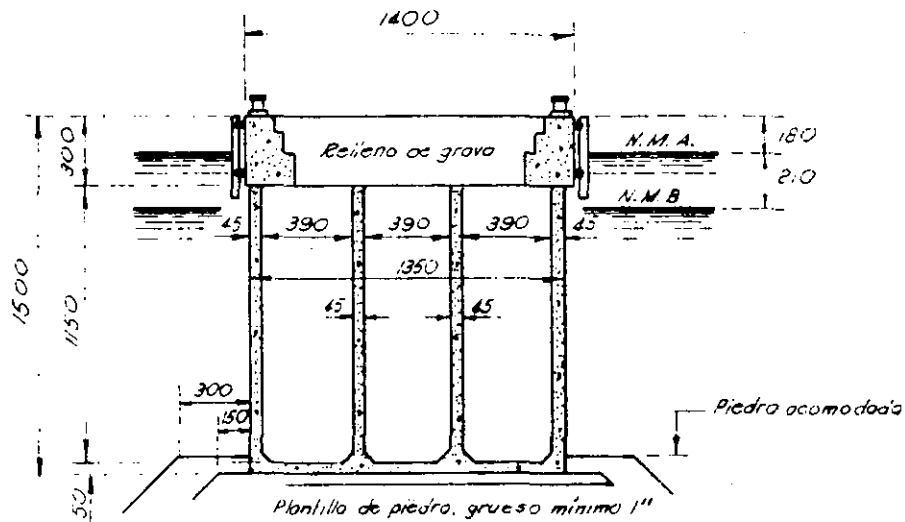
DIMENSIONAMIENTO DE UN GAVION



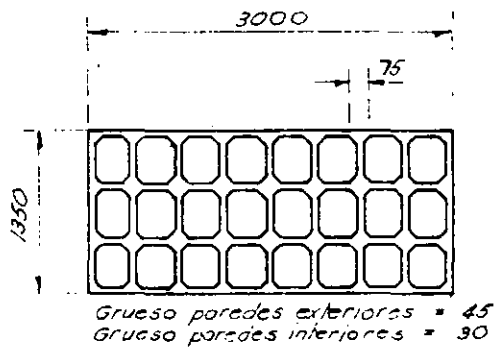
CORTE TRANSVERSAL DE UN GAVION



MUELLE A BASE DE MURO GRAVEDAD CON CAJONES FLOTANTES

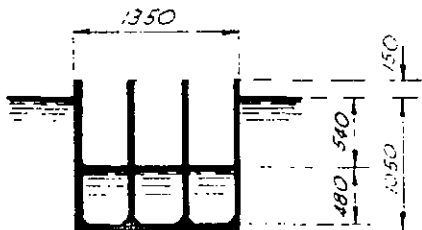


CORTE TRANSVERSAL



Grueso paredes exteriores = 45
Grueso paredes interiores = 30

PLANTA



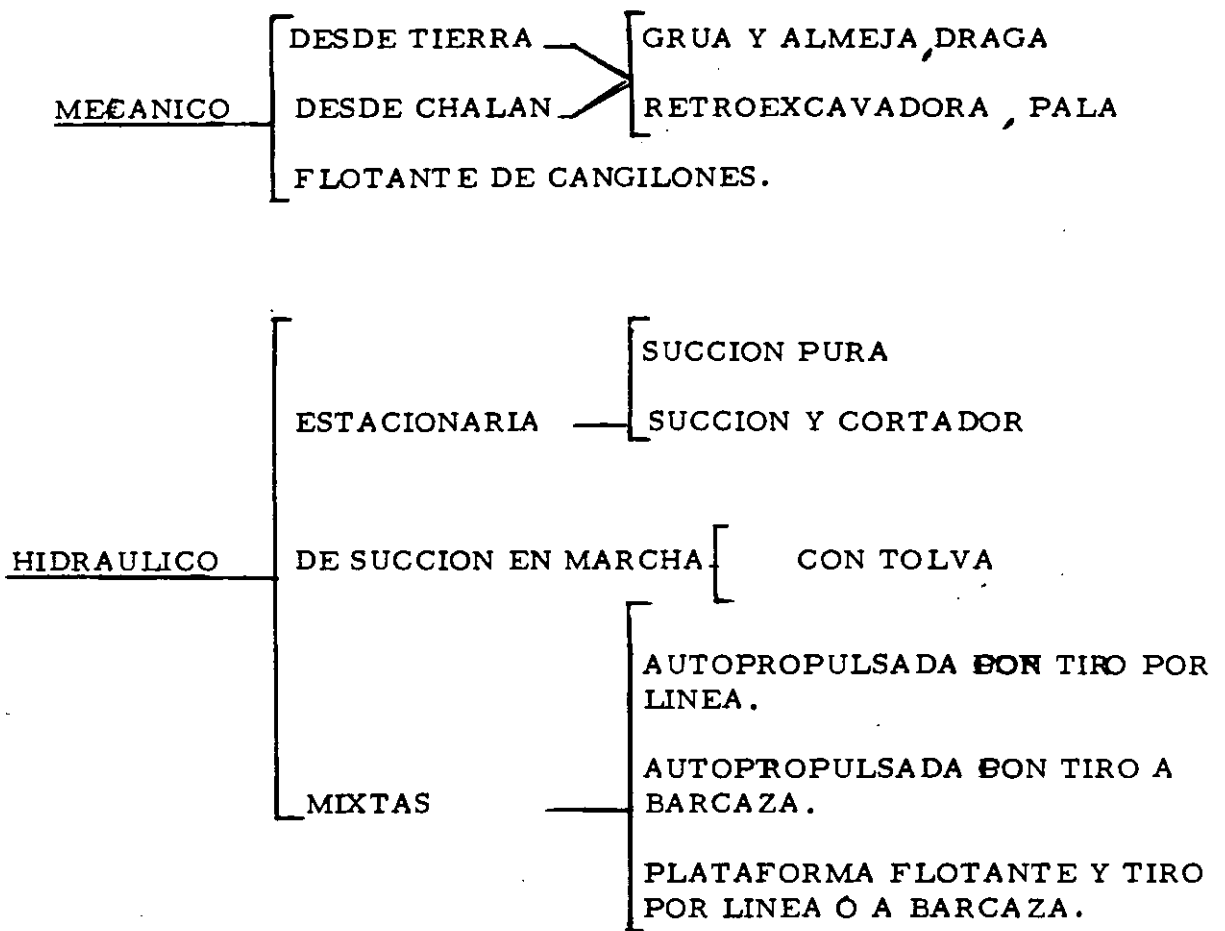
POSICION ESTABLE DEL CAJON FLOTANTE

DRAGADO

CLASIFICACION:

- DRAGADO DE MANTENIMIENTO .
- DRAGADO DE CONSTRUCCION .
- DRAGADO INDUSTRIAL
- (RESTITUCION DE PLAYAS , MEJORAMIENTO DE TERRENOS , MINERIA) .

EQUIPO DE DRAGADO:



NEUMATICO: TUBO DRAGADOR CON TIRO A BARCAZA.

CLASIFICACION DE LAS DRAGAS MARINAS

DRAGAS

MECANICAS

DE CANGILONES

Chalán-grúa, con pedestal y/o oruga;
con almeja, granada o garra.

(Estacionaria ó
Autopropulsada)

Chalán-draga mecánica sobre orugas -
con bote de arrastre.

(Estacionaria)

Chalán-pala mecánica.

(Estacionaria)

Chalán-retroescavadora.

(Estacionaria)

HIDRAULICAS

ESTACIONARIAS

Draga Flotante de
Succión Simple

Draga Flotante de
Succión con Cortadora.

E s p e c i a l e s (Industriales, fijas,
etc.)

AUTOPROPULSADAS

Con tolva y succión
simple o doble con
con cortador en proa,
centro o popa.

177

CLASIFICACION DE LOS TRABAJOS DE DRAGADO, DE ACUERDO AL
EQUIPO EMPLEADO:

M E C A N I C O:

CON APOYO EN TIERRA

- DRAGA MECANICA
- PALA
- RETROESCAVADORA

CON EQUIPO FLOTANTE

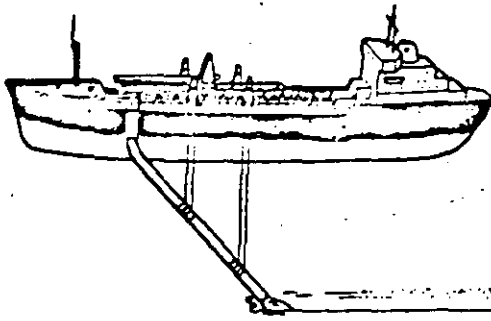
- CHALAN CON GRUA SOBRE ORUGAS Y/O PEDESTAL Y ALMEJA GARRA O GRAMADA.
- CHALAN CON DRAGA MECANICA Y BOTE DE ARRASTRE.
- CHALAN CON PALA.
- CHALAN CON RETROESCAVADORA.
- DRAGA DE CANGILONES.
- POR AGITACION APROVECHANDO LA CORRIENTE NATURAL DEL AGUA.

H I D R A U L I C O:

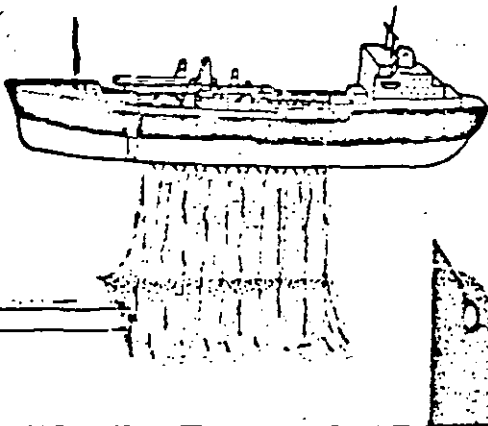
- CON DRAGAS ESTACIONARIAS.
- DRAGAS AUTOPROPULSADAS (DE SUCCION SIMPLE CON CORTADORA)
- DRAGAS ESPECIALES.

N E U M A T I C O:

- POR MEDIO DE UN TUBO DRAGADOR NEUMATICO.



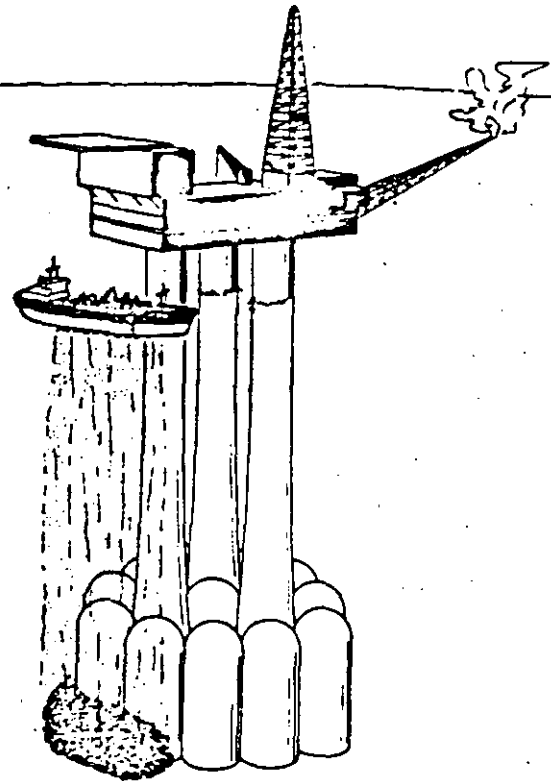
7. Precision dredging of trenches for submerged pipelines.



8. Backfilling of submerged pipeline trenches.



9. Covering of submerged pipelines to prevent scouring.



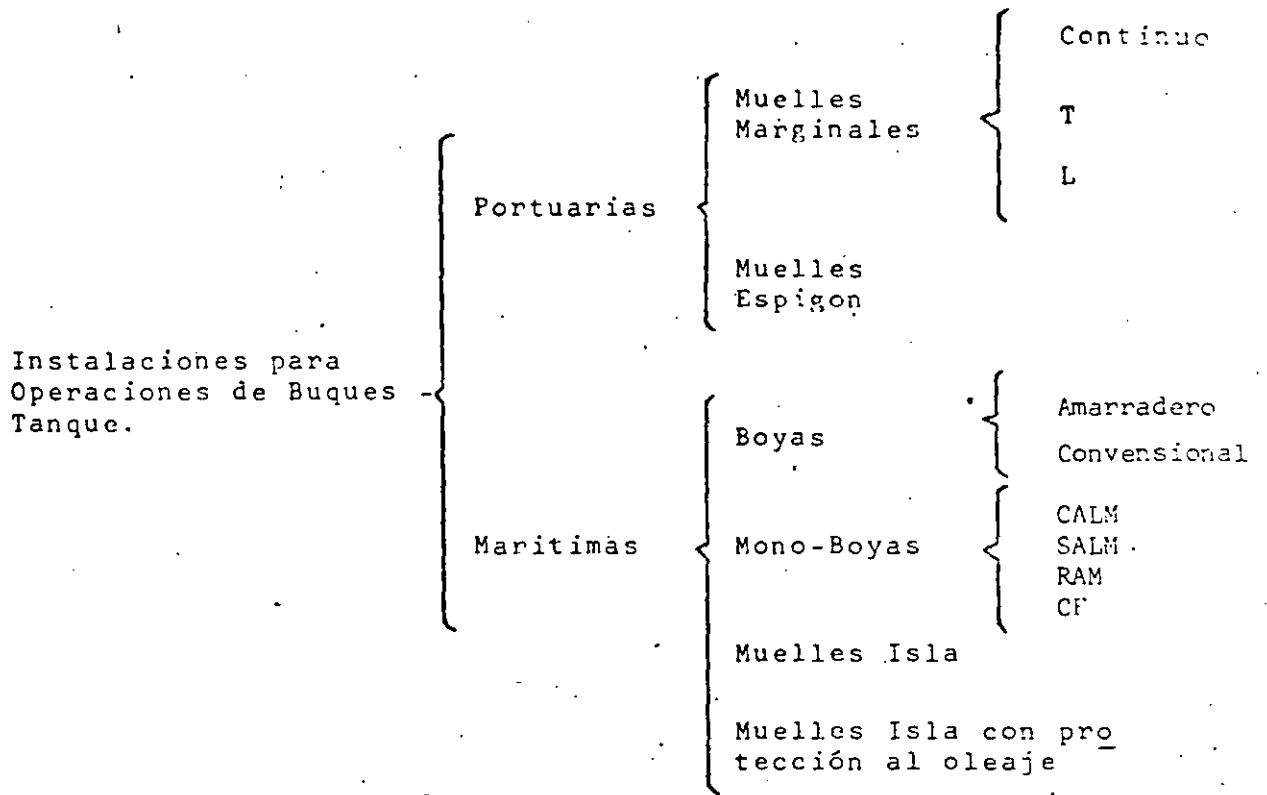
10. Precision dumping for foundations of marine gravity structures.

Further

- Fast mobilization to any destination world-wide.
- Materials to be handled may range from silt, clay, sand, gravel to blasted rock.

179 High outputs where dredging, transportation and dumping in waters of limited depth are required.

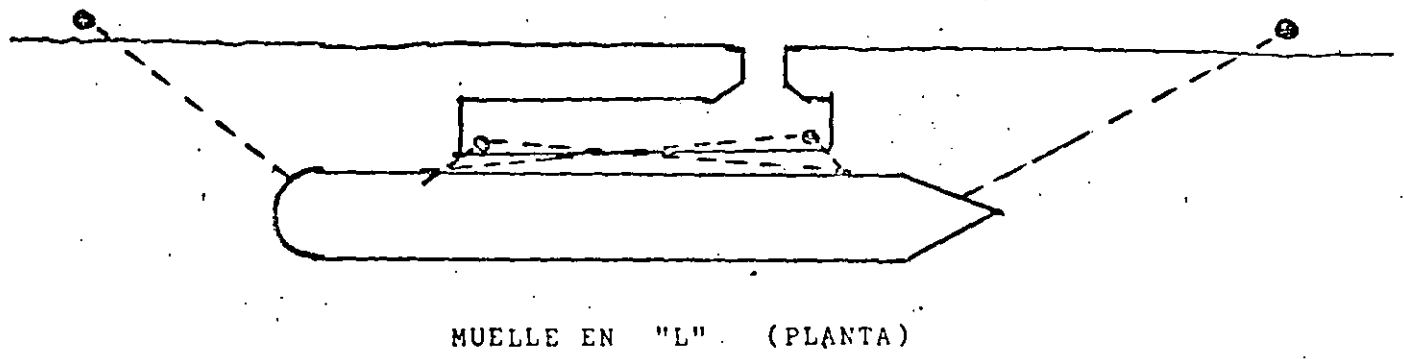
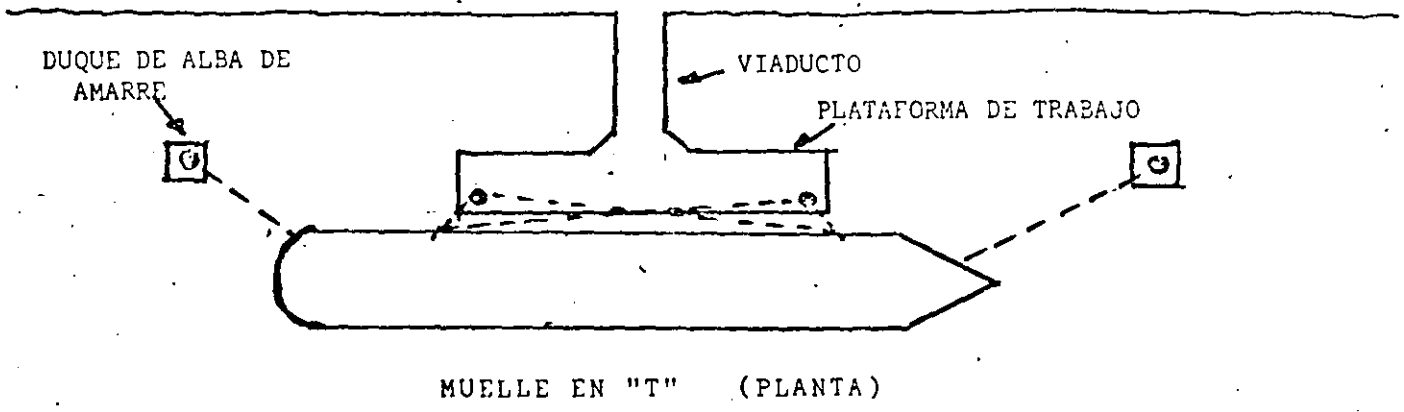
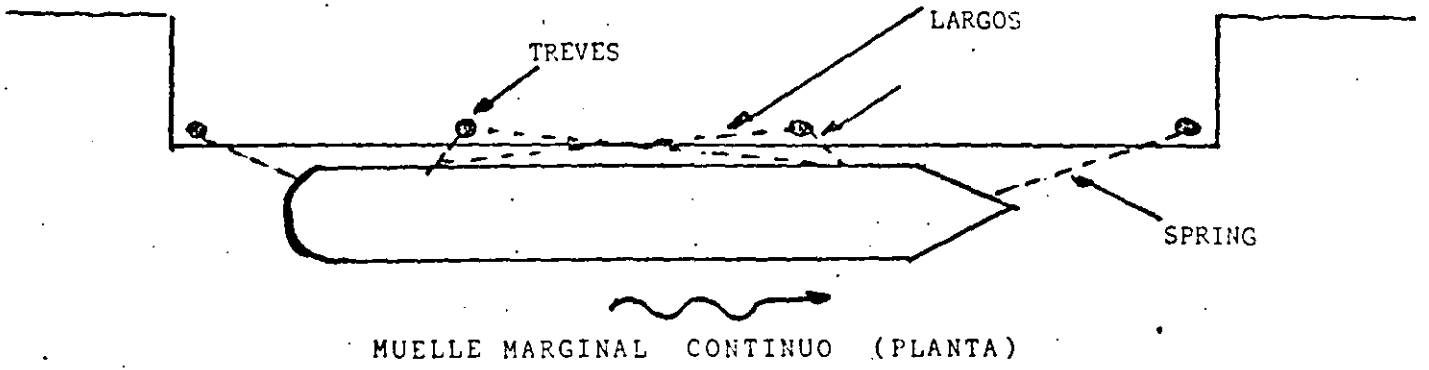
- Capability of working in exposed locations.



Muelles Marginales.- Son instalaciones de atraque para la operación de Barcos, comunmente utilizados en las margenes de un rio en Darsenas angostas paralelos a la corriente, - para aprovechar los perimetros de las Darsenas en Puertos Maritimos artificiales ó el espacio entre dos Muelles en Espigon.

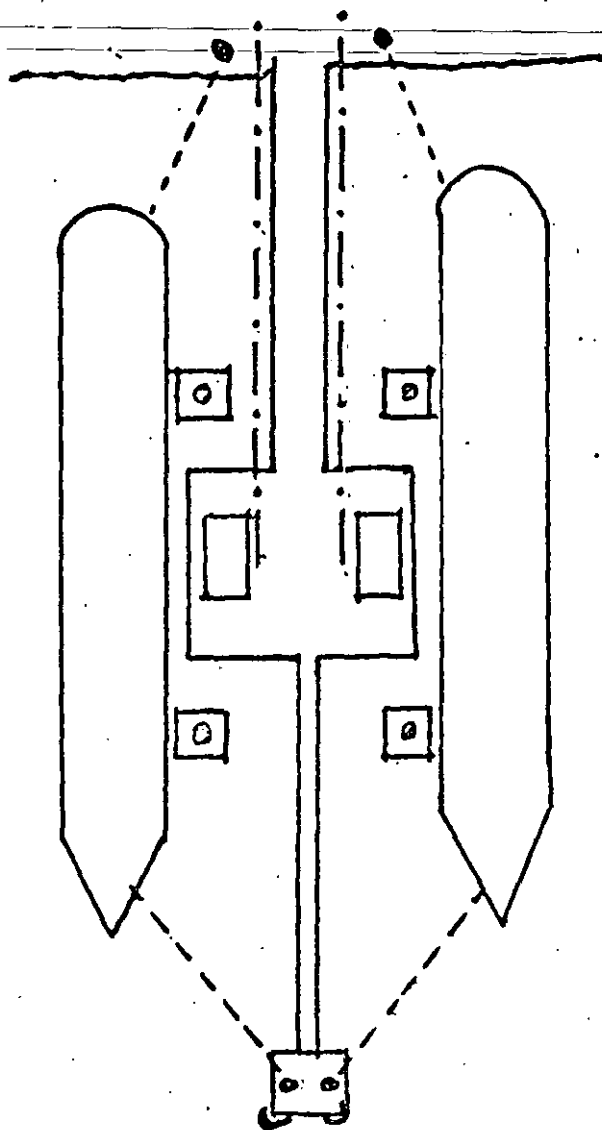
Este tipo de Muelle, puede ser continuo a lo largo de la eslora del Barco, en "T" ó en "L".

Estos muelles se construyen a base de estructuras de grave dad ó sobre pilotes. Los muelles en "T" y "L", requieren de Duques de alba para el amarre.



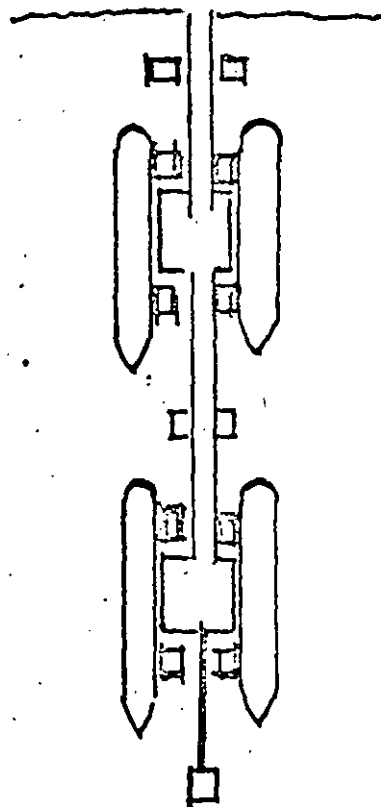
Los muelles en "T" y "L", son los muelles marginales comunmente utilizados para la operación de Barcos Petroleros.

Muelles en Espigón:- Son instalaciones de atraque perpendiculares a los a los límites de una Darsena, comunmente para el atraque simultaneo de dos embarcaciones, pudiendo ser utilizado para 4 ó más embarcaciones, dependiendo del espacio de agua disponible.

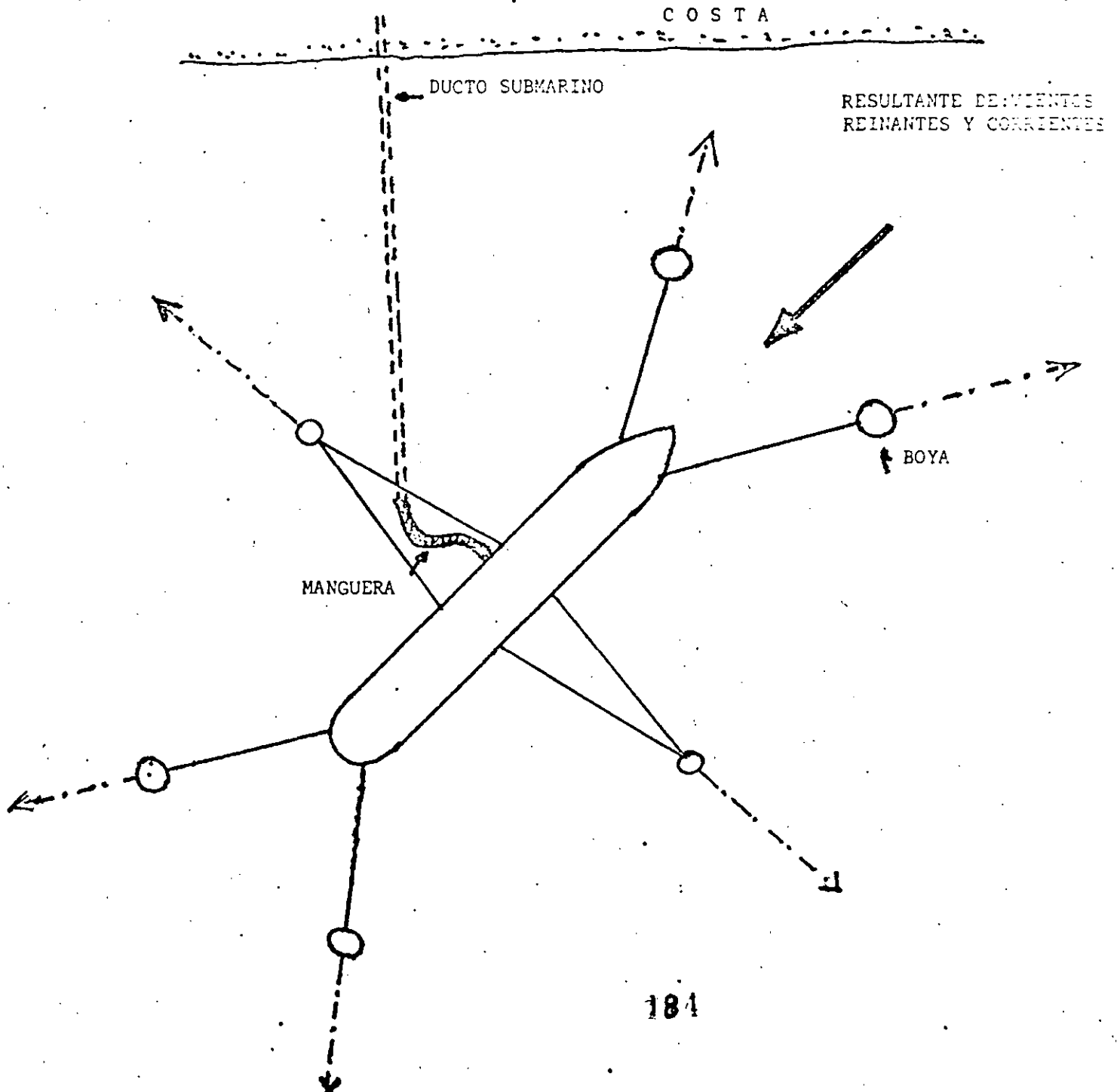


MUELLE EN ESPIGON (PLANTA)

MUELLE EN ESPIGON PARA EMBARCACIONES
(PLANTA)



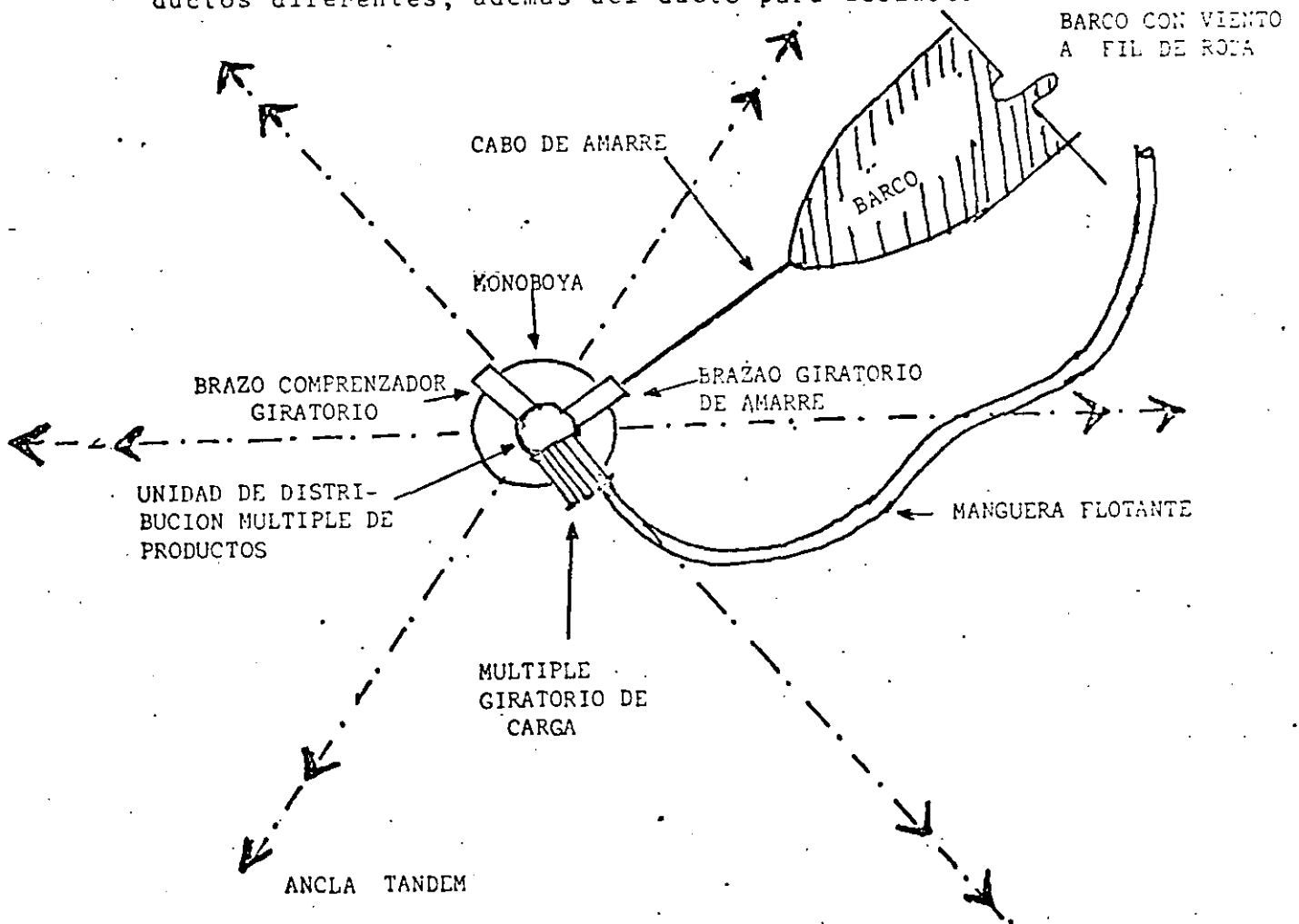
Amarradero Convencional.- El fondeo de la embarcación se efectua mediante un mínimo de 4 Boyas ancladas al fondo marino, orientadas convenientemente a la dirección de los vientos reinantes. La tuberia de conducción del fluido termina en manguera, la que se conecta al Barco para la carga y/o descarga.



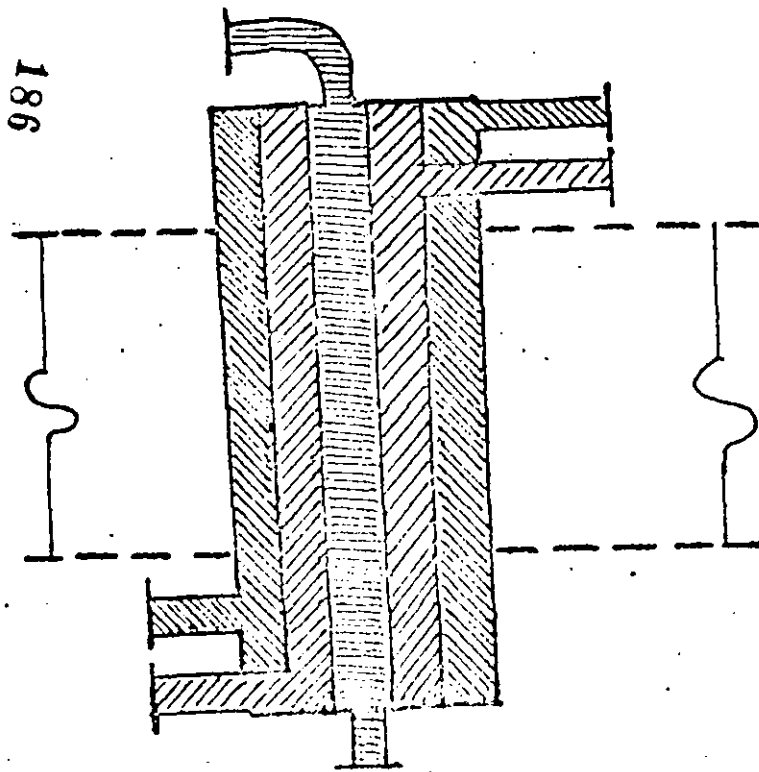
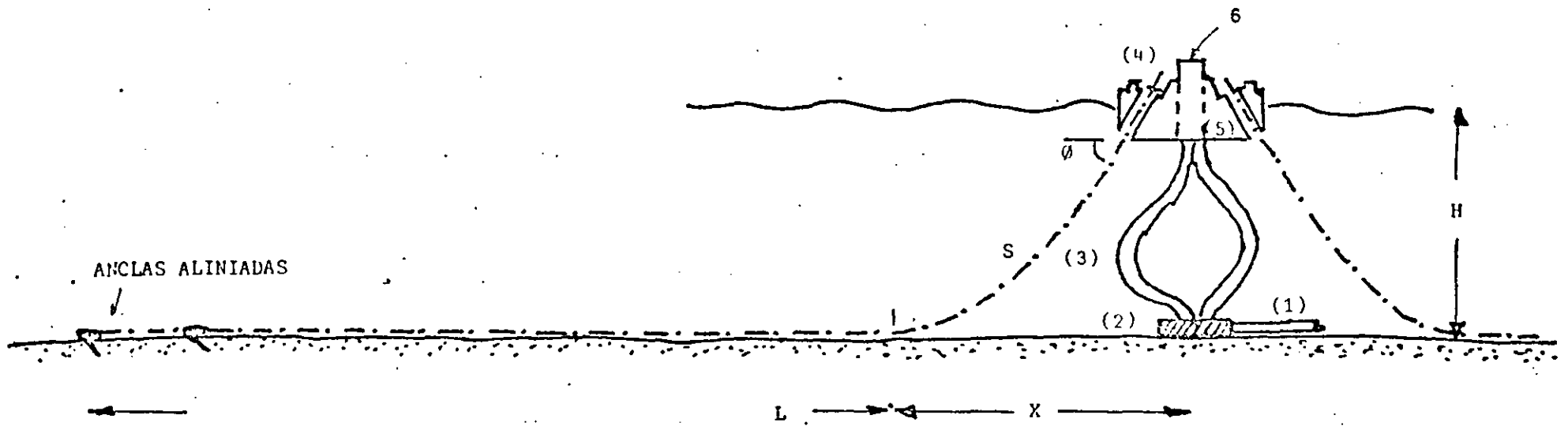
Monoboyas Tipo CALM (Catenaria, Anchor, Leg, Moring):

Boya posicionada a base de anclas y cadenas, por cuyo centro, por medio de un dispositivo mecánico, pasa a la tubería de conducción permitiendo girar 360°.

Es la boya más utilizada por su simplicidad, así como el hecho de poderla cambiar de lugar. Son empleadas para profundidades de hasta 45 m. La operación se suspende cuando se presentan vientos de 60 Km/h. y/o oleaje de 2.50 a 3.00 m.. Por este tipo de boyas se pueden manejar de 1 a 4 productos diferentes, además del ducto para deslastre.



(PLANTA)



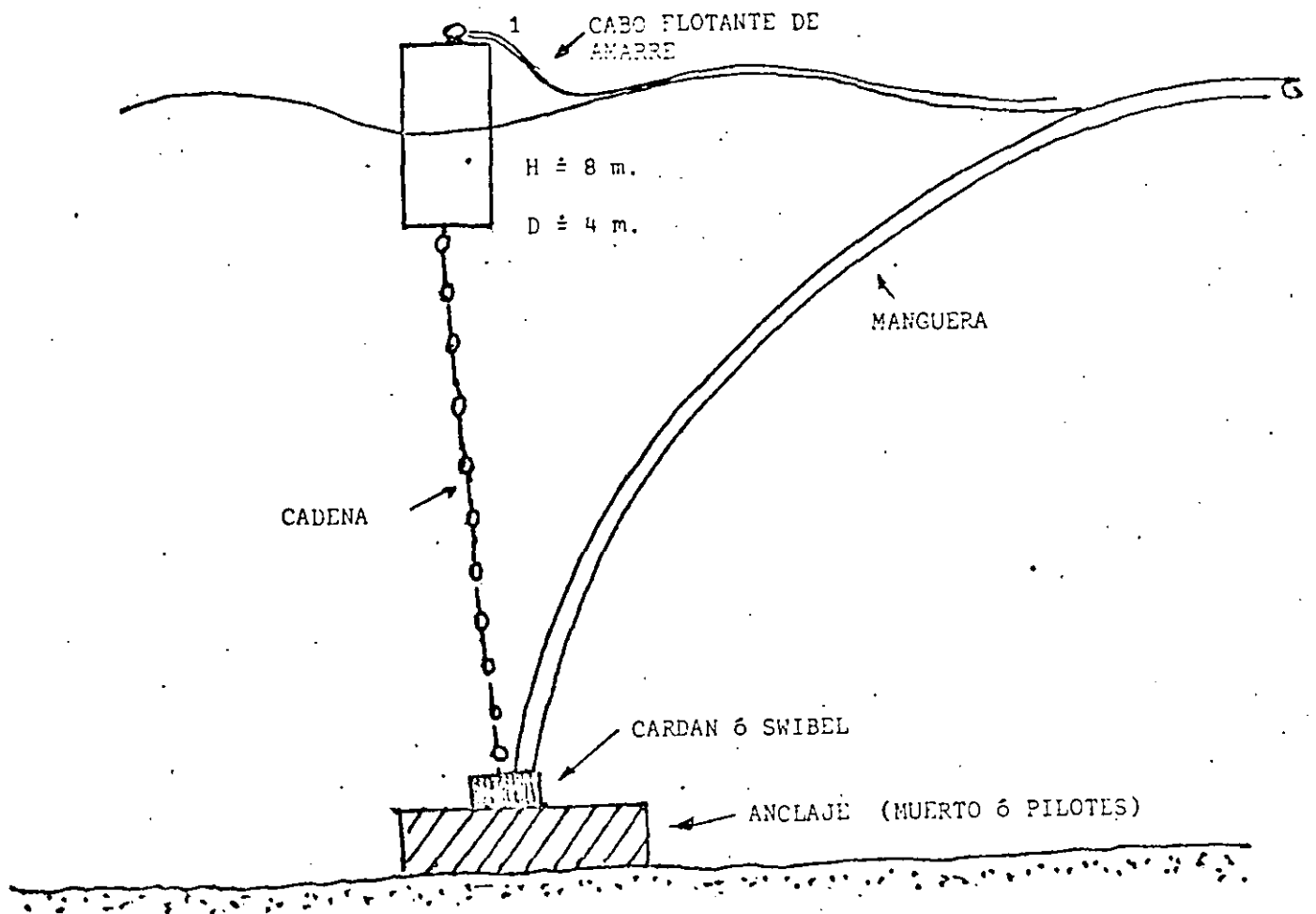
- (1) Tubería Submarina
- (2) Multiple Submarino (Manifold)
- (3) Mangueras Submarinas
- (4) Escobenes
- (5) Cuerpo Flotante de la Monoboya
- (6) Unidad de Distribución Multiple de Productos.

ESQUEMA DE LA UNIDAD DE DISTRIBUCION MULTIPLE DE PRODUCTOS (M P D U) (S W I V E L) .

SECCION TRANSVERSAL DE LA UNIDAD DE DISTRIBUCION MULTIPLE DE PRODUCTOS (MPDU) (SWIVEL)

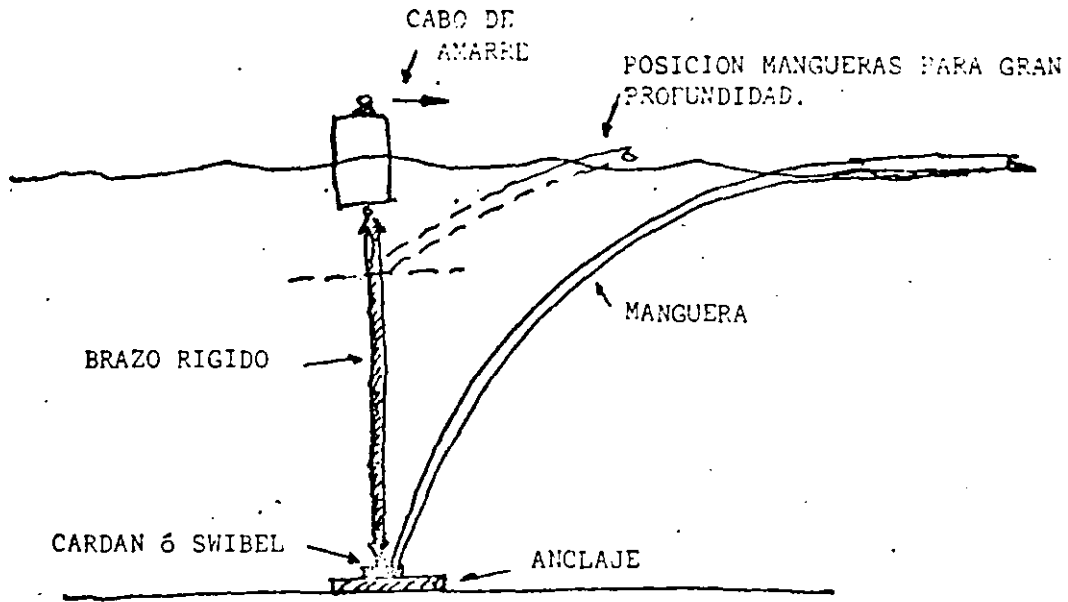
Monoboya Tipo SALM (Single, Anchor, Leg, Moring).-

Monoboya con anclaje en un solo punto. Este tipo de monoboya se emplea para profundidades mayores de 50 mts.



Monoboya Tipo RAM

Es similar a la SALM, pero con brazo rígido.



Descargadero Tipo Columna Fija.. - Para profundidades mayores de 30 mts. y sitios donde se piensa efectuar manio-
bras de descarga y/o carga de fluidos en forma permanente se utilizan este tipo de instalaciones marítimas.

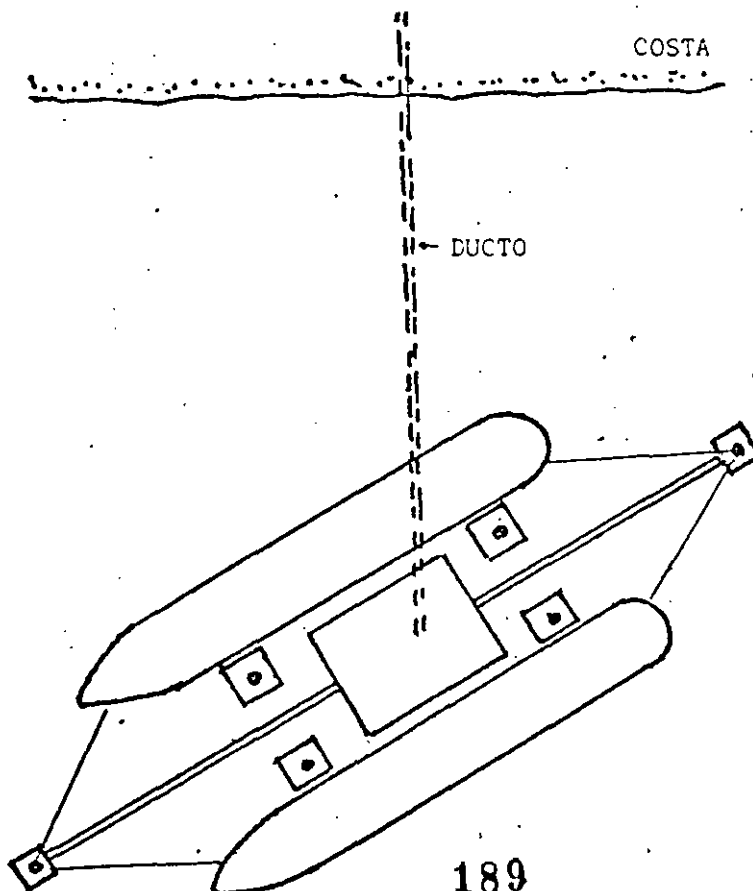
El sistema de monoboyas se ideó para la carga y descarga de productos líquidos del petróleo, sin embargo en unos casos se ha utilizado para el manejo de gas LPG y minerales dilu-
dos.

Para la elección de este sistema de carga y/o descarga de buque-tanques es indispensable tomar en cuenta la agitación del mar, que influye en la ocupación de la monoboya y además el alto costo de su mantenimiento.

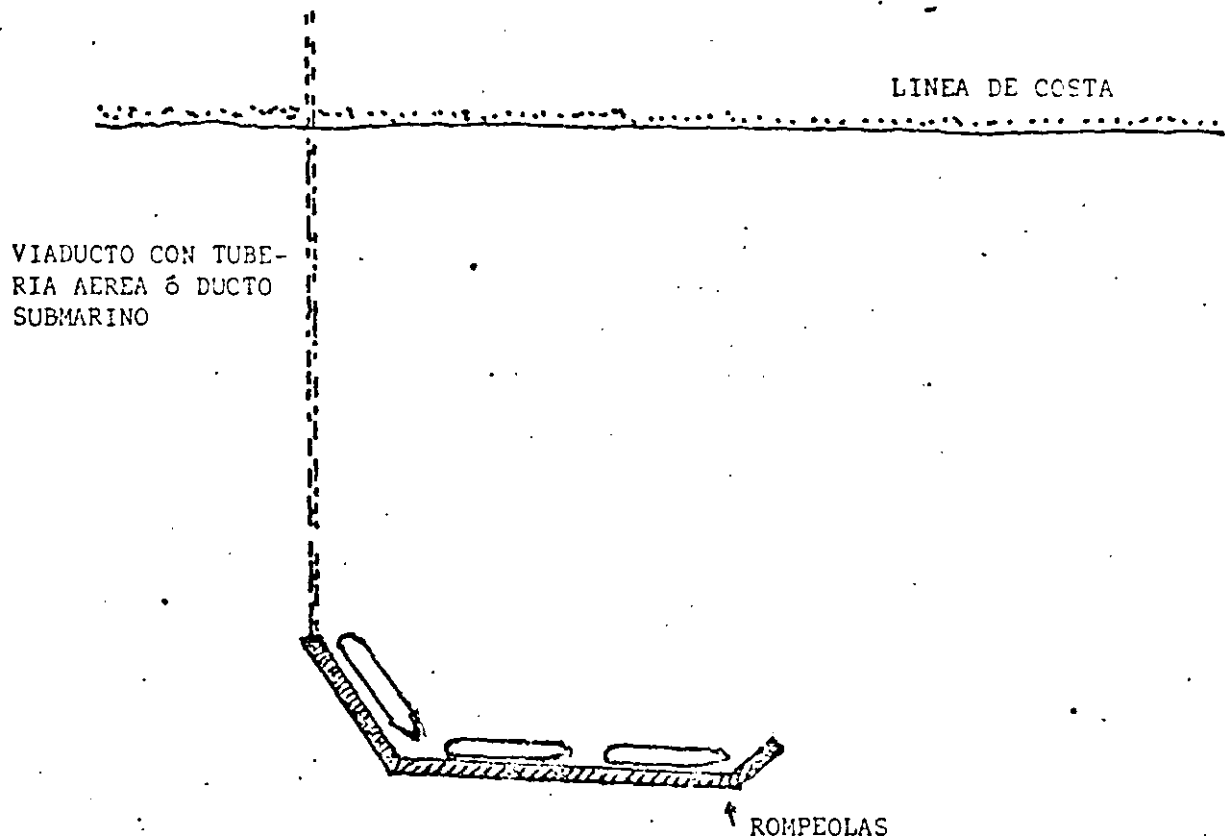
La profundidad a la que se instala una monoboya, depende de la agitación del mar y de las condiciones meteorológicas -
prevalcientes en el lugar, pero en general para fines de -
anteproyecto, es del orden de 1.5 el calado a plena carga -
del barco de proyecto, es decir $1/2$ del calado entre la qui-
lla y el fondo marino.

La profundidad se debera calcular tomando en cuenta el olea-
je, el cabeceo del barco, la topohidrografia para que con-
tar con la profundidad mínima en toda el área del círculo -
de giro del barco amarrado.

Muelle Isla . - Cuando existen aguas tranquilas y sufi-
ciente profundidad, se emplean los Muelles-Isla, que re-
sultan economicos por la eliminación de los trabajos de -
dragado.



Muelle Isla con protección al oleaje .- Es el caso del Muelle isla pero con protección al oleaje. La protección puede estar comunicada a tierra por medio de un viaducto y las tuberías aéreas, ó simplemente con ducto submarino



Para la elección de la estructura, para la carga y descarga de cisternas se tendrá que tomar en cuenta: la agitación del mar en el sitio de la obra.

El tipo de producto a manejar periodicidad, número y volumen de productos, características del barco tipo que hará uso de las instalaciones.

RENDIMIENTO DE DRAGAS DE SUCCION CON CORTADORA.

Características generales de dragas con diámetros de tubería de succión de 350 a 800 m.m.

Ø Suc. x Ø Desc	Pump power kW (hp)	Diam suction tube mm	Cutter power kW (hp)	Dredging depth in m
1 350 x 350 mm.	130 (180)	280	28 (38)	8 - 8
2 350 x 350 mm.	220 (275)	280	33 (45) 50 (70)	8 - 10
3 350 x 350 mm.	260 (355)	300 - 350	33 (45) 50 (70)	8 - 10
4 450 x 450 mm.	340 (465)	300 - 350 - 400	50 (70) 80 (120) 110 (150)	10 - 12
5 450 x 450 mm.	515 (700)	350 - 400 - 450	90 (120) 110 (150)	10 - 12
6 550 x 500 mm.	620 (840)	400 - 450 - 500	110 (150) 170 (230)	14 - 16
7 550 x 500 mm.	810 (1100)	450 - 500 - 550	110 (150) 170 (230) 265 (360)	14 - 16
8 700 x 650 mm.	1215 (1650)	600 - 650 - 700 - 750	170 (230) 265 (360) 370 (500) 550 (750)	16 - 18 - 20 - 22
9 700 x 650 mm.	1620 (2200)	650 - 700 - 750 - 800	265 (360) 370 (500) 550 (750)	16 - 18 - 20 - 22
10 800 x 750 mm.	2 x 1215 (2 x 1650)	700 - 750	370 (500) 550 (750)	16 - 18 - 20 - 22
11 800 x 750 mm.	2 x 1215 (2 x 1650) 1 x 740* (1 x 1000)*	700 - 750	740 (1000)	22
12 800 x 750 mm.	2 x 1620 (2 x 2200) 1 x 740* (1 x 1000)*	750 - 800	885 (1200)	22

MIP = Mono Pontoon version * = Submerged dredge pump

ESTIMATED OPERATING COSTS
MODEL HPC-27 DR

MAIN PUMP POWER

3,600 Continuous BHP

AUXILIARY POWER

1575 Continuous BHP

DATE 22 April 1981

Client _____

Project _____

Pajaritos, medium sand, clay

DIRECT COSTS

TOTAL
PER HOUR

(A) CREW (LABOR)

Levermen (DRAGADOR) (OPERADOR)	@ _____	/Hr	\$ _____
Engineer (MAQUINISTA)	@ _____	/Hr	_____
Oiler (ENGRASADOR)	@ _____	/Hr	_____
Deckhands (CUBIERTA)	@ _____	/Hr	_____
_____	@ _____	/Hr	_____
_____	@ _____	/Hr	_____
_____	@ _____	/Hr	_____
SUB TOTAL			_____
Add payroll burden %			_____
TOTAL LABOR COST			\$ _____

(B) FUEL, OIL AND GREASE

3600 BHP Main Engine
 1575 BHP Auxiliary engine(s)
5175 BHP Total Available
 5175/18 X .75% service factor = 215 GPH X 3.785 =
 814 LTS/Hr @ MN\$ 1.00LT = MN\$814 / 24 = US\$33.92/HR

Lubricating oil 5% of fuel cost	1.70
Grease, 2% of fuel cost	.68
Hydraulic oil 3% of fuel cost	1.02
TOTAL FUEL OIL AND GREASE	\$ <u>37.32</u>

REPAIRS AND MAINTENANCE

(A) MAIN DREDGE PUMP

Pump case, 2,000 Hrs.Wear life	\$19.30
Impeller, 1,000 Hrs.Wear life	15.00
Liners 1,500 Hrs.Wear life	11.65
Other 15%	6.90
	\$ <u>52.85</u>

(B) DIESEL ENGINES

Main Engine EMD 20-645E5	\$11.25
Auxiliary Cat D-399 & 3408	7.25

TOTAL DIESEL ENGINE R & M \$ 18.50

(C) CUTTER

Cutterhead	5,000 Hrs Life	\$ 5.00
Cutter edges	1,000 Hrs Life	4.20
Cutless Bearings	5,000 Hrs Life	1.12
Other	15%	1.55

TOTAL CUTTER R & M \$ 11.87

(D) DRIVES AND WINCHES

Main Pump Drive	Rebuild 25,000 Hrs	\$ 1.20
Cutter Drive	" 25,000 "	1.00
Main Winch Drive	" 25,000 "	.80
Winch, Other	" 10,000 "	1.00
Main Clutch	" 10,000 "	.80
Hyd. Pump Drives	" 25,000 "	.35
Other	15%	.77

TOTAL DRIVES & WINCHES \$ 5.92

(E) HYDRAULIC COMPONENTS

Hydraulic Pumps	Rebuild 10,000 Hrs	\$ 1.50
Hydraulic Motors	" "	1.60
Filters	Change 200 "	1.25
Other	15%	.65

TOTAL HYDRAULIC R & M \$ 5.00

(F) MISCELLANEOUS

Includes periodic replacement of bell mouth, suction pipe, suction hose, swing sheaves, service water pump and periodic cleaning and painting. \$ 7.45

(G) LADDER PUMP

1.125 BHP Engine Cat D-399
 $1.125 / 18 \times .75 = 47 \text{ GPH} \times 3.785 = \text{LTS/HR} = 178$
 $178 \text{ LTS} \times \$\text{MN } 1.00 = \$\text{MN } 178.00 / 24 = \text{US\$ per hour}$ \$ 7.42

Lubricating oil 5% of fuel = .37
 Grease 2% of fuel = .15 TOTAL LUBE & GREASE \$.52

Main engine R & M Cat D-399 \$ 7.25

Motor & Generator \$7.50 + 15% = \$ 8.63

Pump parts \$ 30.00

DISCHARGE PIPELINE AND ACCESSORIES

(A) Floating Pipe and Connectors

1300 Ft. of 30" pipe @ \$US 2.10 per 100' per hour \$ 27.30

Shore Pipe

8200 Ft. of 30" pipe @ \$US .67 per 100' per hour \$ 54.94

Stern Swivel 10,000 Hrs. Life \$ 4.10

CONTINGENCIES

10% of total \$ _____

TOTAL ESTIMATED HOURLY OPERATING COSTS US\$ _____

OWNERSHIP COSTS

Taxes \$ _____

Insurance \$ _____

Interest on investment \$ _____

NOTE

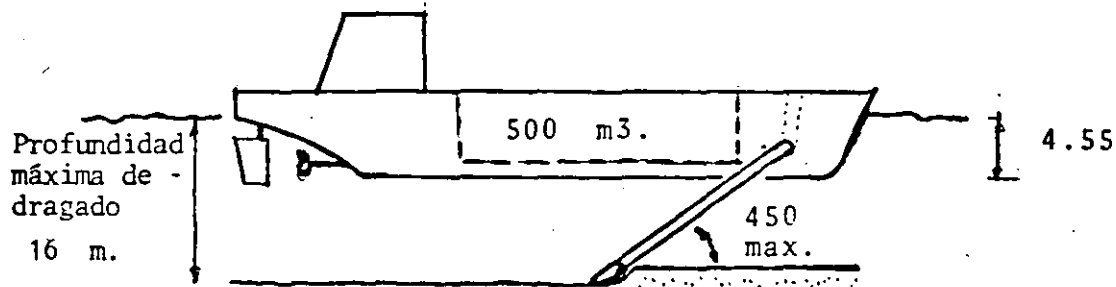
Prices include excavating and pumping and do not include costs of handling material beyond discharge point or of auxiliary equipment

Engine R & M figures include Miscellaneous, - Oil changes at recommended intervals; - Make up oil at 3000 HP/Hr. per gallon, - replacing fuel, oil and air filters at recommended intervals and, - Maintenance labor and parts to perform major overhauls at 1,800 hours on high speed engines and 25,000 hours on low speed engines (High speed over 1,200 RPM, low speed under 1,200 RPM), plus minor overhauls at one third intervals of major overhaul period

This information is offered as a guideline only and variations should be applied according to severity of service and actual experience.

PRODUCTIVIDAD DE DRAGAS AUTOPROPULSADAS DE TOLVA.

DRAGA CON TOLVA DE 500 M³.



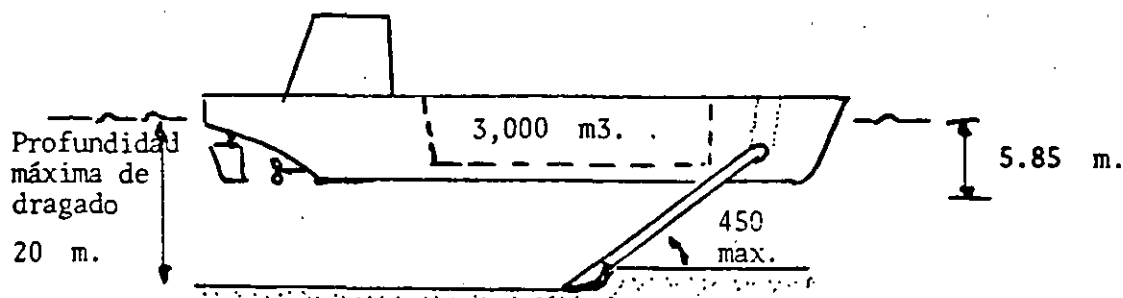
CARACTERÍSTICAS:

Capacidad real:	425 m ³ .
Velocidad de crucero: (sin carga)	10.8 nudos
Calado en verano:	4.10 m.
Calado máximo :	4.55 m.
Diametro de succión:	55 cm.
Potencia de bomba:	310 H.P.
Profundidad máxima de dragado:	16 m.
Profundidad mínima de dragado:	5.55 m.
Velocidad de dragado:	2/3.5 respecto al fondo

PRODUCTIVIDAD:

Material:	Arena media no compacta
Peso volumétrico:	1,850 Kg/m ³ .
Tiempo de llenado de la tolva:	45 min.

DRAGA CON TOLVA DE 3000 M3.



CARACTERISTICAS:

Capacidad real:	2,500 m3.
Velocidad de crucero: (sin carga)	11.5 nudos
Calado en verano:	4.20 m.
Calado máximo :	5.85 m.
Diámetro de succión:	75 cm.
Potencia de bomba:	1,470 H.P.
Profundidad máxima de dragado:	20 m.
Profundidad mínima de dragado:	6.85 m.
Velocidad de dragado:	2/3.5 nudos respecto al fondo.

PRODUCTIVIDAD:

Material:	Arena media no compacta
Peso volumétrica :	1,850 Kg/m3.
Tiempo de llenado de la tolva:	66 min.

NOTA: Velocidad del viento máximo para operación;
7 en la escala de Beaufort, con altura de ola de 2/3 m.

Características de Dragas de succión con cortadora:

Ø succión x Ø descarga; 350 x 350 m.m.

Eslora:	14 m.
Manga :	6 m.
Puntal:	1.5 m.
Calado:	1.0 m.
Profundidad Dragado:	8 m.
Potencia en Bomba:	400 H.P.
Potencia en Cortador:	70 H.P.

Ø succión x Ø descarga; 450 x 450 m.m.

Eslora:	19 m.
Manga :	6 m.
Puntal:	1.85 m.
Calado:	1.30 m.
Profundidad Dragado	10 m.
Potencia en Bomba:	700 H.P.
Potencia en Cortador:	150 H.P.

Ø succión x Ø descarga; 550 x 500 m.m.

Eslora :	25 m.
Manga :	7 m.
Puntal :	2.0 m.
Calado :	1.30 m.
Profundidad Dragado:	14 m.
Potencia en Bomba:	1,100 H.P.
Potencia en Cortador:	230 H.P.

Nota: El valor de este equipo LAB. puerto mexicano en 1984 es de \$ 350'000,000 Draga; \$ 70'000,000 20% del valor de draga en tubería flotante y - de tierra.

Ø succión x Ø descarga; 700 x 650 m.m.

Eslora :	36 m.
Manga :	12 m.
Puntal :	2.85 m.
Calado :	1.70 m.
Profundidad Dragado:	16.0 m.
Potencia en Bomba :	2,200 H.P.
Potencia en Cortador :	750 H.P.

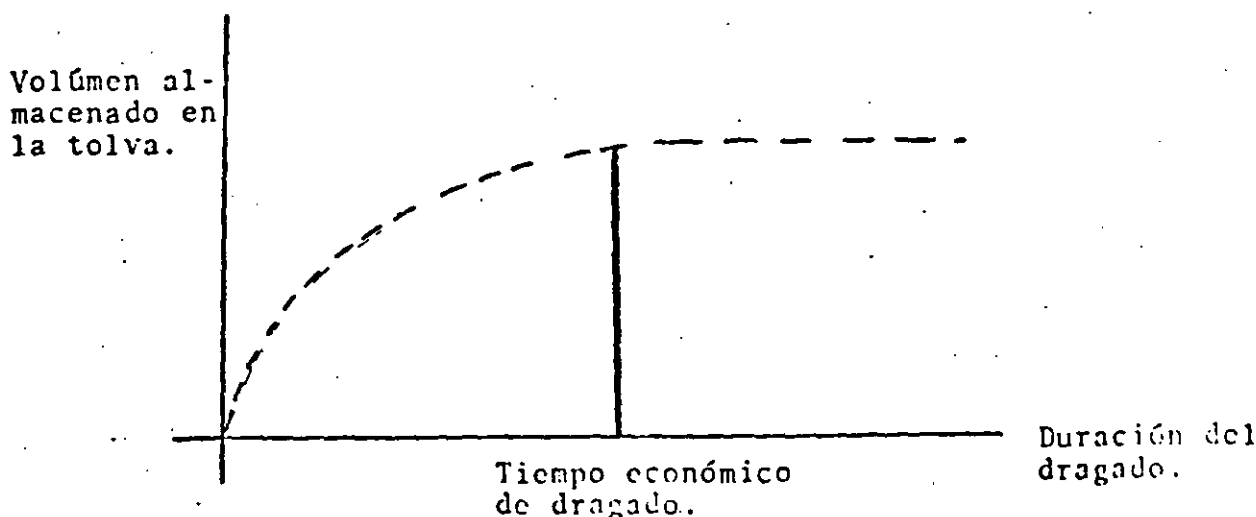
Ø succión x Ø descarga; 800 x 750 m.m.

Eslora :	60 m.
Manga :	15 m.
Puntal :	4.25 m.
Calado :	3 m.
Profundidad Dragado :	22 m.
Potencia en Bomba :	4,400 H.P.
Potencia en Bomba sumer- gida :	1,000 H.P.
Potencia en Cortador :	1,200 H.P.
Potencia Total :	<u>7,965 H.P.</u>

PRODUCTIVIDAD DE DRAGAS AUTOPROPULSADAS:

La eficiencia de este tipo de dragas es alto sin embargo, se ve afectada por la necesidad de suspender el dragado para dirigirla a la zona de tiro, en donde deposita el material a fondo pedido mediante la apertura de las compuertas que forman la parte inferior de la tolva.

El llenado de la tolva al máximo se logra únicamente con materiales pesados, ya que con materiales dragados ligeros la tolva no logra captar su máxima capacidad, ya que el material no decanta en su totalidad regresando nuevamente al agua por los vertedores. Para determinar en este caso la suspensión del dragado, se recurre a la determinación del tiempo económico de dragado, en el cual se obtiene el tiempo mínimo con que tiene el mayor depósito de material ligero dentro de la tolva. Para obtener el tiempo mínimo, se sondea periódicamente la tolva y cuando el volumen acumulado no sufre incrementos importantes - para los mismos intervalos, se suspende el dragado:



Para obtener el ciclo de trabajo, es decir: tiempo de dragado para llenar la tolva, más tiempo de navegación entre las zonas de dragado y tiro, más tiempo de descarga y por último - el tiempo de navegación sin carga a la zona de dragado, se obtiene analizando cada concepto.

El tiempo de llenado, depende del tipo de material y la profundidad en términos generales, este concepto va de 20 a 60 min. La navegación en carga depende de la velocidad de la draga. Las velocidades medias van de 10 a 15 nudos; para la condición en carga se tiende a los 10 nudos.

La descarga en la zona de tiro va de 10 a 20 minutos dependiendo del tipo de material. Para arena limpia 10 min. y para arcilla 20 min.

El regreso de la zona de tiro a la zona de dragado es en la condición de tolva vacía por lo que la velocidad tiende a los 15 nudos.

Los conceptos anteriores se ven afectados por la eficiencia del sistema de posicionamiento que por lo general se tiene abor-do de la draga.

Los estudios previos al dragado con este tipo de equipo son:

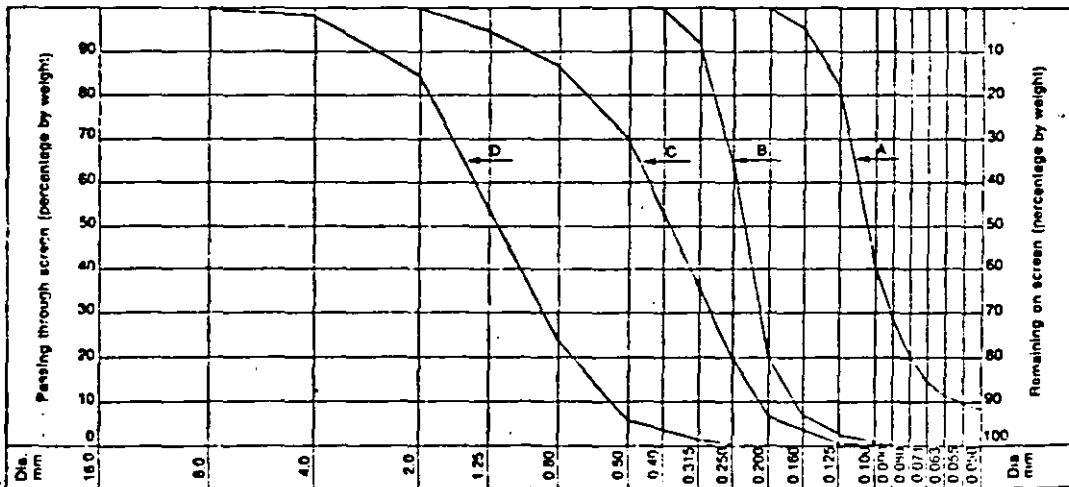
- 1.- Levantamientos batimétricos en la zona por dragar.
- 2.- Sondeos en el área por dragar y estudios geológicos.
- 3.- Localización de la zona de tiro.
- 4.- Delimitación de la zona de dragado.

Características básicas tomadas en cuenta en los rendimientos.

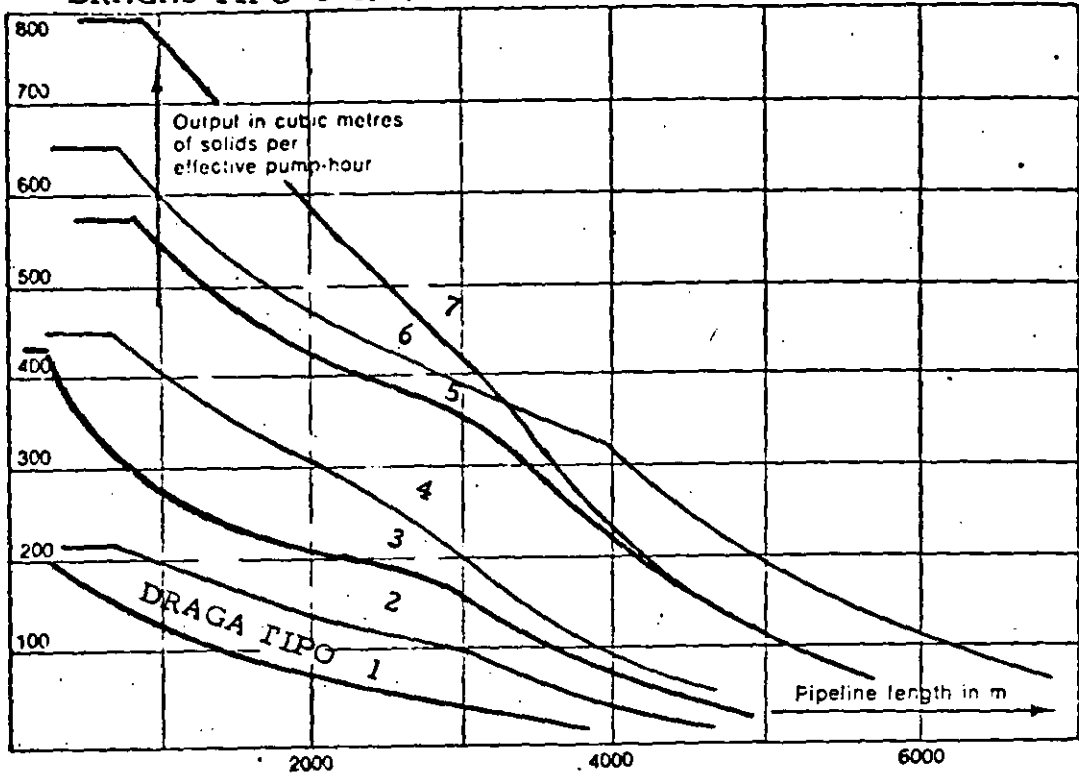
- Volúmenes de material dragado por hora-bomba efectiva.
- Elevación de la tubería (+ 4 m.) y 15 uniones de tubería de descarga.
- 20% de concentración promedio de sólidos para dragas tipo 1 al 10.
- 25% de concentración promedio de sólidos para dragas tipo 11 y 12.
- Peso específico del material dragado 1.85 ton/m³.

Distribución granulométrica suelo será:

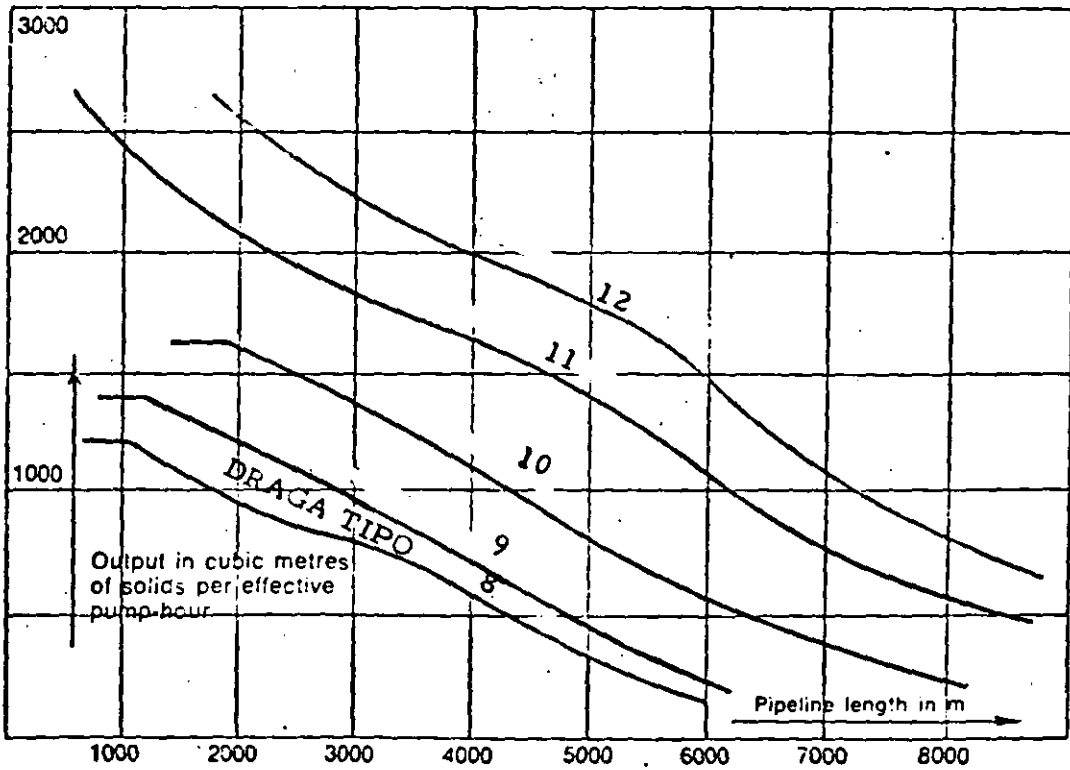
- A.- Arena fina
- B.- Arena media.
- C.- Arena gruesa.
- D.- Arena gruesa/grava

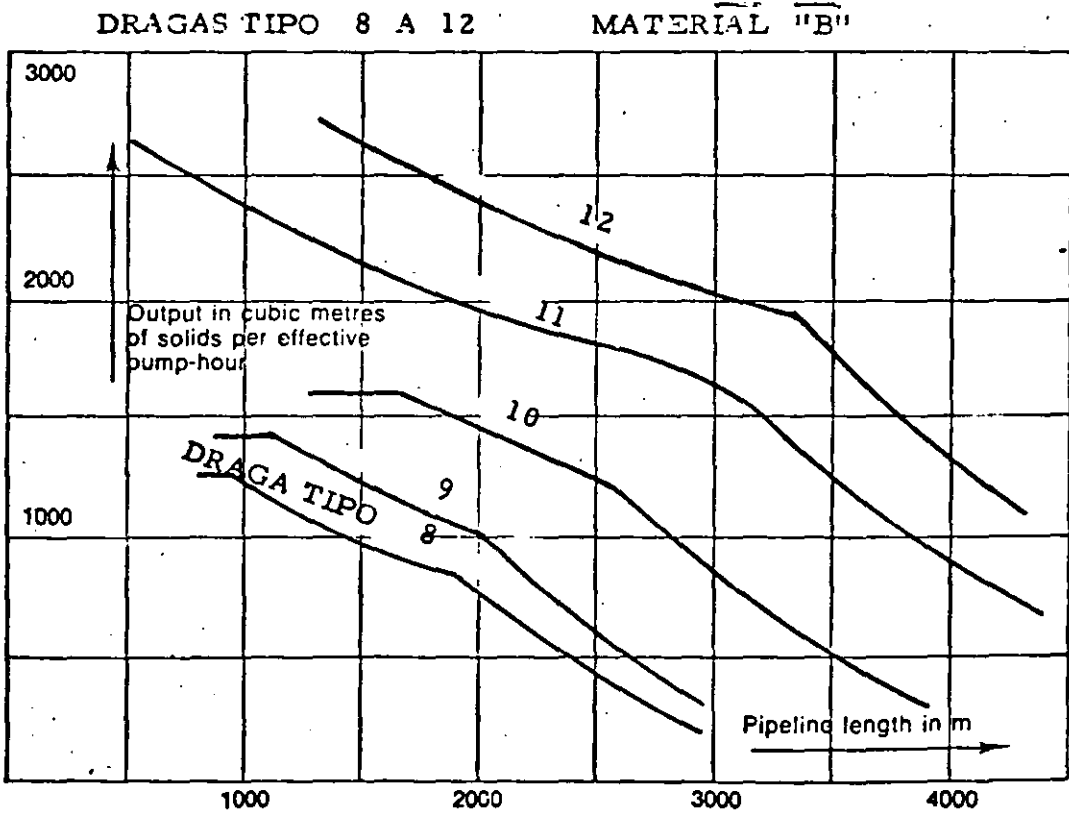
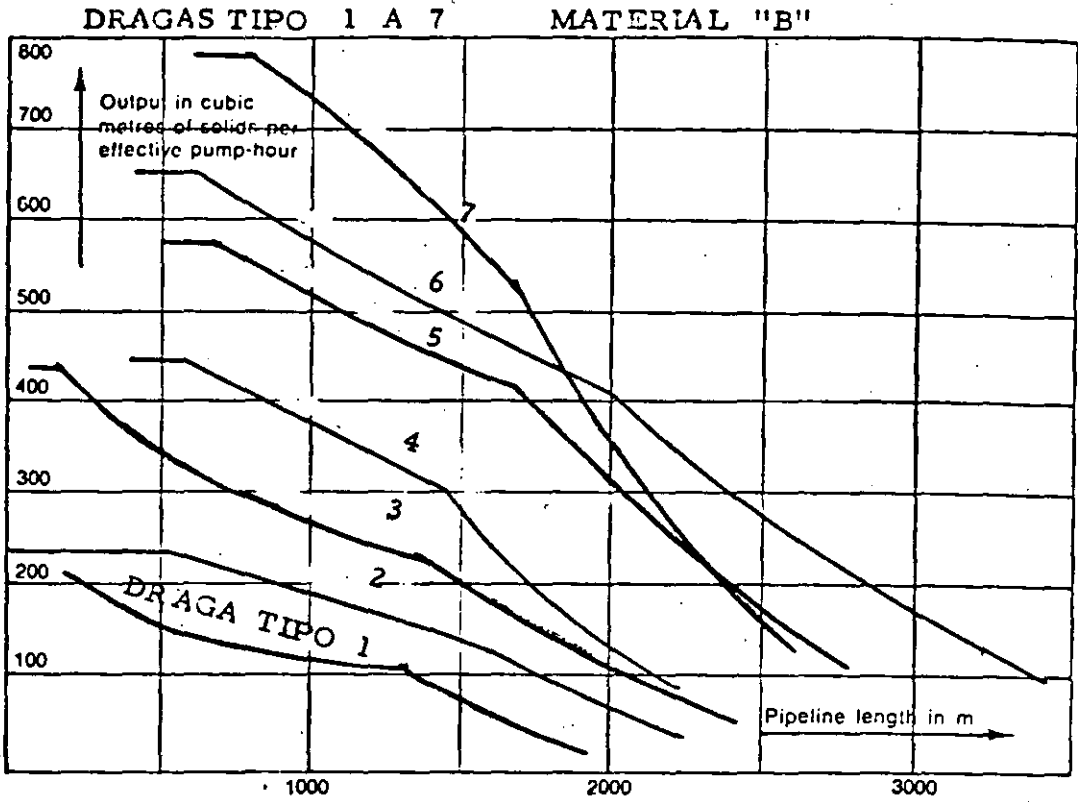


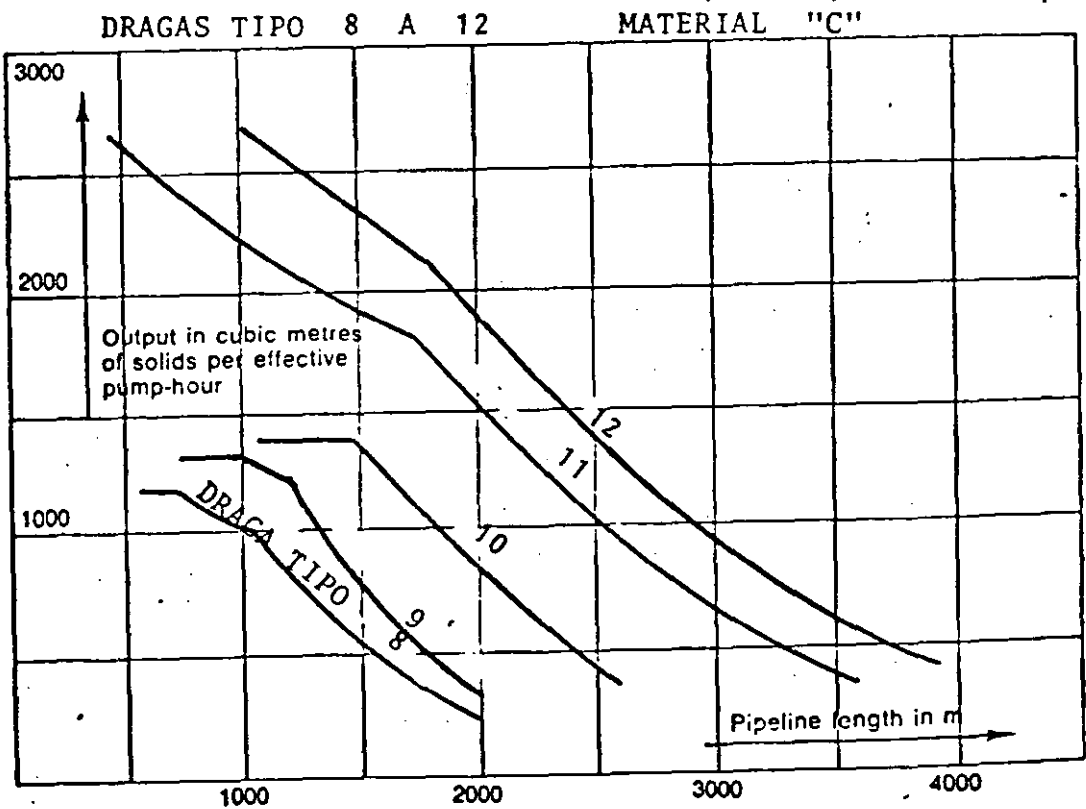
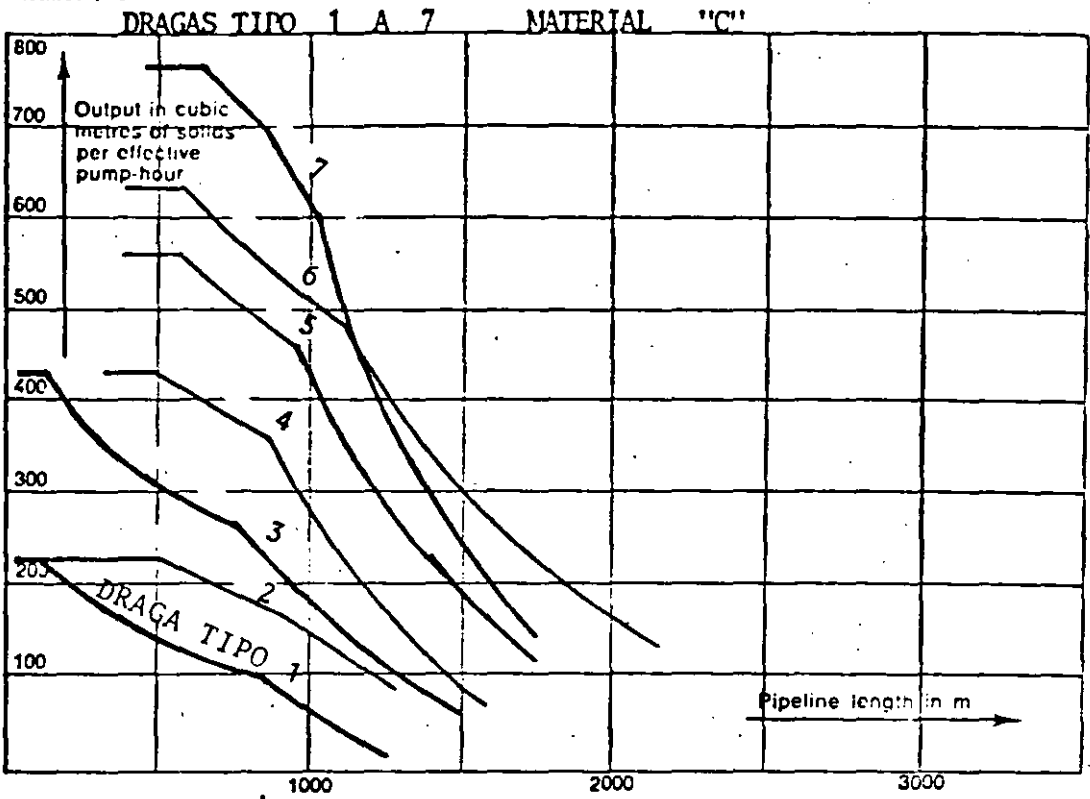
DRAGAS TIPO 1 A 7 MATERIAL "A"

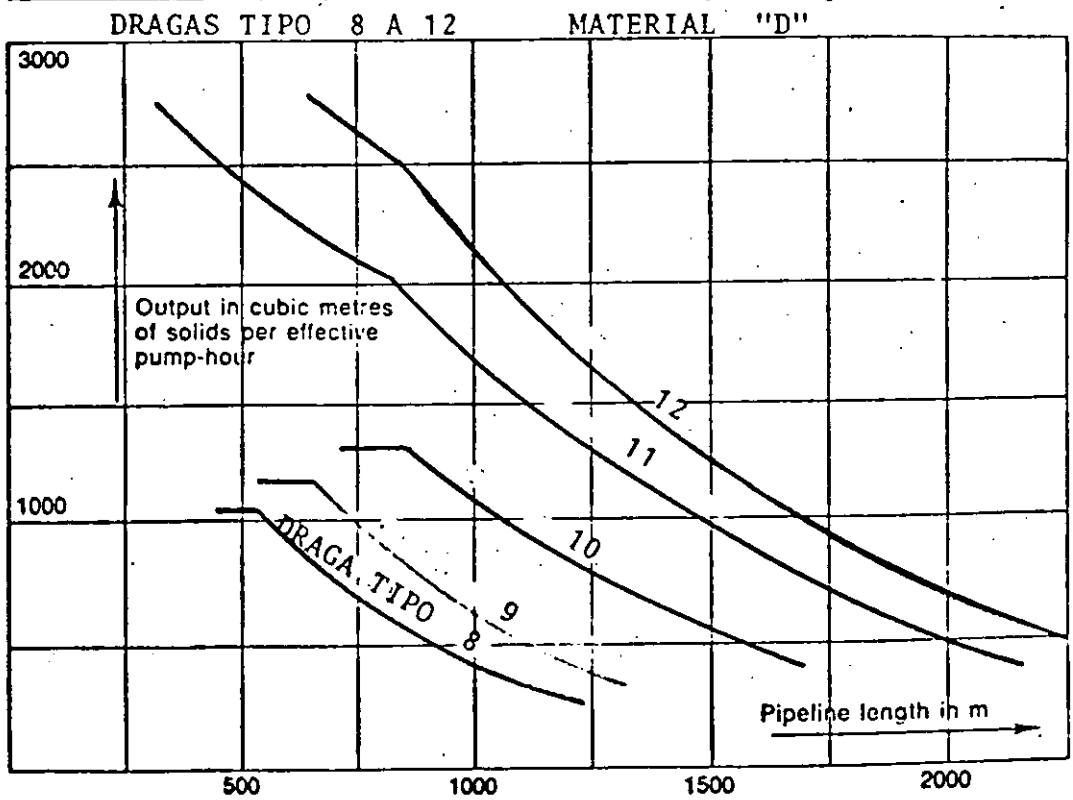
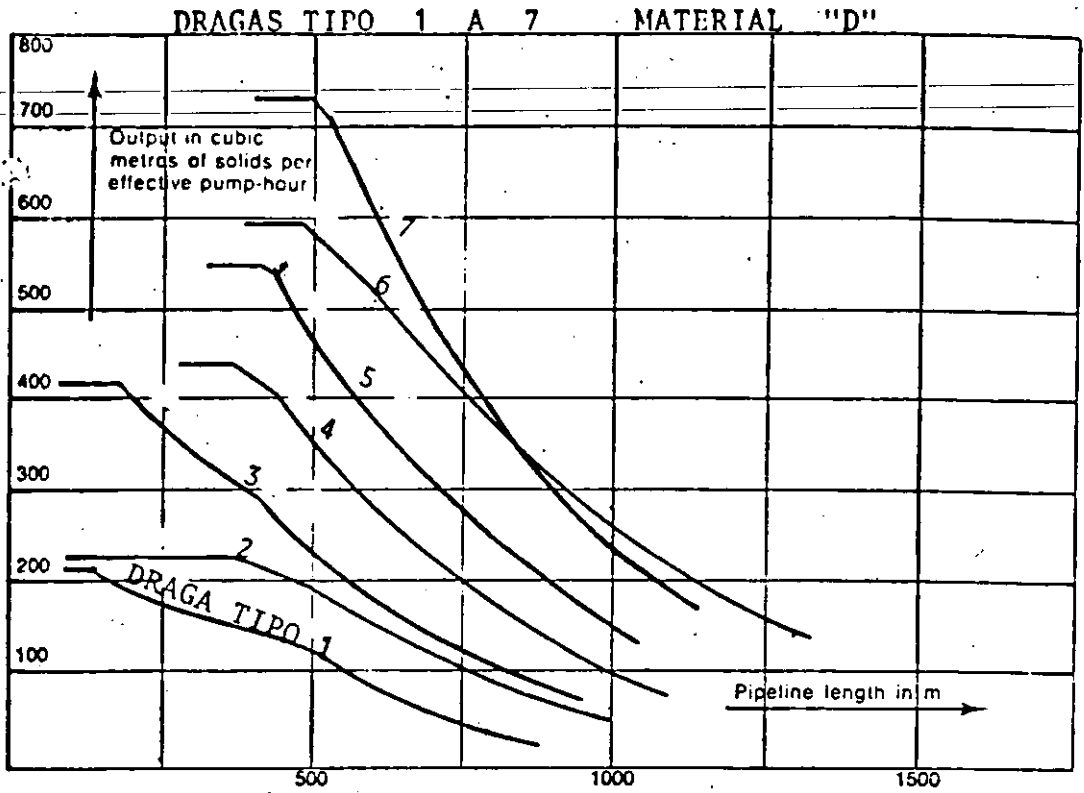


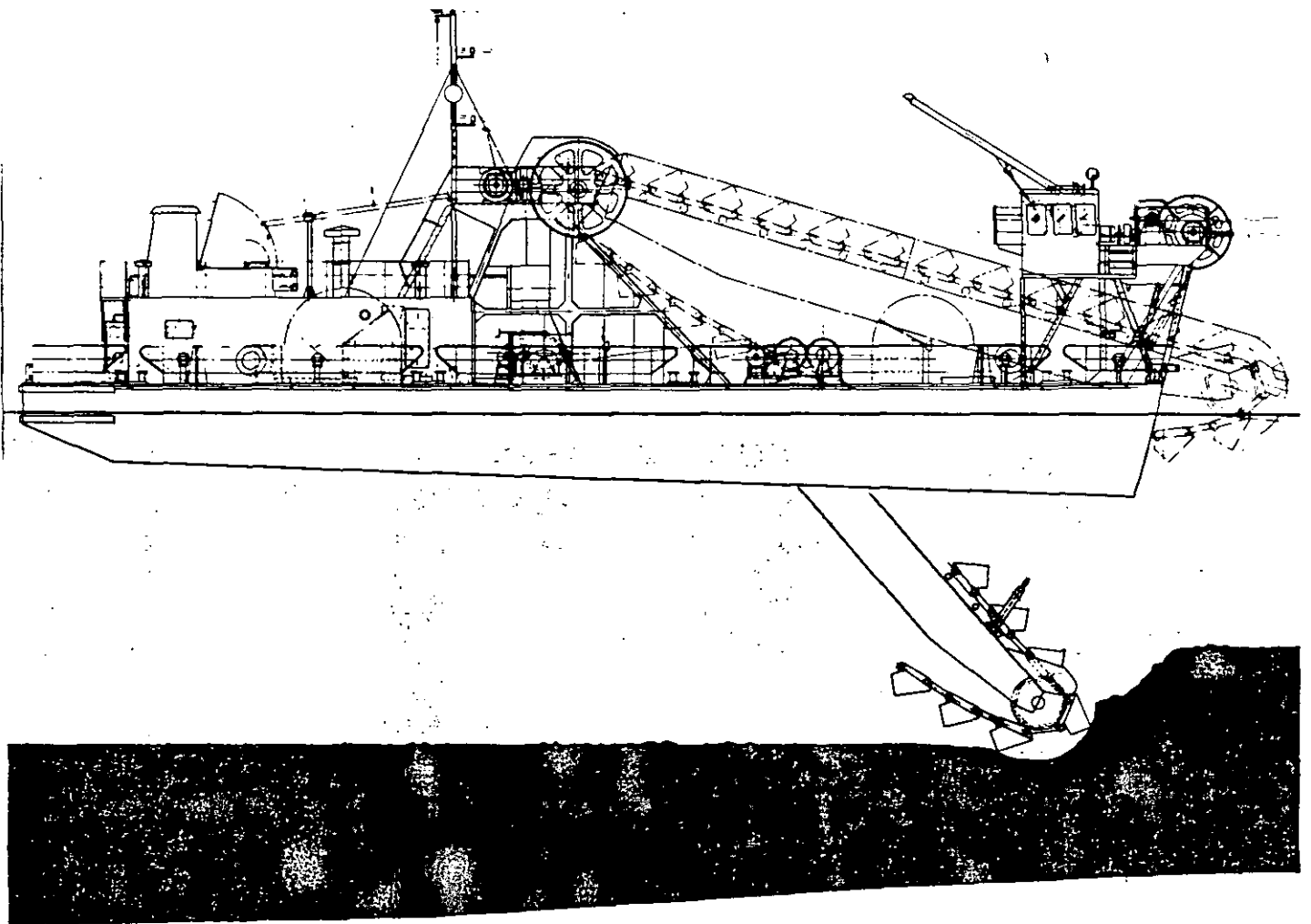
DRAGAS TIPO 8 A 12 MATERIAL "A"

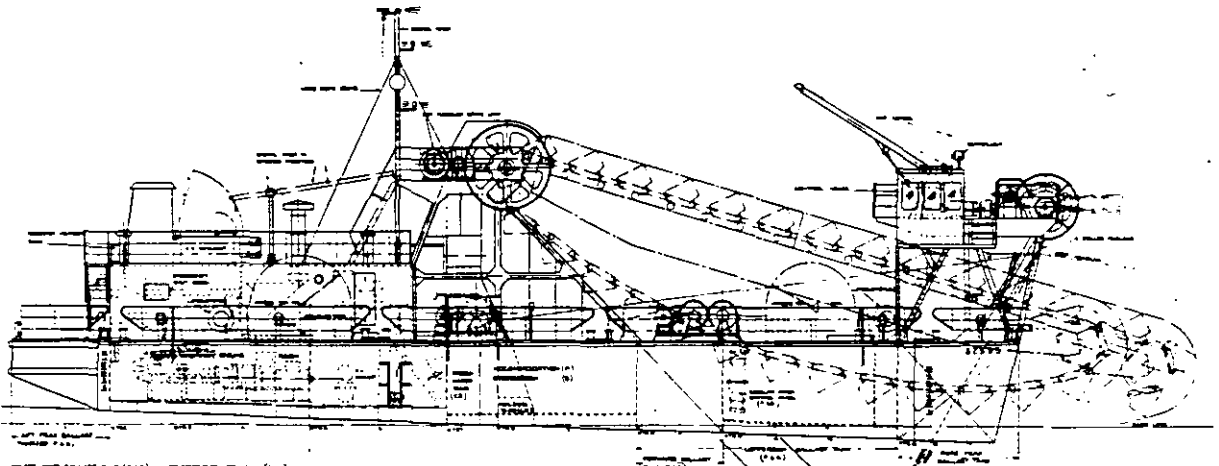




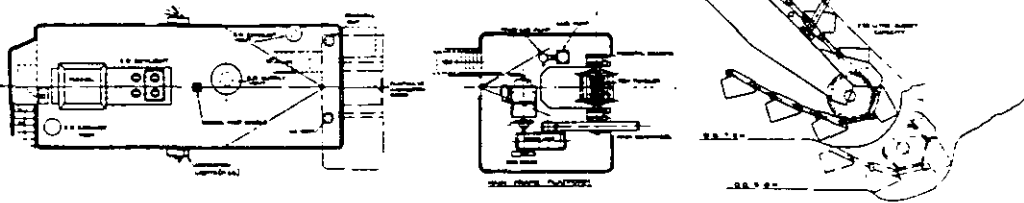




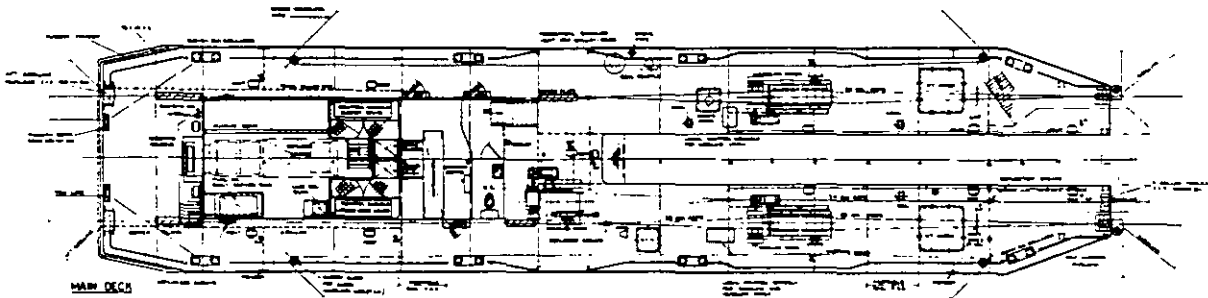




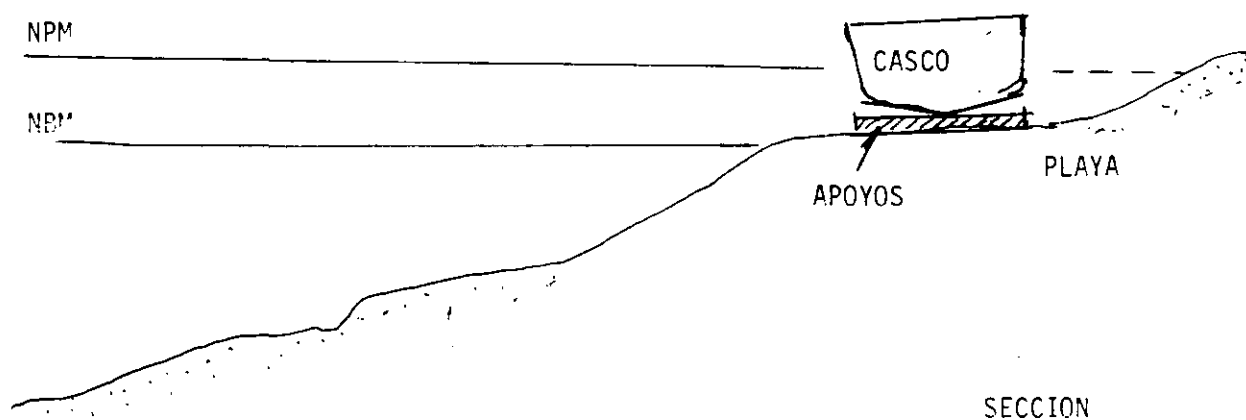
PROFILE



CASING TOP

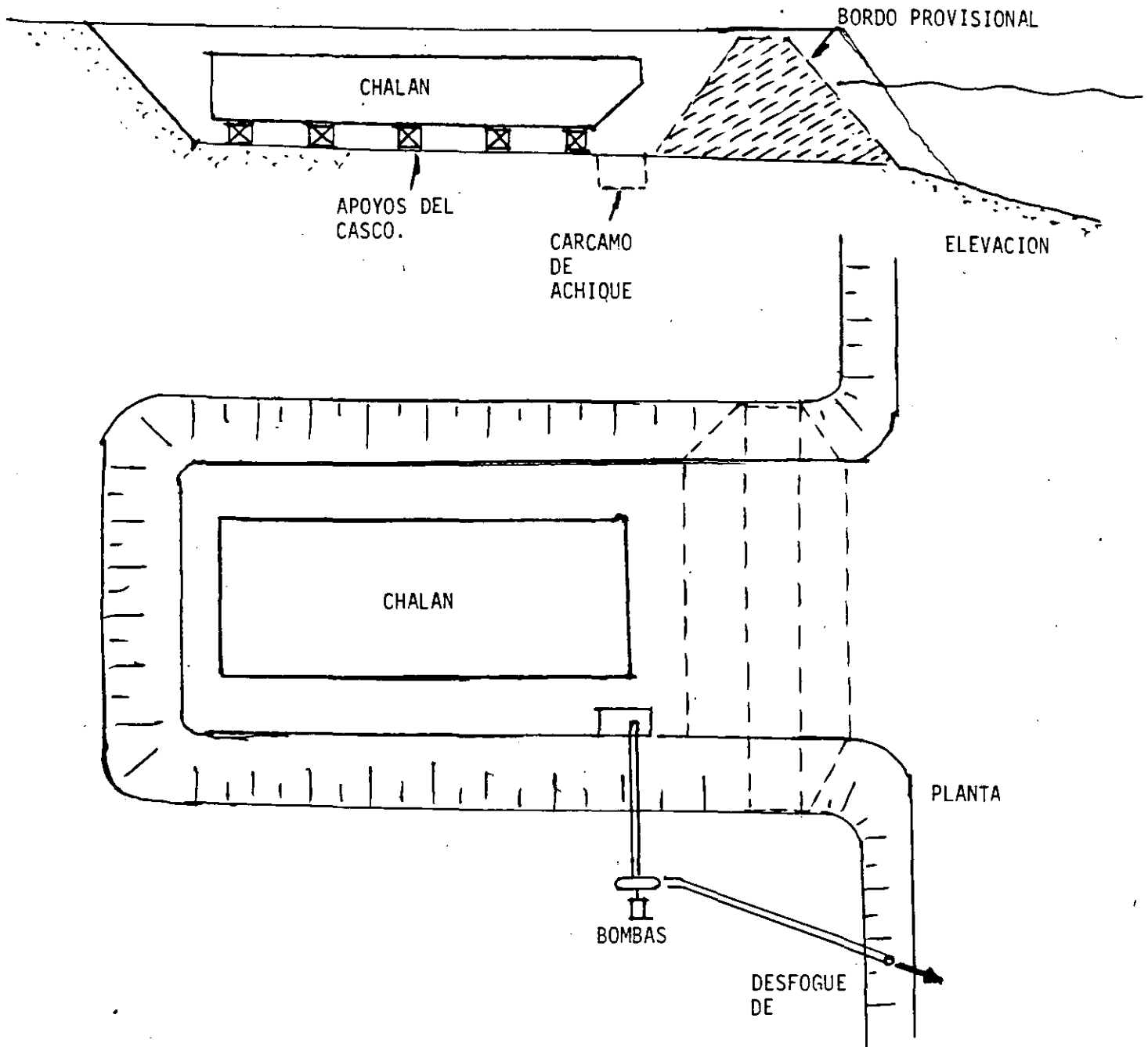


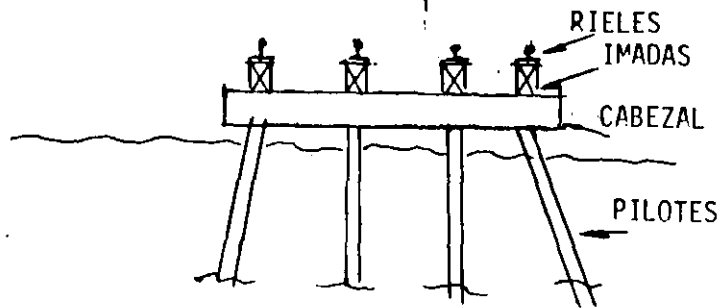
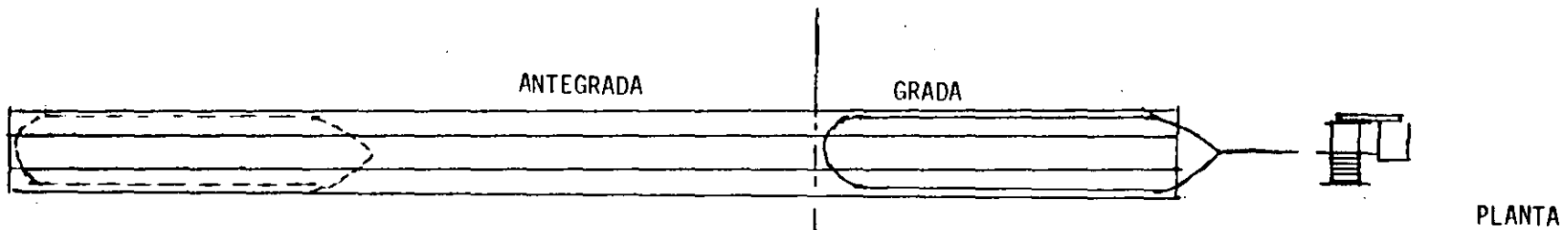
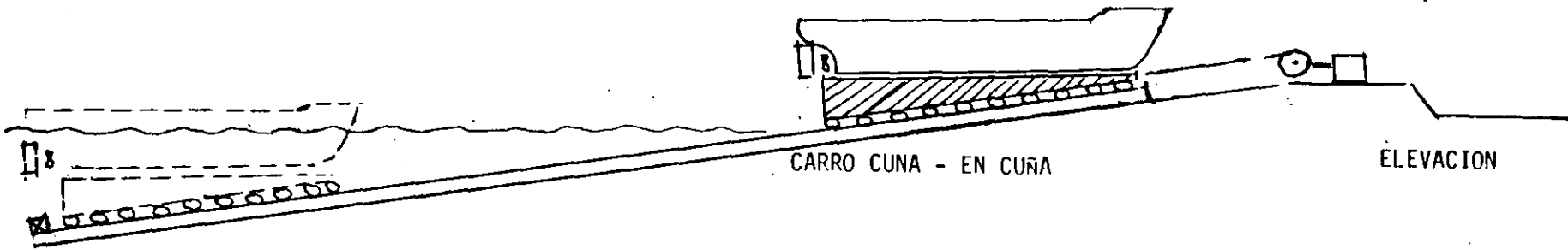
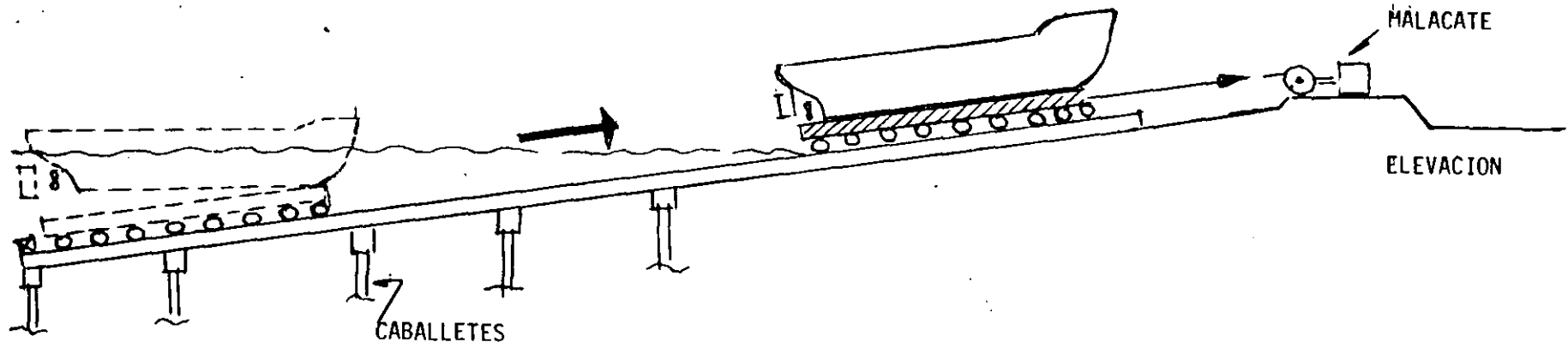
MAIN DECK



NOTA:- ENTRE EL NIVEL DE PLEAMAR MEDIA Y EL DE BAJAMAR MEDIA EXISTEN DE 6 A 12 HRS.; TIEMPO EMPLEADO PARA REPARAR LA PARTE SUMERGIDA DEL CASCO.

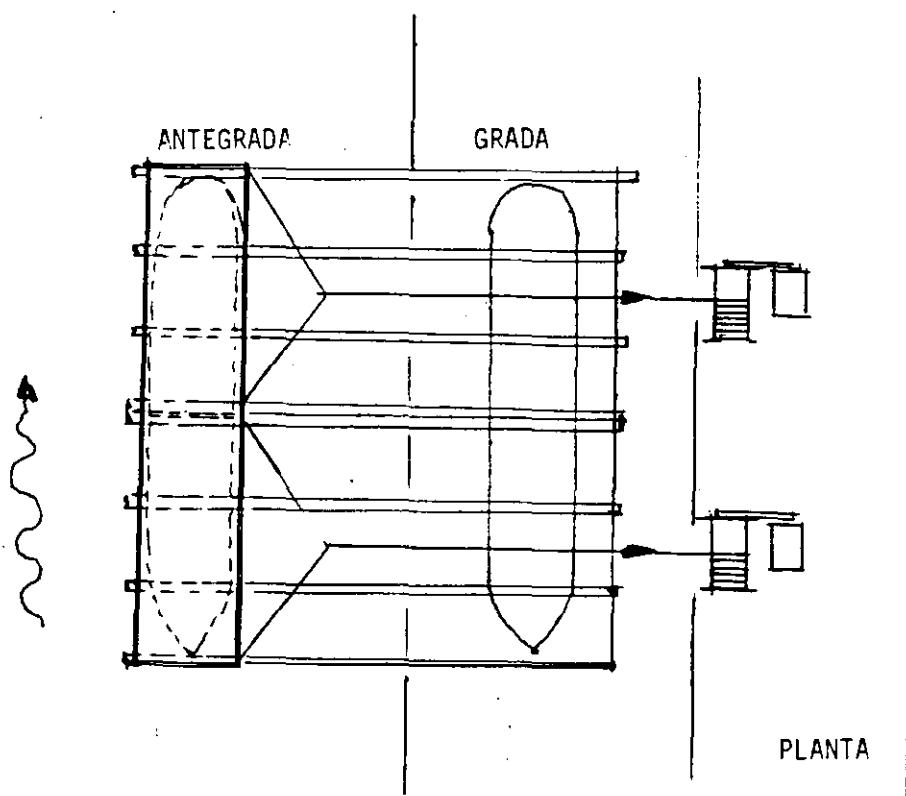
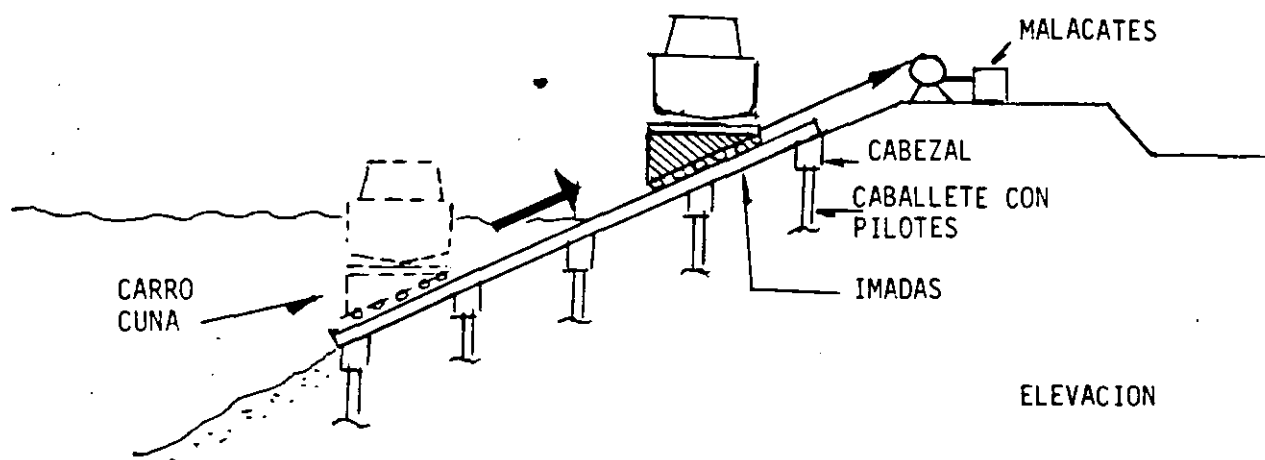
RAYADO DE EMBARCACIONES APROVECHANDO LA FLUCTUACION DE MAREAS.



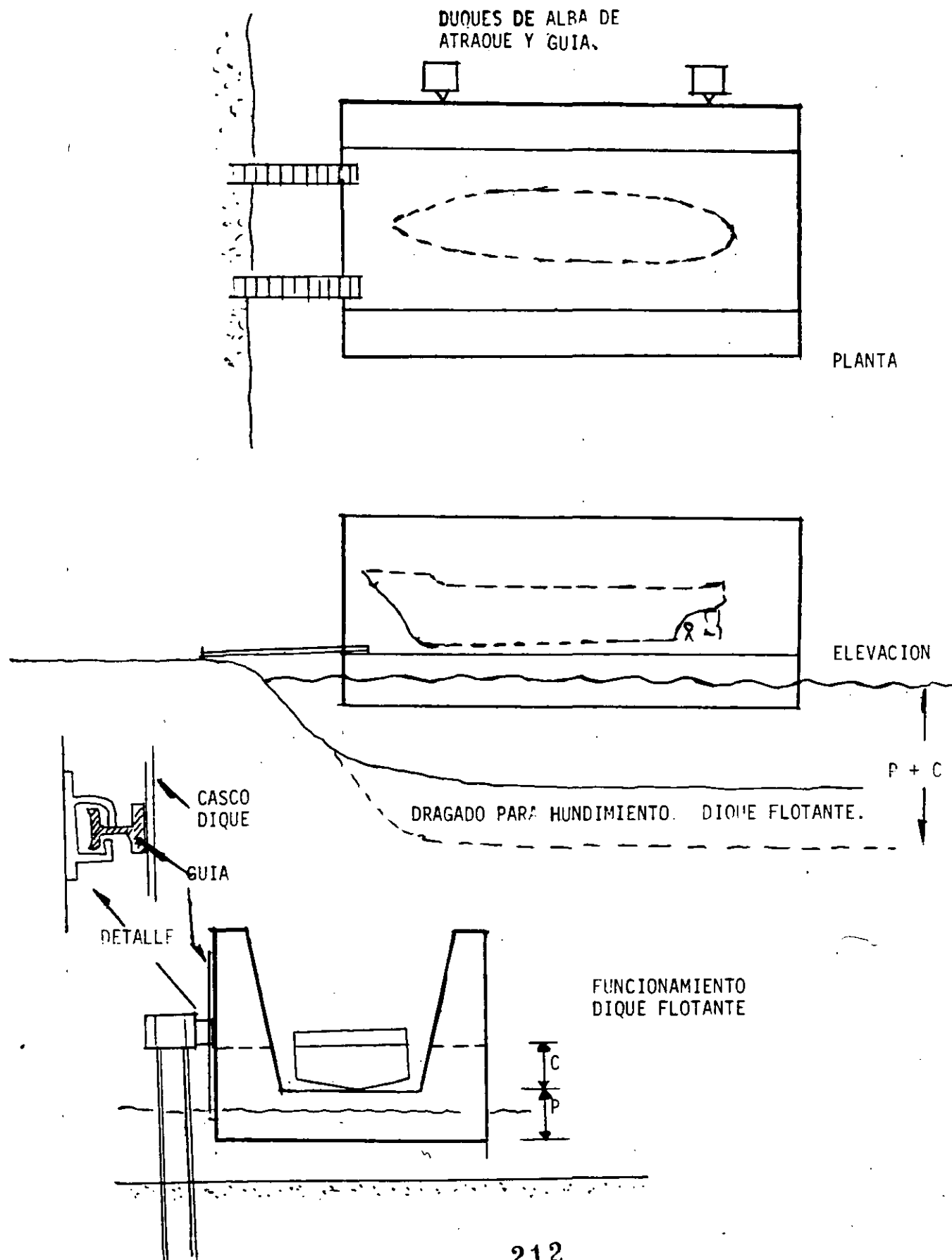


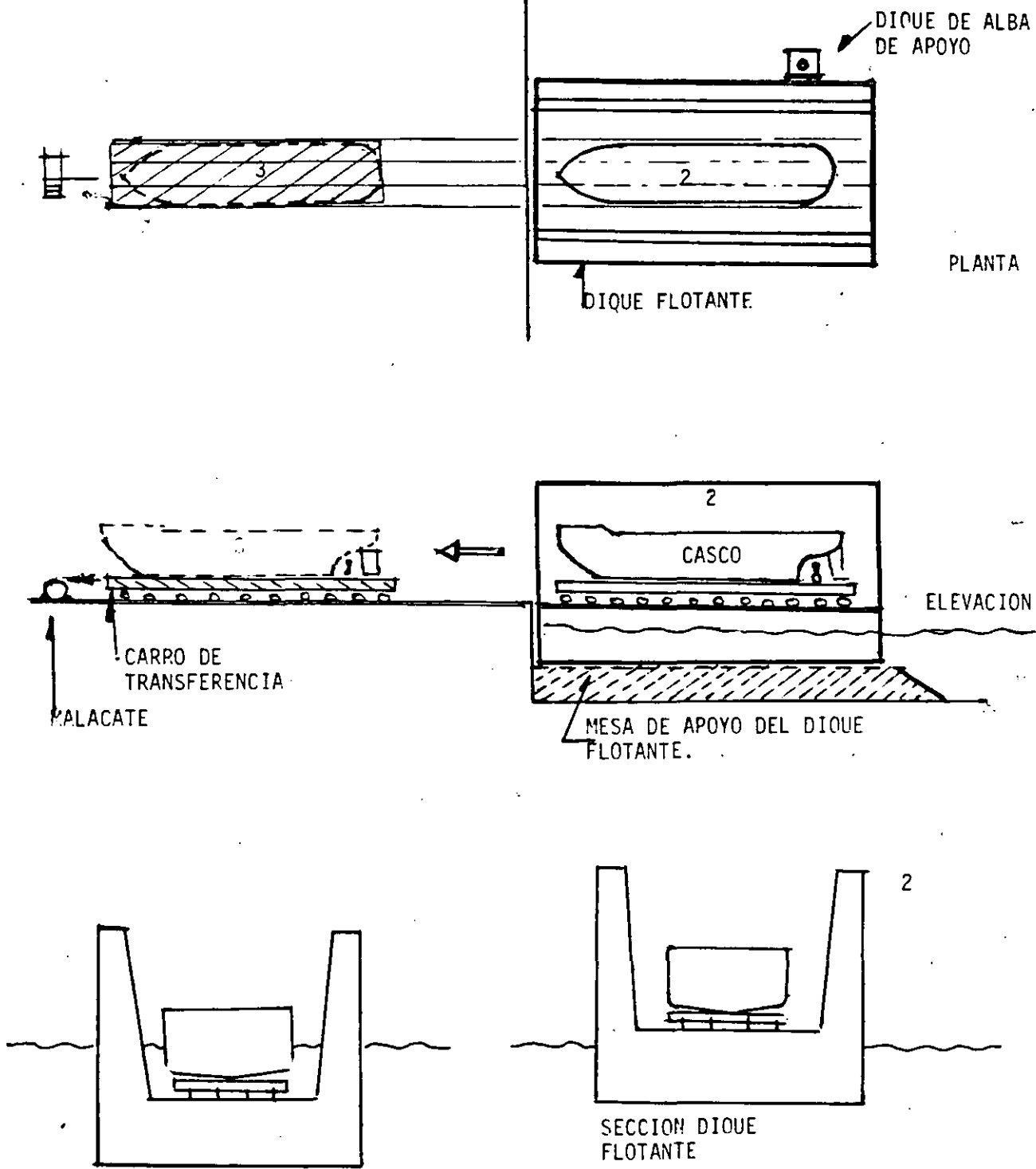
SECCION TRANSVERSAL CABALLETE

GRADA DE REPARACIONES
NAVALES - VARADERO -
LONGITUDINAL.

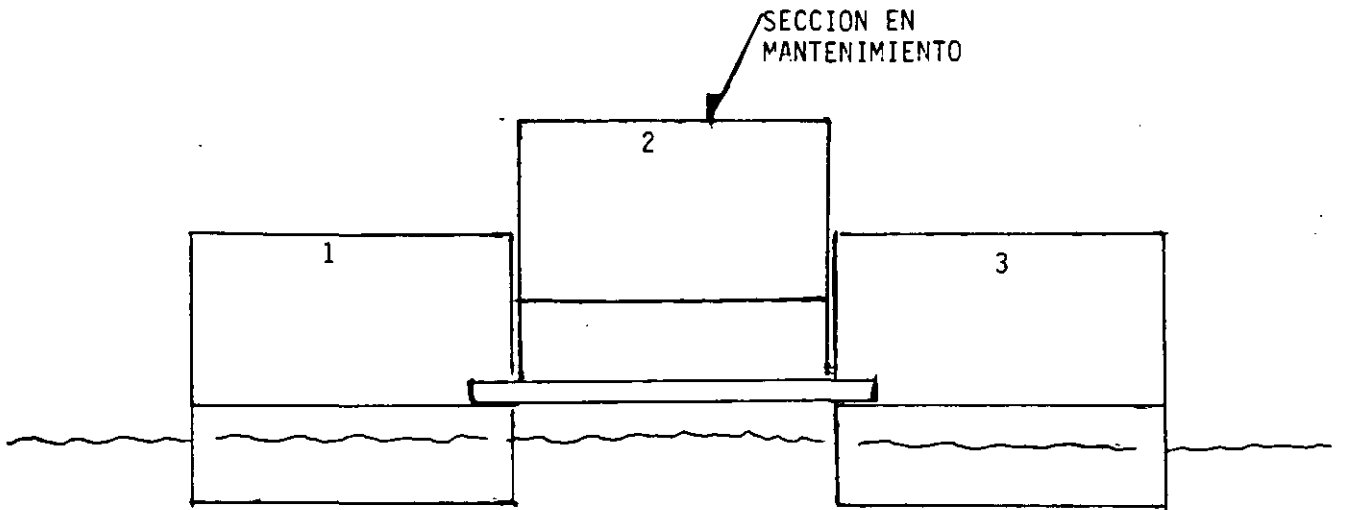
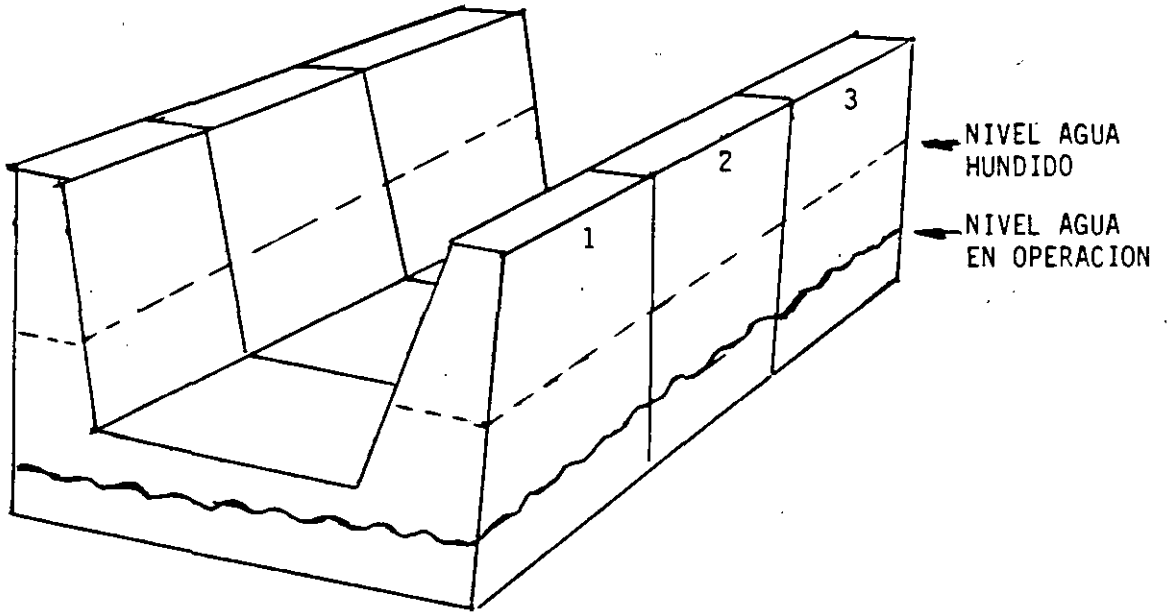


INSTALACIONES PARA REPARACIONES NAVALES
- VARADERO TRANSVERSAL.

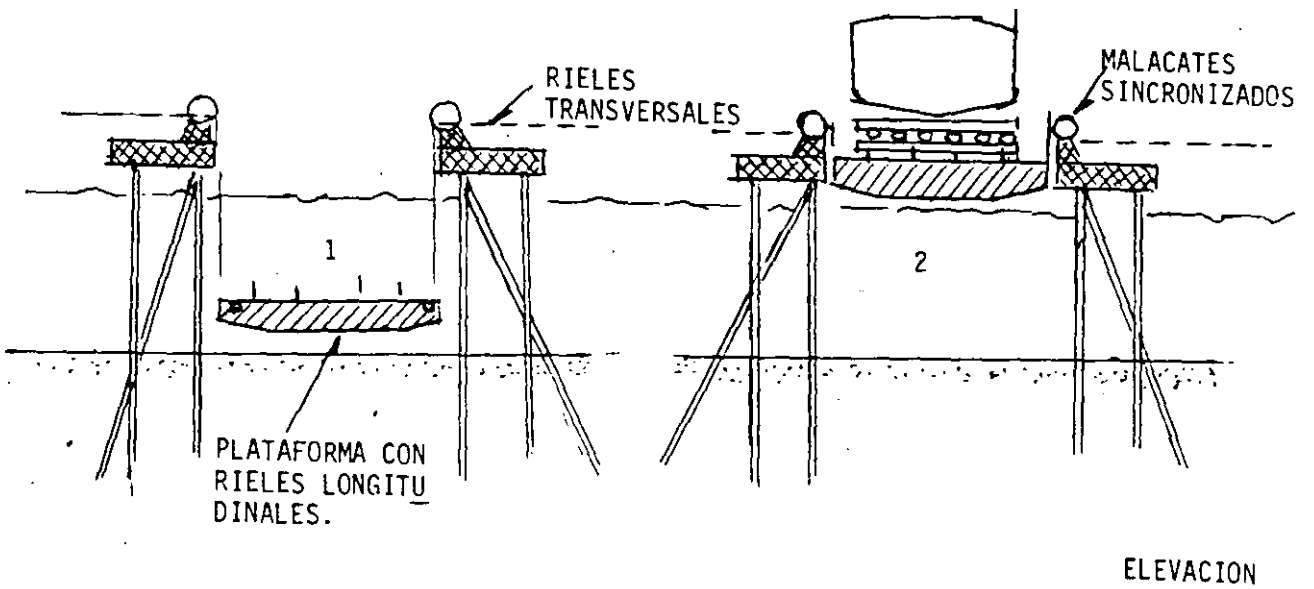
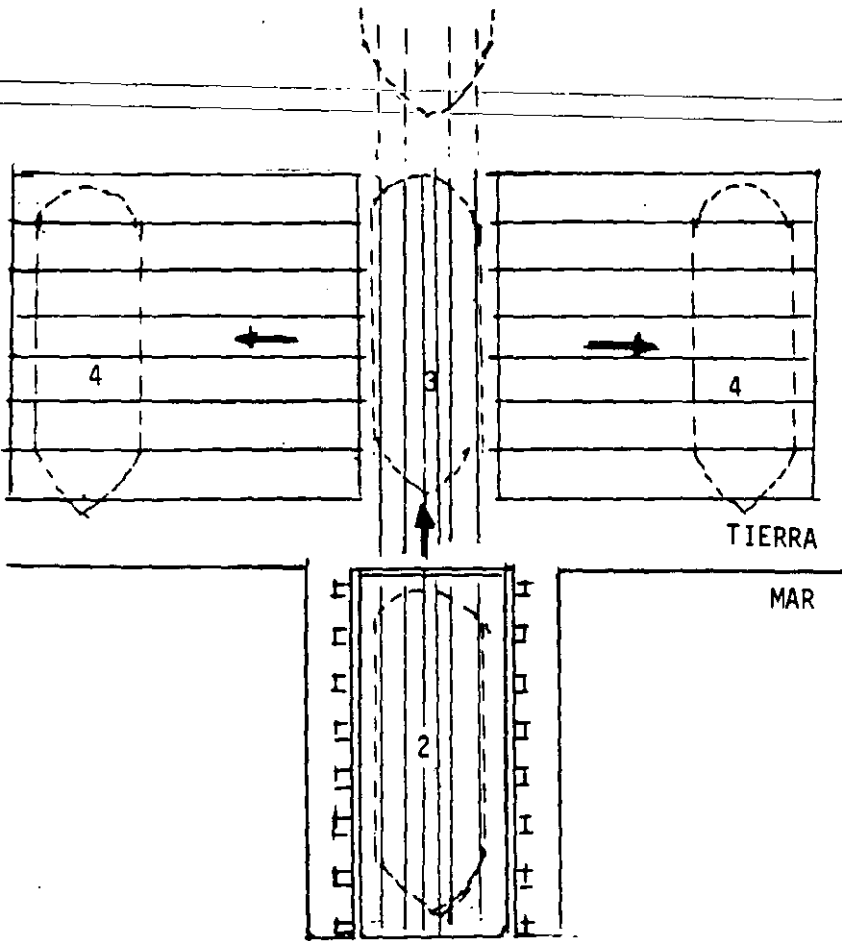




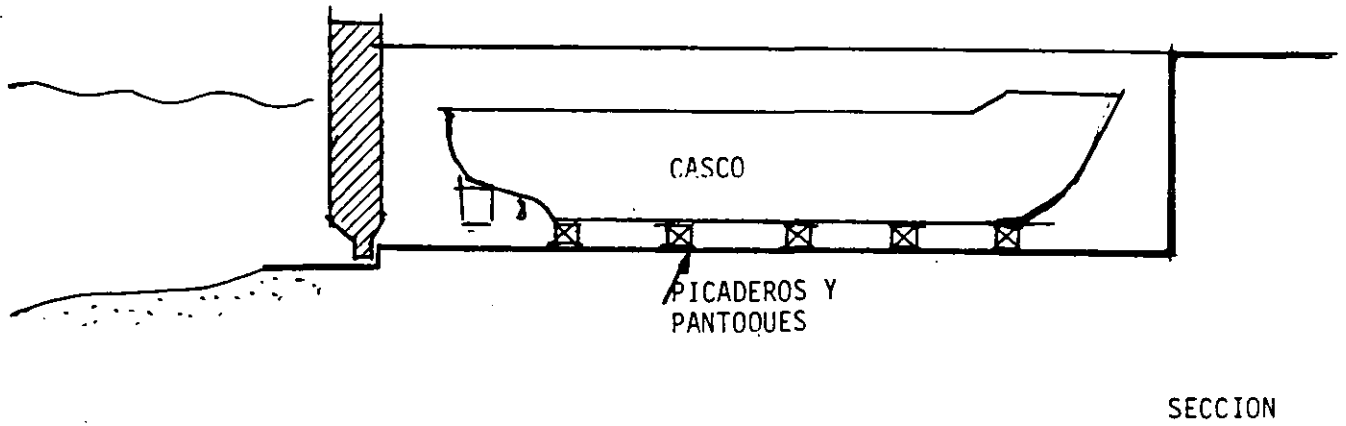
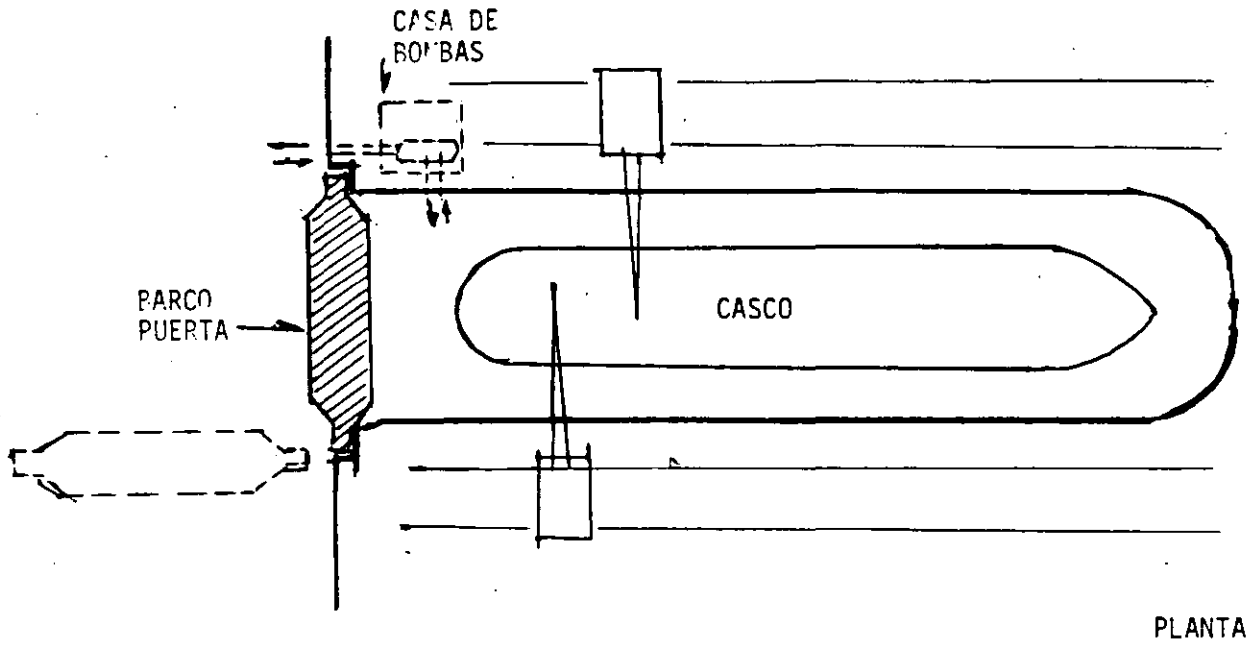
INSTALACIONES PARA REPARACION DE EMPARCACIONES DIQUE FLOTANTE - DEPONENTE.



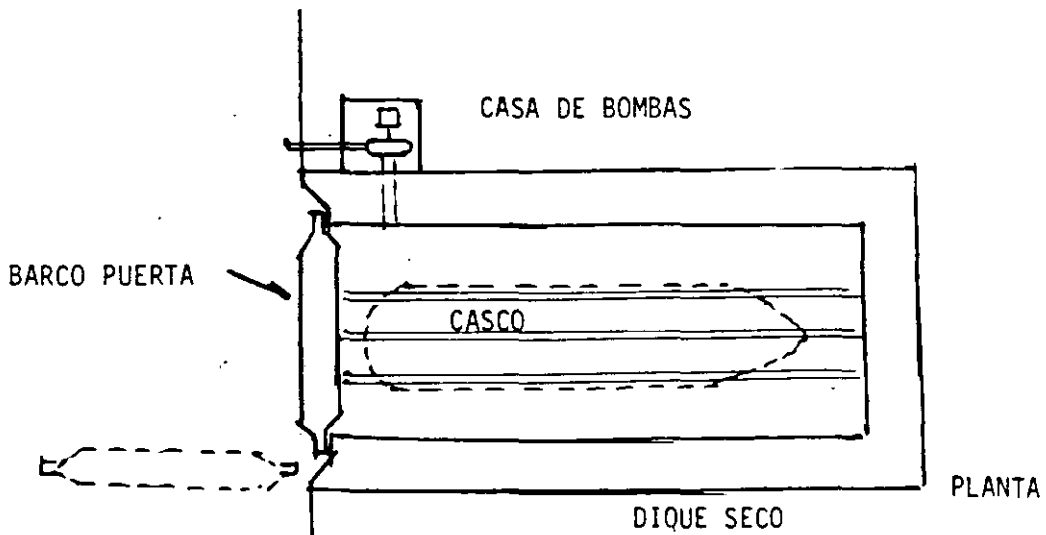
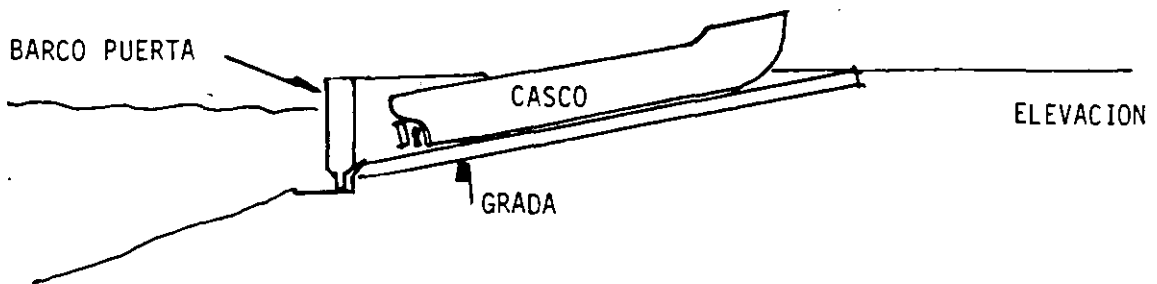
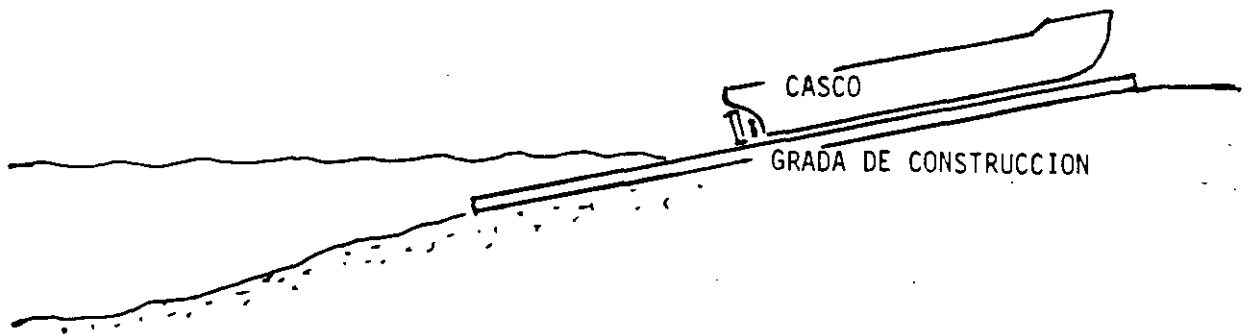
DIQUE FLOTANTE SECCIONADO
- MANTENIMIENTO.



INSTALACIONES PARA REPARACION NAVAL - SINCRONELEVADOR.



INSTALACIONES PARA LA REPARACION DE EMBARCACIONES
- DIQUE SECO



INSTALACIONES PARA CONSTRUCCION NAVAL.



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

C U R S O S A B I E R T O S

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS Y PORTUARIAS

PARTE III.-

ESTRUCTURAS MARITIMAS

ING. LUIS HERREJON DE LA TORRE

INDICE

	PAGINA
INTRODUCCION	1
ALGUNOS TERMINOS USADOS	4
CRITERIOS DE CALCULO	7
ESTUDIOS OCEANOGRAFICOS	10
IMPACTOS DE EMBARCACIONES	21
ESTRUCTURAS DE ATRAQUE	32
SISTEMAS DE DEFENSAS	37
FUERZAS EN LAS AMARRAS	44
ANALISIS DE ESTABILIDAD GENERAL	50
CIMENTACIONES DE PILOTES	61
DUQUES DE ALBA	73
PAREDES DE TABLAESTACA	81
MUROS DE GRAVEDAD	91
EJEMPLOS DE MUELLES NORMALES A LA COSTA Y EN EL L o T	97
MANIOBRAS DE CARGA Y DESCARGA ALEJADAS DE LA COSTA	116
LINEAS DE CONDUCCION BAJO EL AGUA	121
REFERENCIAS	141
NOMENCLATURA	143

I N T R O D U C C I O N

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 normalización 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 construída 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

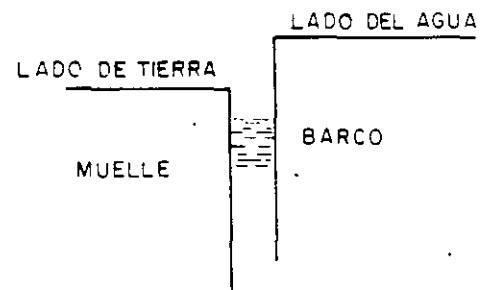
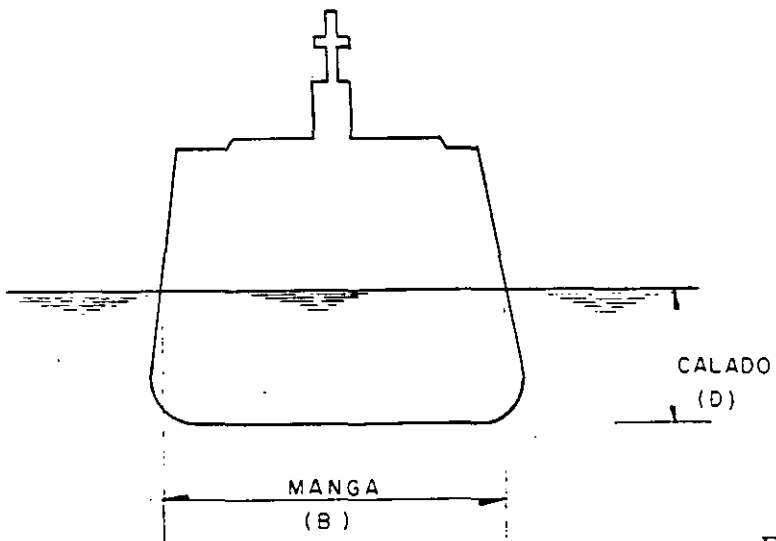
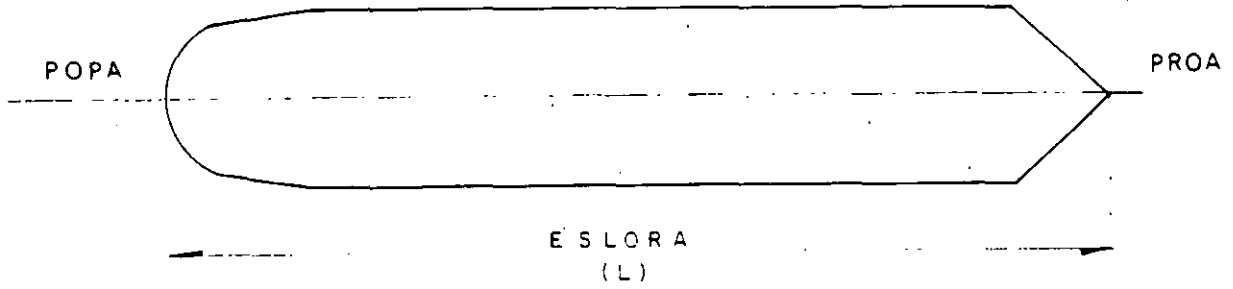
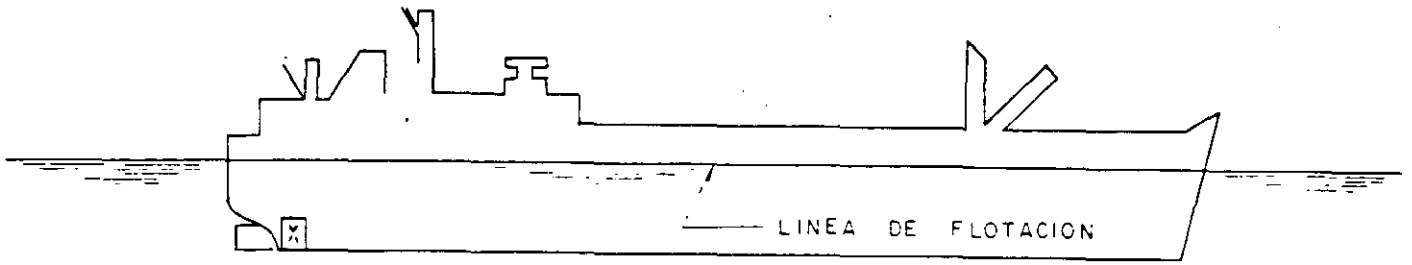


Fig. 1

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

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 ataque.

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.

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 estructura 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

T O P O H I D R O G R A F I A

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 o-- caciones 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 -- instituciones reconocidas en la especialidad.

Para el caso de una línea submarina, se elegirá una localización en que -- el fondo sea los más regular posible, siendo necesario levantar el per-- fil tipo a lo largo del trazo que se elija, así como otros dos perfiles -- adyacentes que tan solo confirmarán las características de la franja ele-- gida, en la cual quedará alojada la tubería y cuya aproximación más que cuantitativa es cualitativa. Tomando en cuenta que los efectos del olea-- je 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.

Normalmente se considera una cuadrícula en el área por levantar y 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 la distancia horizontal entre los sondeos dependerá de la magnitud del área que se le-- vante y puede variar entre 20 m y 100 m dependiendo de la aproximación que se requiera.

V 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. No es recomendable que un barco permanezca amarrado a un muelle con una velocidad del viento mayor a 50 km/hr., siendo que en una monoboya se aceptan hasta 100 km/hr y para las grúas operando solamente 25 km/hr.

Por las razones anteriores, es necesario contar con registros de viento -- reinante o más frecuente y de intensidad máxima ó dominante, los cuales son muy importantes para la orientación de una estructura marítima.

Dichos registros pueden obtenerse de datos estadísticos del lugar o bien recurriendo a las cartas internacionales.

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 para definir el nivel de operación de una estructura marítima.

Estos datos pueden obtenerse de las Tablas de Pedicción de Marcas que publica el Instituto de Geofísica de la Universidad Nacional Autónoma de México.

O L E A J E

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.

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 utilizarán 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 ó 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 de plataformas se recomienda elegir en general una ola con una probabilidad de ocurrencia de 25 años aproximadamente, pero hasta 100 años en el caso de los rompocolas.

También en este caso puede recurrirse a la información aproximada que proporcionan las cartas internacionales.

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 recomendamos: la colocación de corrientómetros en diferentes localizaciones y profundidades, la aplicación de las expresiones teóricas conocidas y las cartas internacionales.

Con base en 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 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 batimétrico 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 socavaciones, tender una línea submarina, etc. ~~En el caso de una línea sub~~

~~Se presentarán recomendaciones dando resultados numéricos~~
~~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).

- Velocidades de las corrientes.

- Variación de mareas.

- 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 ~~construcción~~ *la construcción*
- m) - Equipo necesario.

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

- Fuerzas hidrodinámicas.
- ~~Debe ser específico requerido para la acción de~~ *la acción de* fuerzas hidrodinámicas.
- Esfuerzos ~~destrucción~~ debidos a las fuerzas hidrodinámicas y peso propio, durante la operación y la construcción.
- Estabilidad del terreno
- Fallas probables ~~de construcción~~

C O S T O S Y A S P E C T O S T E C N I C O S

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.

E S T U D I O S E S P E C I A L E S

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

mación será más útil mientras mejores bases tenga, es por ello que los estudios del tipo estadístico 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 piensan construir obras marítimas en el futuro, tal como: velocidad del viento, variación de mareas, corrientes, oleajes, 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.

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) Atrache bajo condiciones normales. Las fuerzas varían de acuerdo con las condiciones de la marea, pero en todos los casos puede considerarse el viento.
- b) Atrache accidental en condiciones no normales o excepcionales.

Es económicamente injustificable diseñar una estructura capaz de soportar una colisión de proa, popa 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, está 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 prevenir 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= 15 cm/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:

$$W = K \frac{LBD}{35} \quad (1)$$

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 $C_1 \frac{W}{2g} (v \text{ sen } \alpha)^2$ y otra longitudinal $C_2 \frac{W}{2g} (v \text{ cos } \alpha)^2$ 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. 2)

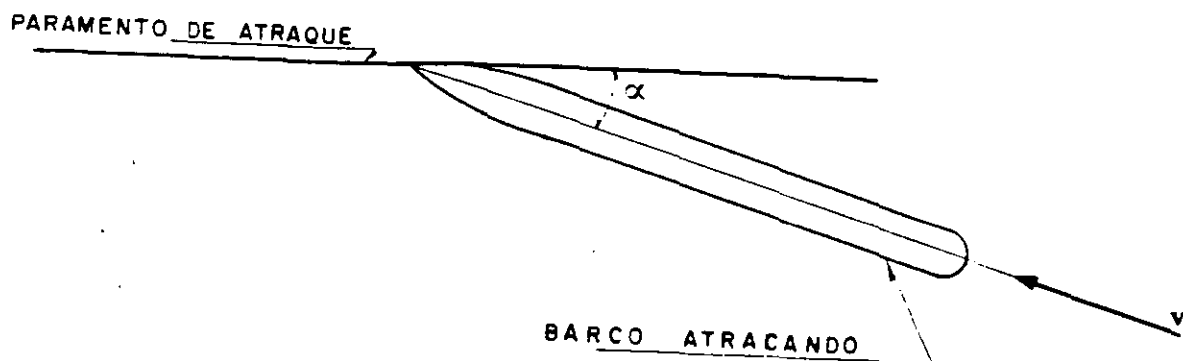


Fig. 2

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 cabos 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 cabos y resistencia del agua. Si después se despega el barco, la tensión de los cabos 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" / 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 indicado en la Fig. 3

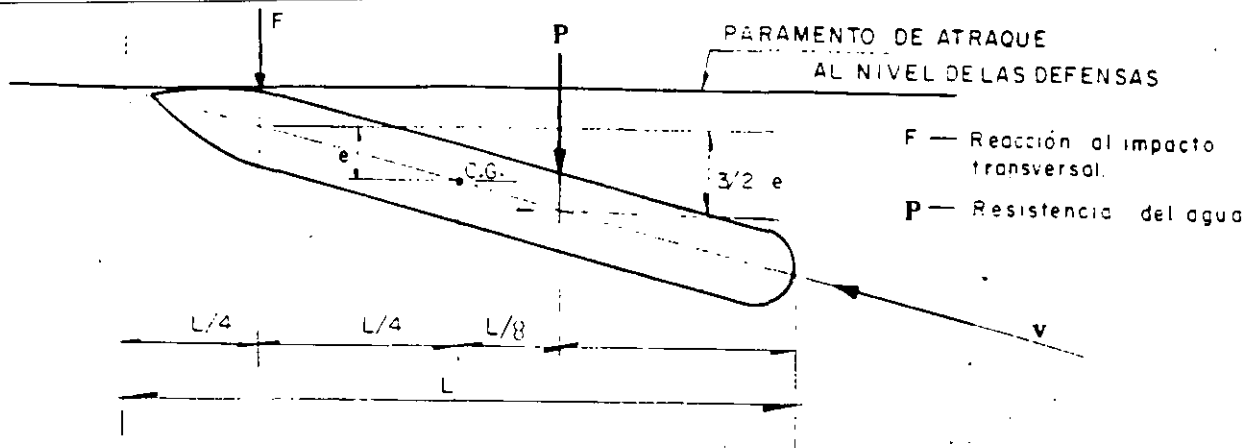


Fig. 3

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

$$\Sigma M_{CG} = 0$$

$$F L / 4 = P L / 8$$

$$P = 2 F$$

$$F = \frac{P}{2} \quad (2)$$

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

$$2 e \bar{a} = v^2 \quad \bar{a} = \text{aceleración del CG}$$

$$v' = v \sin \alpha$$

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

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

$$E_T = m e \bar{a} \quad (3)$$

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

$$F + P = m \bar{a} \quad (4)$$

Sustituyendo (2) en (4)

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

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

Por lo que la energía absorbida por el agua es:

$$E_P = \frac{1}{2} P \left(\frac{3}{2} e \right)$$

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

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

y de (3)

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

Por lo que el impacto solo toma la energía restante, tal y como lo muestra la expresión (5) :

$$E_F = \frac{1}{2} E_T \quad (5)$$

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 (5) estaremos del lado de la seguridad.

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

A. Pagés, en su investigación de impactos oblicuos calculó con una aproximación muy clara que la energía cinética es reducida a la mitad cuan-

do 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 ^{tablas y} 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 como 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.

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 se requieren dragados excesivos para obtener la profundidad necesaria del agua, se localiza el muelle a la distancia necesaria del lado del agua y se unirá 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 de 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 erocamiento 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 monoboyas 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 11, 12, 32, 33, 34 y 35, se muestran algunos ejemplos de muelles del tipo a), de la Fig. 36 a la Fig. 48. algunas instalaciones con muelles de los tipos b) y c) y en las figuras 49 a 52 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. 32, 33, 34 y 35), 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. 12) gaviones o recintos ce-

lulares. Las características del terreno en cuanto

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. 11 y 36 a 48)

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 diques 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.

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 duques de alba que son estructuras especialmente diseñadas para aboserber 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 ambas.

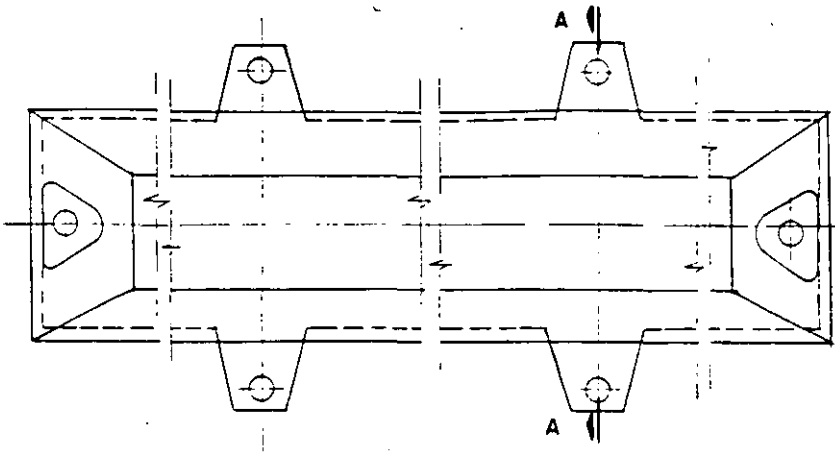
Posiblemente el caso c), es el más aceptado en el caso de quererse absorber energía en una forma sencilla y económica. En general sobre los pilotes se apoya una pantalla de madera y éstos a su vez se apoyan en sus cabezas sobre elementos elásticos como bloques de hule. Casi siempre se prefiere utilizar 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 atraque de grandes embarcaciones.

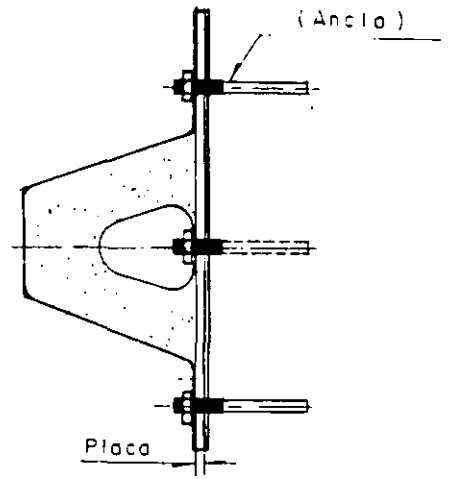
Refiriéndonos al inciso (e) podemos mencionar algunos tipos de defensas en las cuales se aprovecha la resistencia del agua para absorber energía y algunos sistemas poco comunes a base de arreglos complicados de resortes, muelles, pistones, piezas de hule, madera o cualquier elemento elástico que absorben 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 4, 5 y 6 se muestran algunos ejemplos de los tipos de defensas antes mencionados.

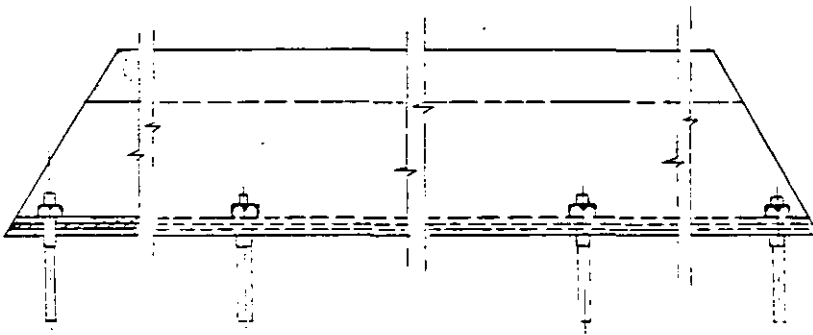


E L E V A C I O N



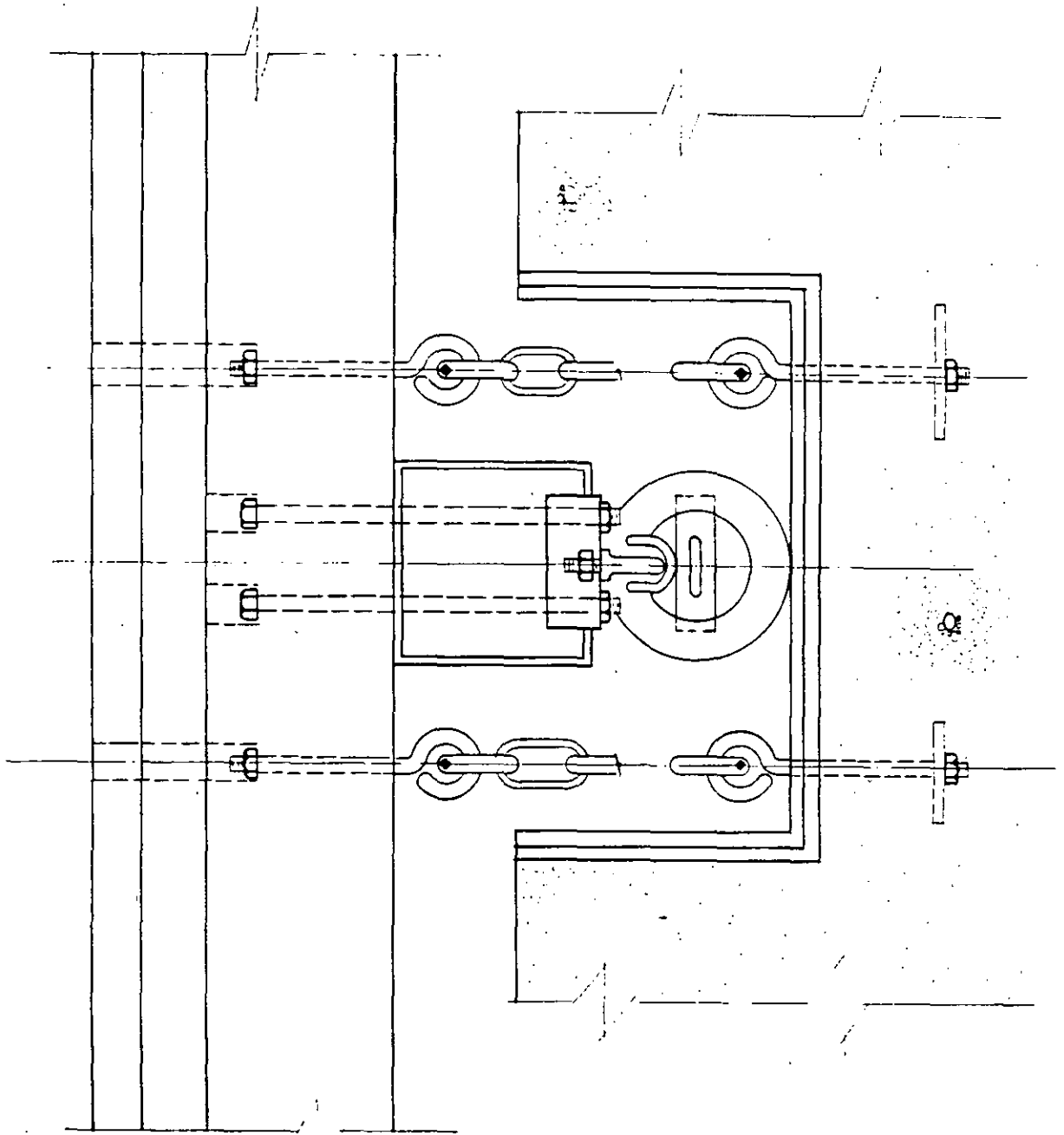
S E C C I O N A - A

Fig. 4



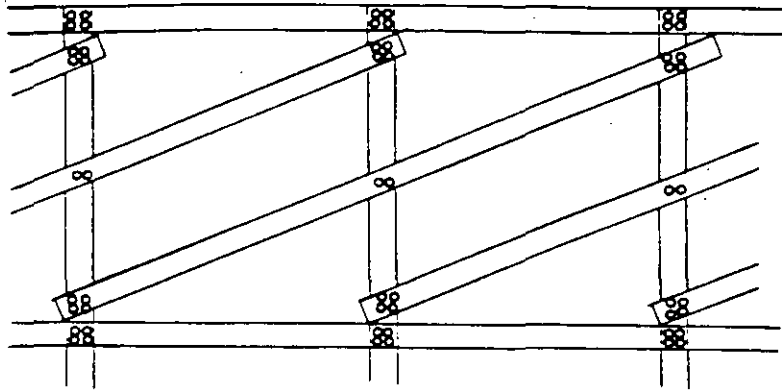
P L A N T A

EJEMPLO DE DEFENSAS FIJAS

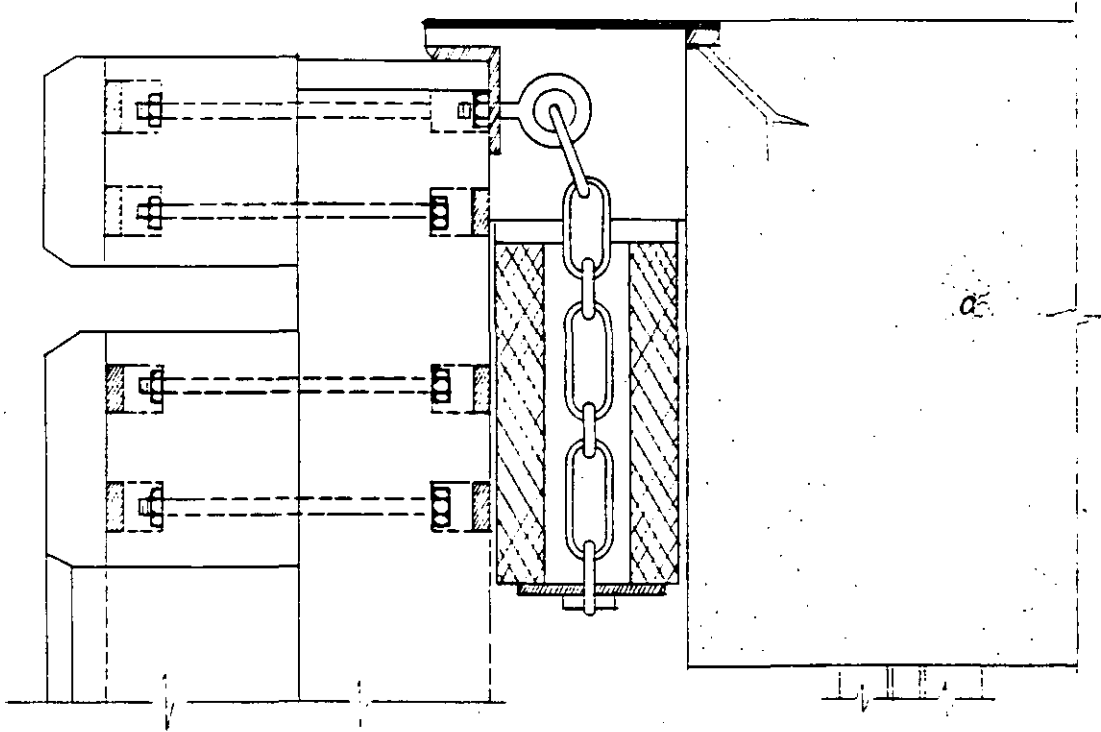


EJEMPLO DE DEFENSAS CON PILOTES

Fig. 5



ELEVACION FRONTAL



S E C C I O N

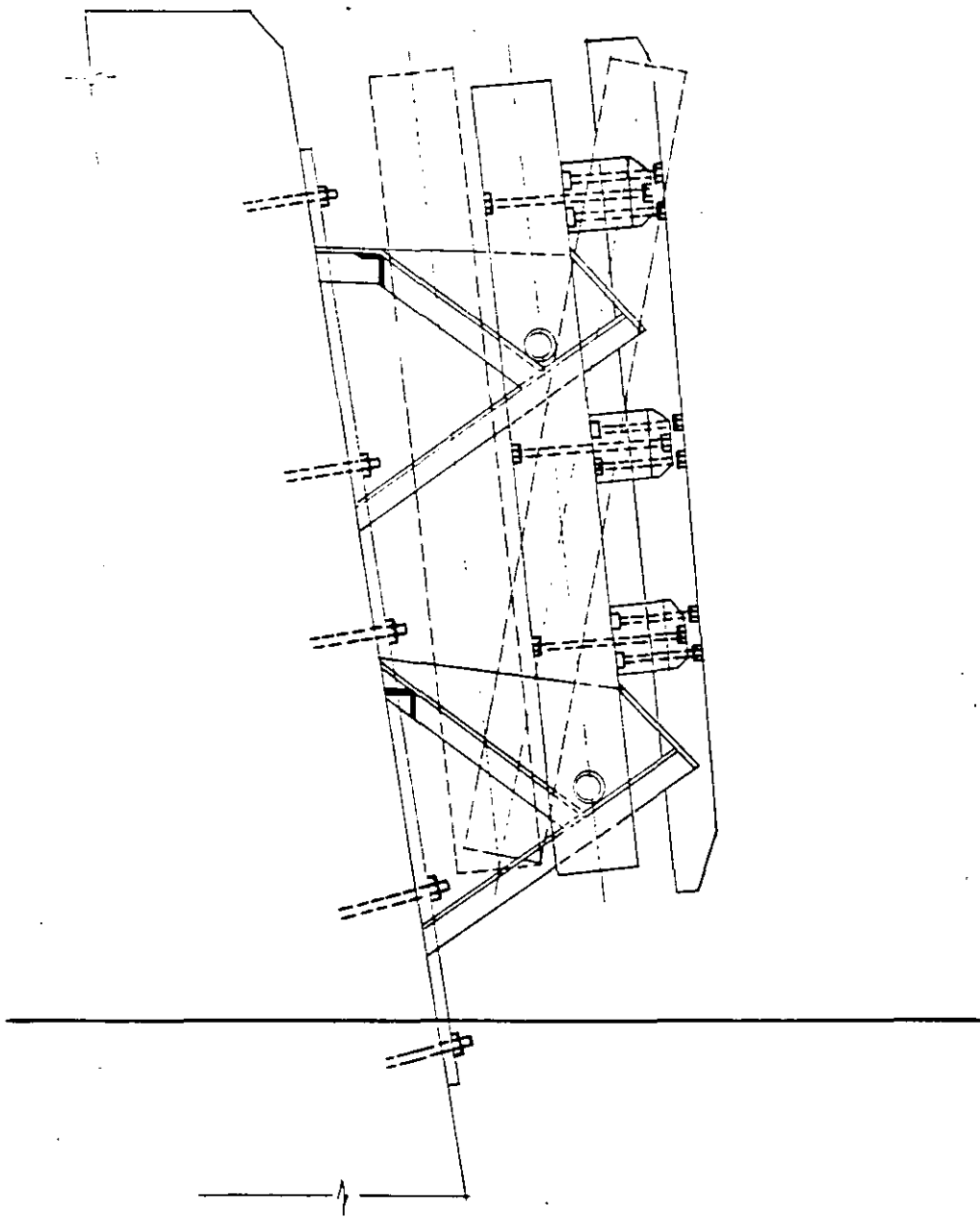


Fig. 6

EJEMPLO DE DEFENSAS DE GRAVEDAD

FUERZAS EN LAS AMARRAS

En la Fig. 7, se muestra en general la posición de las amarras en un barco atracado en un muelle.

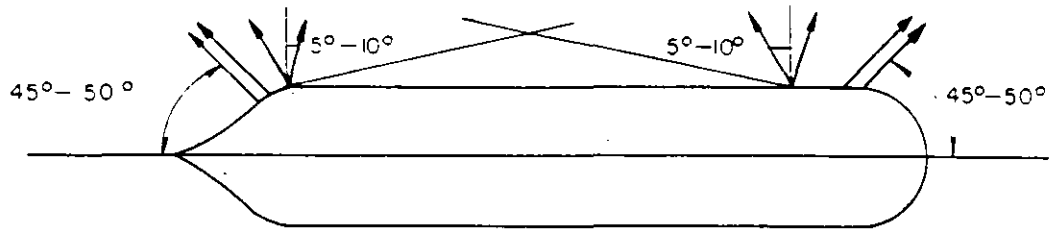
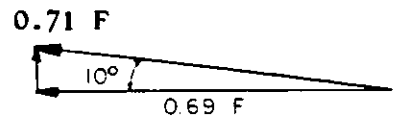
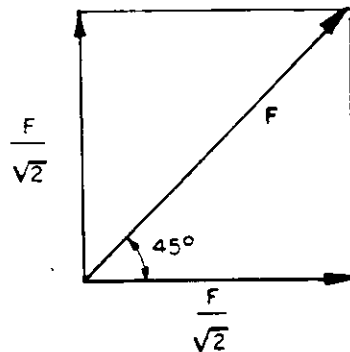


Fig. 7

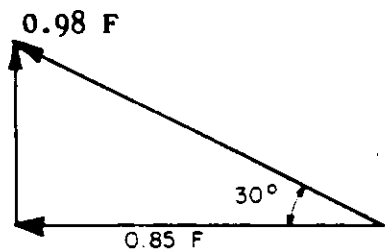
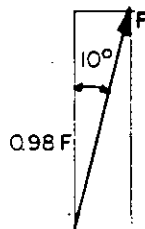
Fuerzas en las amarras de proa y popa (largos)



Fuerza soportada transversalmente = 0.69 Resistencia del cabo

En el diseño se puede utilizar 0.5 Resistencia del cabo

Fuerzas en las líneas de los lados (traveses).



Fuerza soportada transversalmente = 0.85 Resistencia del cabo.

En el diseño se puede utilizar 0.8 Resistencia del cabo.

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

- Efecto del viento y la corriente.

Quando un fluido de velocidad V choca contra una superficie, Fig. 8, se tiene transformación de carga de velocidad en carga de presión.

Si,

P = Presión contra la superficie

C = Coeficiente de arrastre

ρ = Densidad del aire o agua

v = Velocidad del viento o corriente

A = Área del barco expuesta al viento o la corriente

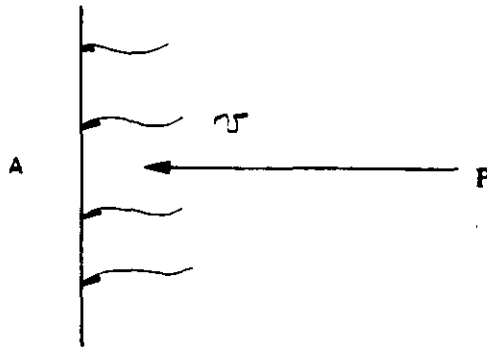


Fig. 8

Teóricamente

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{P/A}{\rho g}$$

Introduciendo el coeficiente de arrastre obtenido de experiencias

$$C \frac{v^2}{2g} = \frac{P/A}{\delta g}$$

$$P = \frac{1}{2} C \delta A v^2 \quad (6)$$

La expresión (6) nos proporciona en forma general, la fuerza ejercida por un fluido con velocidad v al chocar contra una superficie de área A

Viento actuando perpendicularmente al eje de la embarcación. Expresión (7).-

$$P = 1.6 \times 10^{-6} L (H - D + 15) v^2 \quad (7)$$

Donde:

P = Fuerza contra la superficie expuesta en ton.

L = Eslora en la línea de flotación en ft.

H = Altura 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. Expresión (8).-

(8)

$$P = 1.6 \times 10^{-3} A v^2$$

Donde:

- P = 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. Expresión (9).

$$P = 3 \times 10^{-6} A v^2 \quad (9)$$

Donde:

- P = Fuerza contra la superficie en ton.
- A = Area de la superficie mojada en ft²
- v = Velocidad de la corriente en nudos.

Se puede utilizar la fórmula (10) para obtener el área de la superficie mojada.

$$A = 15.6 v \sqrt{WL} \quad (10)$$

En donde:

W = Desplazamiento en toneladas

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.

La velocidad máxima del viento para que un barco pueda atracar es 12.5 a 15 m/seg. y una fórmula confirmada sobre un modelo en Francia es la de la expresión (11):

$$P = kA (v-u)^2 \quad (11)$$

Donde:

$$K = 60 \times 10^{-2}$$

P - Fuerza del viento en kg

A - 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 con la expresión (12)

$$P = K'A'U^2 \quad (12)$$

$$K' = 60$$

A' = Area 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.

ANALISIS 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.

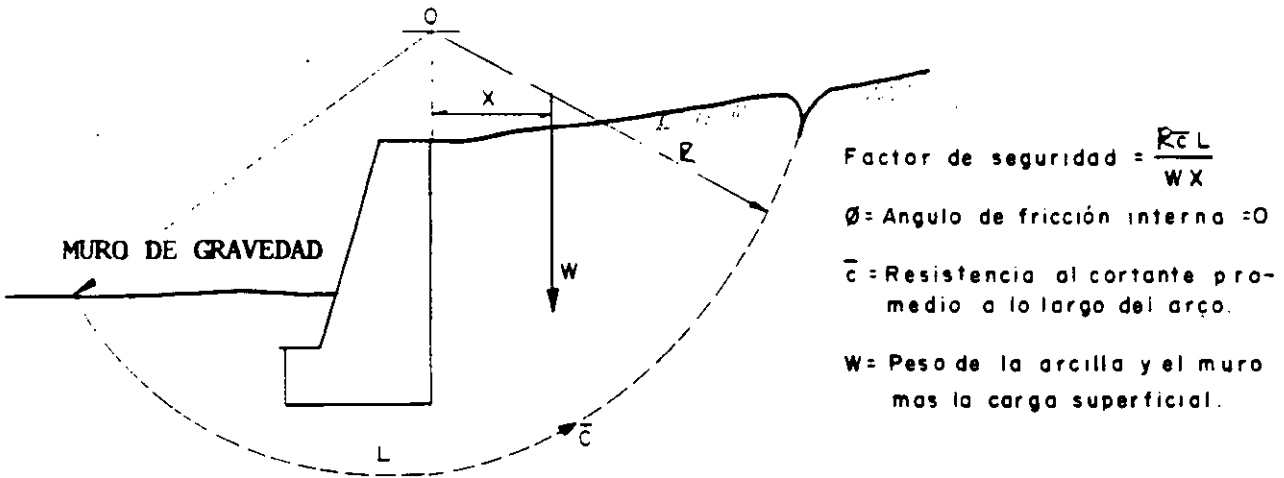
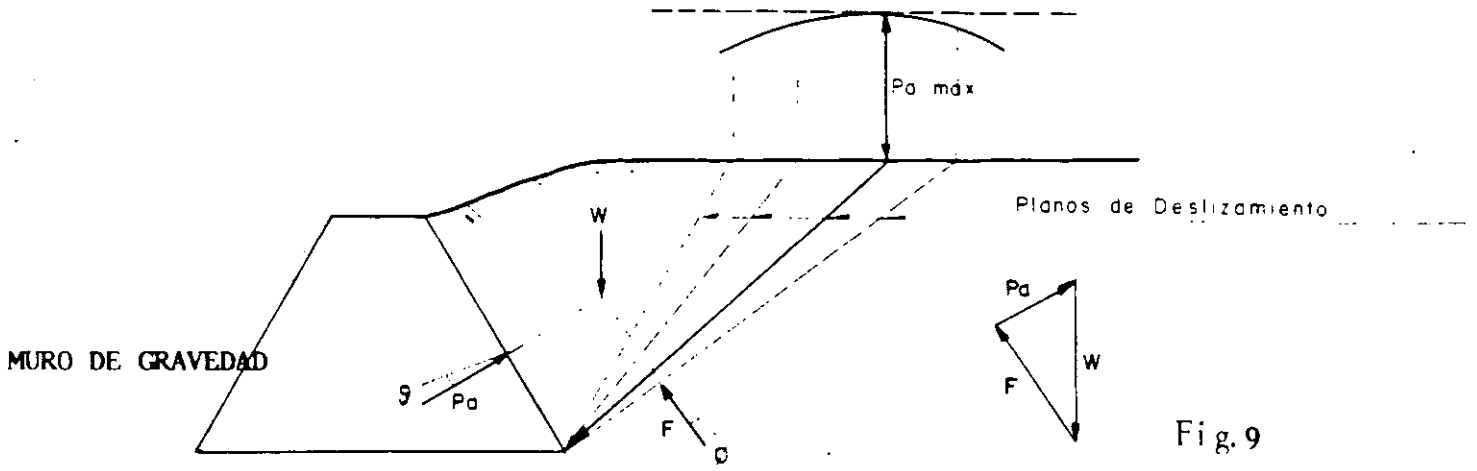
Casos de suelos no cohesivos - Teoría de la cuña.-

Suponiendo varios planos de deslizamiento, se puede por equilibrio, obtener la fuerza sobre el muro y graficar los resultados para llegar al valor máximo de ésta (Fig. 9)

En la ref. (3) se dan valores de ϕ y θ

Suelos cohesivos.-

Mostraremos en forma simplificada algunos ejemplos y posteriormente daremos una explicación más general de las bases de Geotécnica requeridas. En todos los casos se procede por tanteos, suponiendo círculos de falla (Figuras 10, 11 y 12) (Ref. 3).



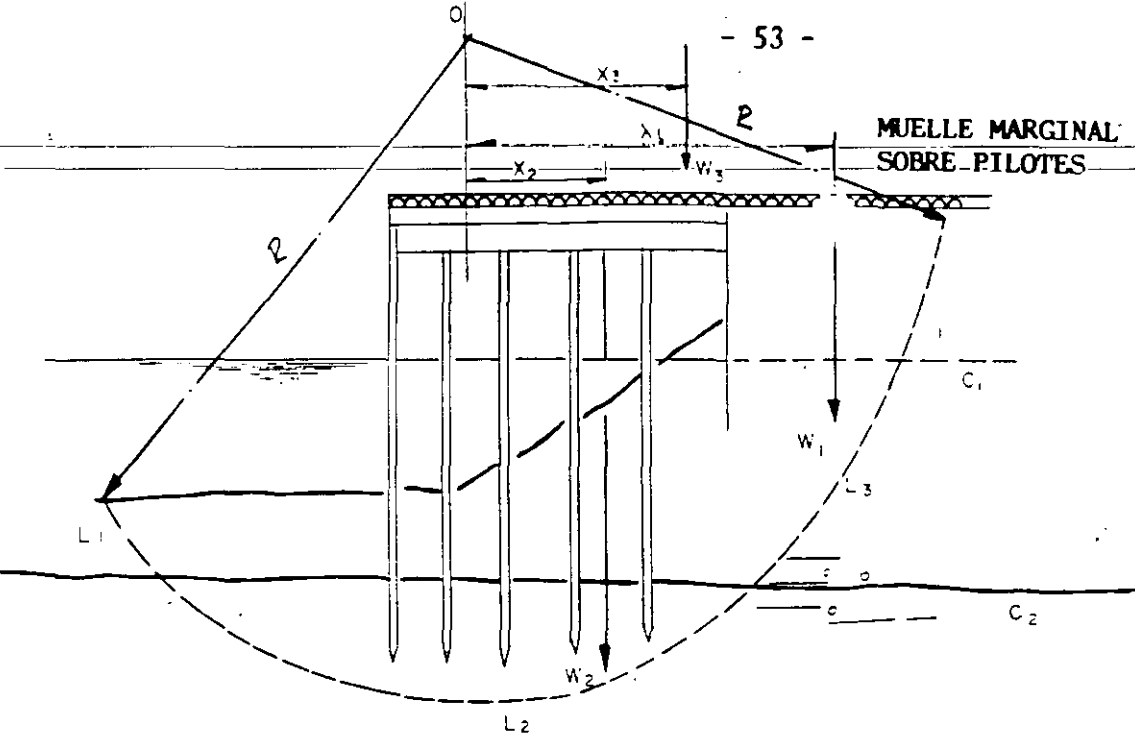


Fig. 11

FACTOR DE SEGURIDAD

$$= \frac{2 [C_1 (L_1 + L_3) + C_2 L_2]}{W_1 X_1 + W_2 X_2 + W_3 X_3}$$

$\phi = 0$

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.

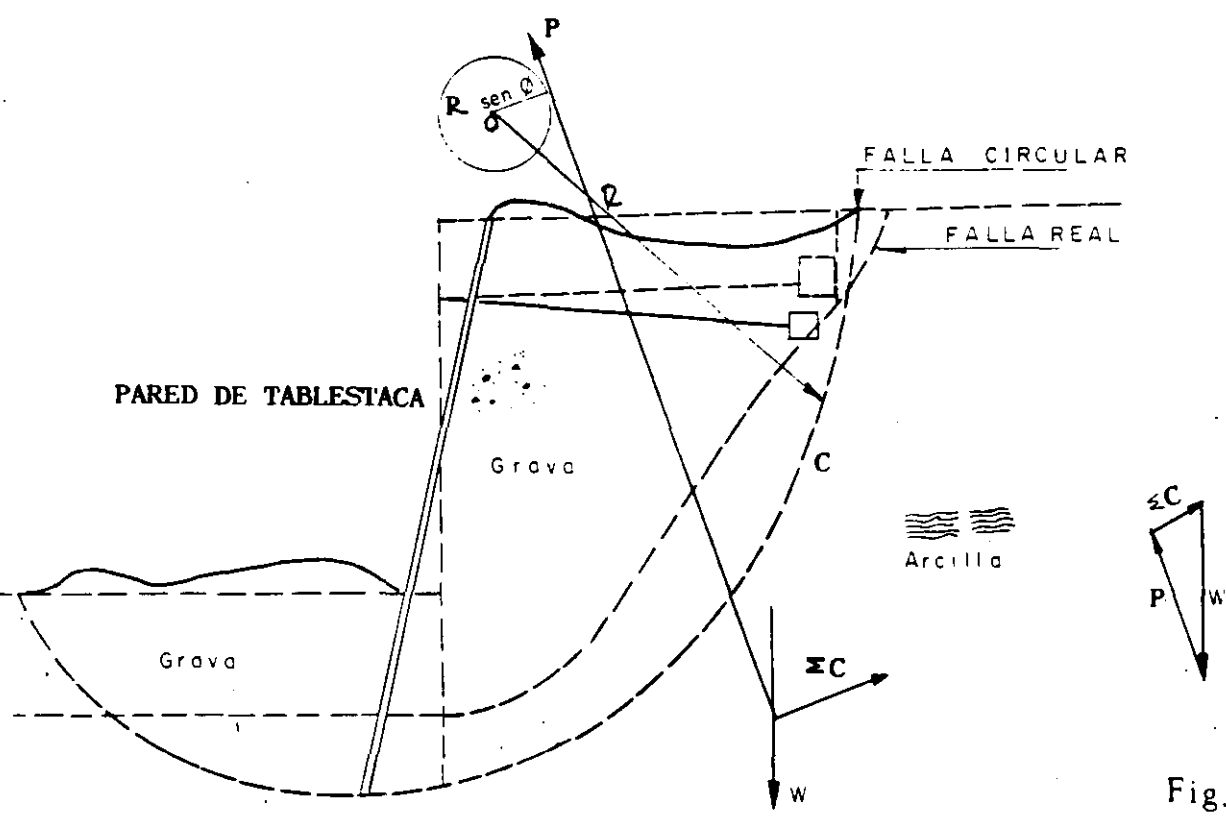


Fig. 12

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 $a b c$ localizada arriba de línea de falla circular $a c$, desliza alrededor del centro "o" de este arco (Fig. 13).

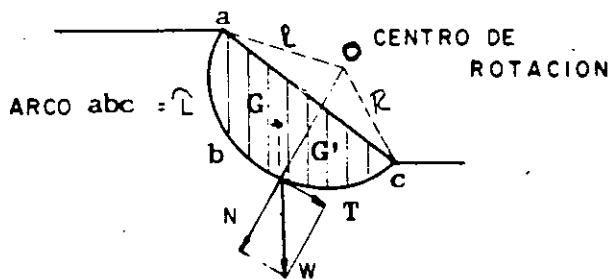


Fig. 13

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

- a) Considerar el centro de rotación para la falla "o".
- b) La cuña deslizante $a b c$ se divide con líneas verticales en un cierto número de segmentos, quizás 10 ó 12.

c) El peso de cada segmento se determina y se considera actuando en la proyección G' del centro de gravedad G del segmento sobre la línea de falla y se descompone en una fuerza normal N pasando por el centro de la rotación y una fuerza tangencial T actuando en dirección normal a N . Para calcular el peso de la cuña $a b c$ 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 G', 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 su mando las fuerzas resistentes, el total sería $\tan \phi \Sigma N + c \hat{L}$, donde \hat{L} es la longitud total de la línea de falla a b c, entonces el factor de seguridad -- verdadero es:

$$\text{Factor de seguridad} = \frac{\tan \phi \Sigma N + c \hat{L}}{\Sigma T} \quad (II)$$

El mismo resultado se obtiene relacionando los momentos de las fuerzas -- resistentes y desplazantes alrededor del centro de rotación tal como se muestra en las figuras 10 y 11.

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 J' dentro de la masa del suelo, se considera cargado con la ordenada $J J'$ en la fig. 14. 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. 14

El método aceptado generalmente para calcular el factor de 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 $\pm T$ 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.

Para localizar aproximadamente el centro de rotación, los ángulos α y β (fig. 15), 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 (θ)	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°

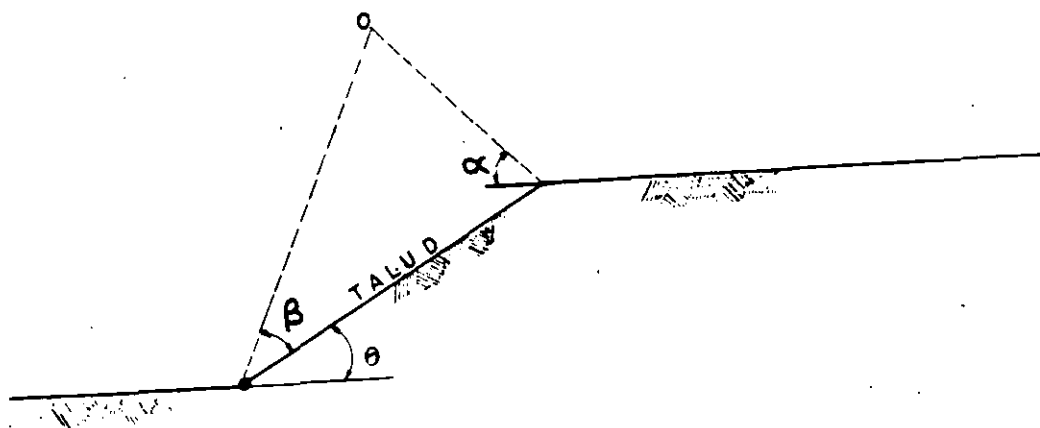


Fig. 15

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 16). En la Fig. 12 se sigue este procedimiento.

La reacción en cada dovela, forma un ángulo ϕ con el radio y por lo tanto tiene un brazo de momento $R \sin \phi$ 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 abc . Si el esfuerzo cortante C_m es constante a lo largo del arco deslizante $\widehat{abc} = \widehat{L}$, su resultante será $\bar{L} C_m$, donde \bar{L} es la longitud de la cuerda \overline{ac} y es paralela a ésta. El brazo r 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.

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

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

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 está en equilibrio bajo la acción de las siguientes fuerzas:

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

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 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 r de O y es paralela a la cuerda ac en un punto Q .

La reacción P pasa a través del punto Q y es tangente al círculo

Los valores de \bar{L}_{cm} y P 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.

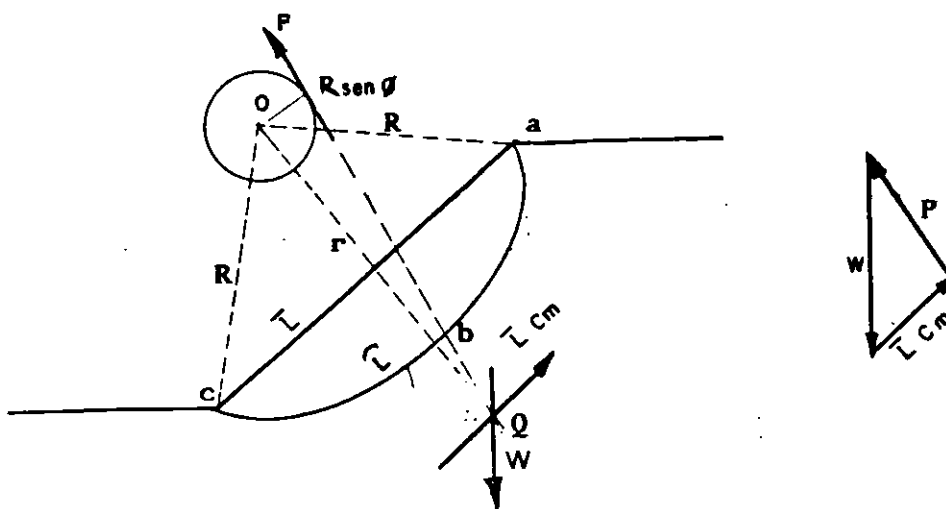


Fig. 16

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 a 45° (fig. 17).

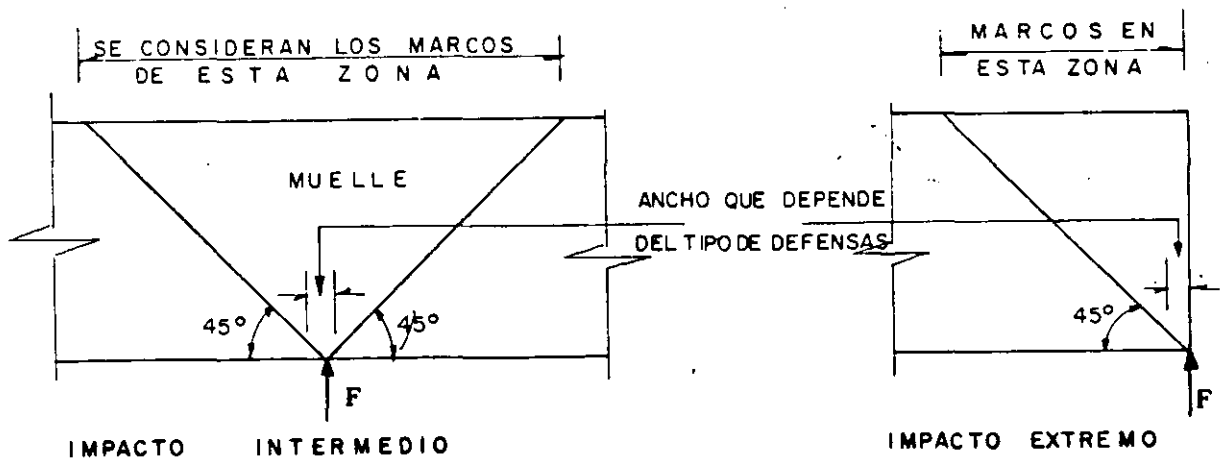


Fig. 17

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.

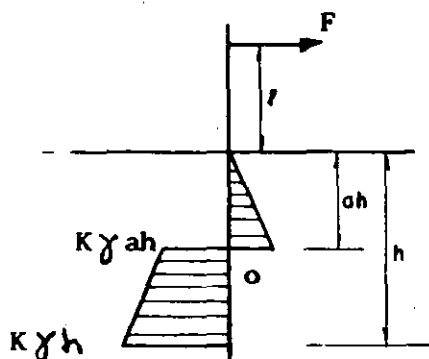
En todos los casos los marcos extremos se encuentran en las condiciones más desfavorables, por lo que frecuentemente es conveniente colocar pilotes inclinados.

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 de 5ft 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. 18).



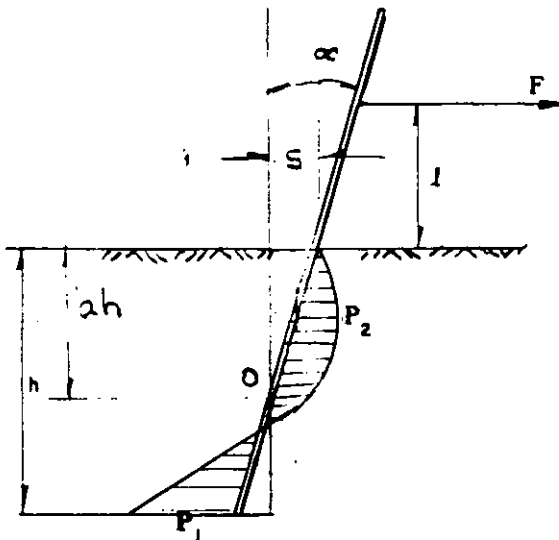
γ = Peso específico

k = Coeficiente del terreno

F = Fuerza lateral

Fig. 18

En suelos homogéneos de naturaleza suave se puede suponer que el pilote se conserva recto, y el desplazamiento a una profundidad x es $s \left(1 - \frac{x}{ah}\right)$ en donde s es el desplazamiento en la superficie, con lo que resulta, Fig. 19



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

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

$$p_1 = 6 \frac{Fn}{hd}$$

$$p_2 = \frac{a}{4(1-a)} p_1 \quad (13)$$

donde el pilote

$$a = 0.75 - 0.25$$

$$\text{para } \frac{l}{h} = 1.00 - 0.25$$

Fig. 19

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 $0.3 ah \sin \alpha$ 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. 20.

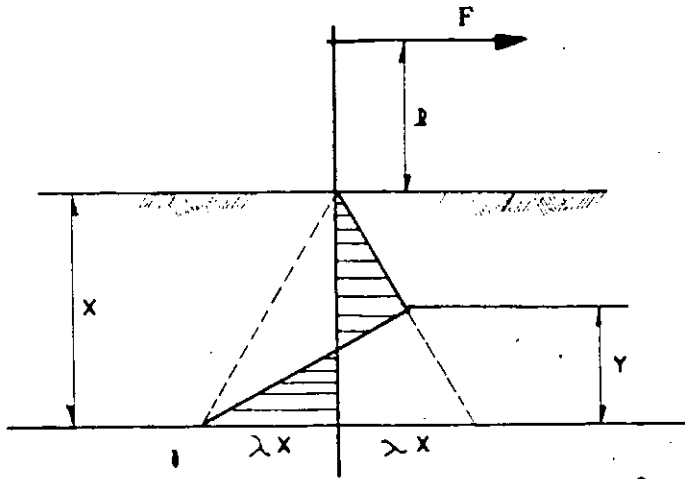


Fig. 20

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

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

$$\lambda = \lambda_p - \lambda_q$$

$$\lambda_p = \gamma \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\lambda_q = \gamma \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

ϕ = Angulo de fricción interna

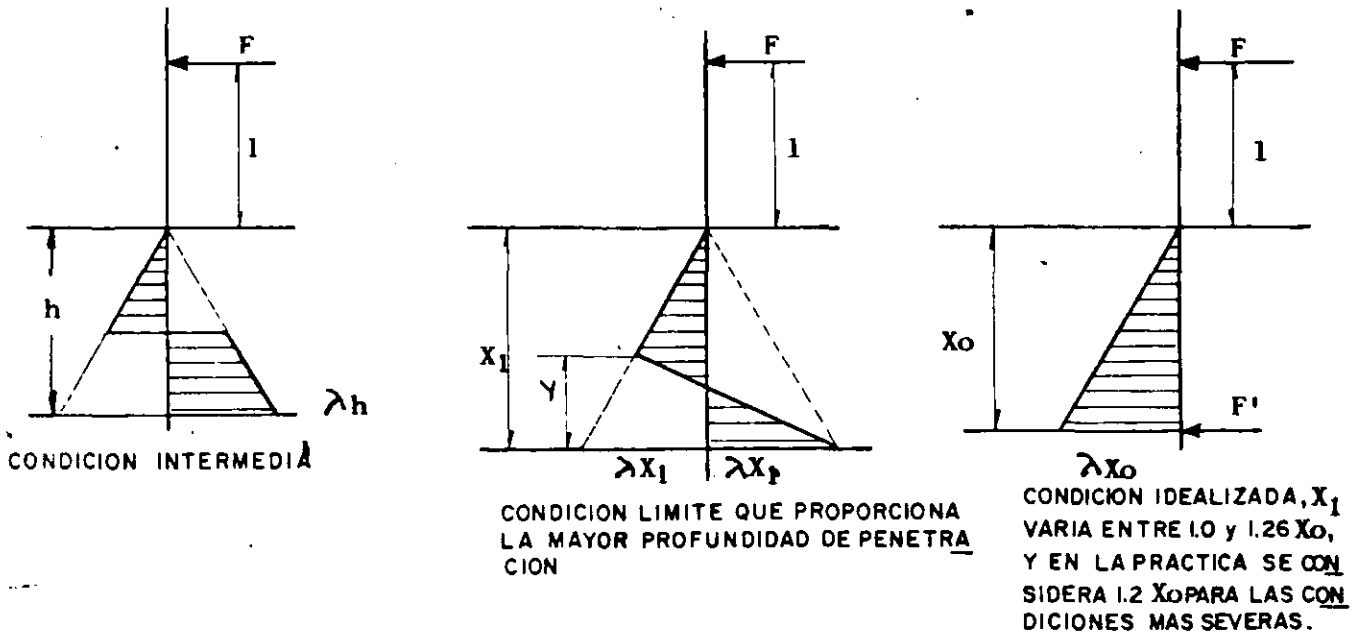
γ = Peso específico

Si el terreno es pobre y la punta se hincó en un material, 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. 21

Tomando equilibrio de momentos respecto al extremo inferior en el 2o. y 3er diagrama, suma de fuerzas igual a cero en el 2o. diagrama, se obtuvo sin tomar en cuenta las cuñas laterales (Fig. 21), las siguientes relaciones :

$\frac{1}{X_1}$	0.250	0.500	0.750	1.000	2.000
$\frac{1}{X_0}$	0.300	0.606	0.916	1.227	2.400
$\frac{X_1}{X_0}$	1.200	1.212	1.221	1.227	1.240

Por lo que aparece apropiado tomar

$$\frac{X_1}{X_0} = 1.20 \quad (15)$$

Se puede demostrar experimentalmente que pueden considerarse cuñas laterales en la siguiente forma (Fig. 22).

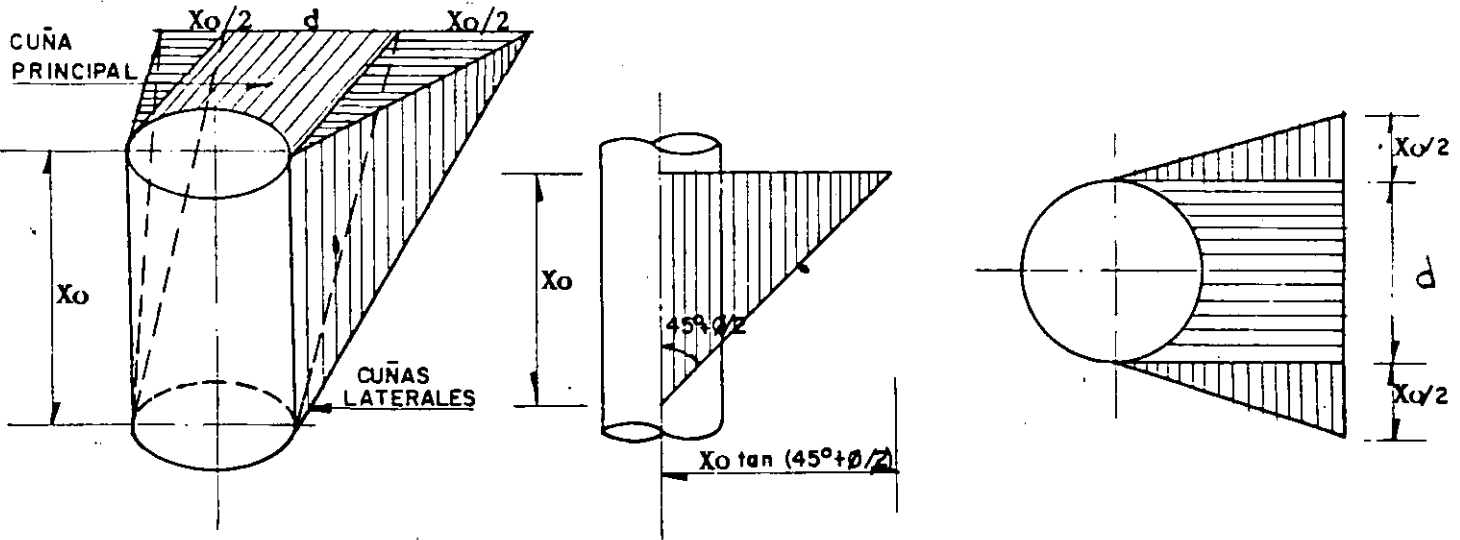


Fig. 22

Con lo que se obtienen los siguientes diagramas:

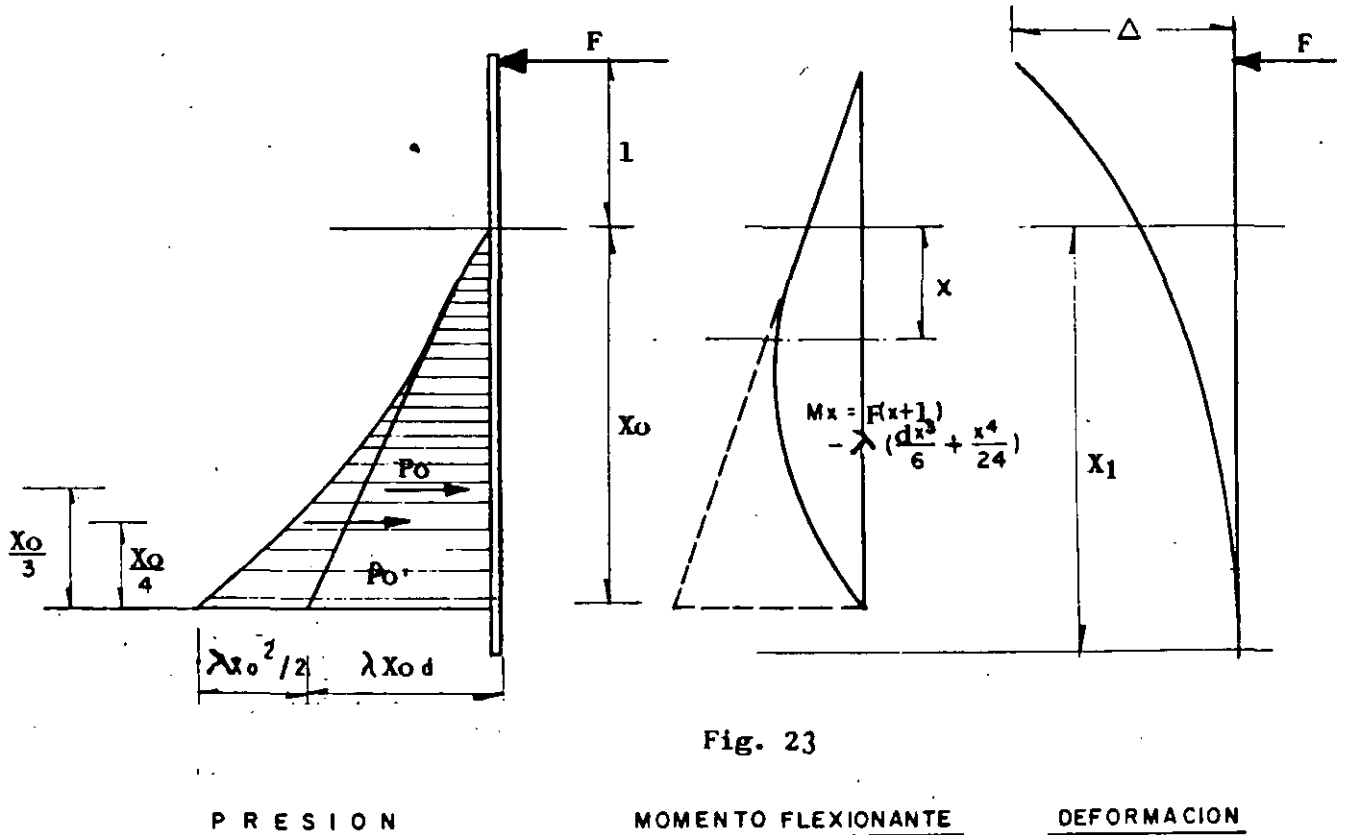


Fig. 23

PRESION

MOMENTO FLEXIONANTE

DEFORMACION

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 θ , principalmente en materiales como arena. Algunos experimentos indican que este ángulo depende de la 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. (24).

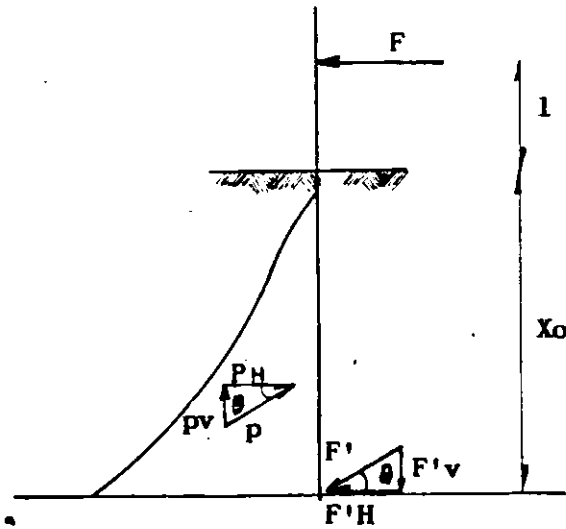


Fig. 24

Si existe la posibilidad de realizar pruebas de campo sobre dos pilotes de prueba separados o que formarán parte de la misma estructura, cargándolos lateralmente hasta llegar a mover el terreno, se obtienen los valores de la carga F 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 pueden 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:

$$2P = \frac{u W_1 H_1}{S + q \tan \phi} \quad (16)$$

en donde:

P = Carga de seguridad (ton)

W_1 = Peso del martillo (ton)

H_1 = Altura de caída (in)

s = Hincado permanente (in)

U = Proporción efectiva de energía de hincado

$$U = \left(0.3 + \frac{W_1}{SW} \right)$$

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

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)

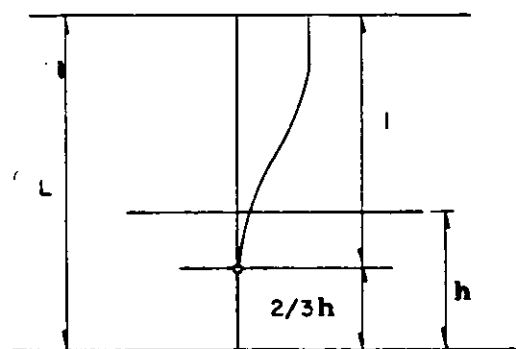
p = Perímetro del pilote

W = Peso del pilote

Angulo de fricción ϕ	20°	25°	30°	35°	40°	45°
Valores de m	3.2	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. 25

En la ref. 3 se dice:

Para pilotes de punta tómesese 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

la articulación inferior, puede no coincidir con la longitud al punto de fijación L_r que Cummings ha obtenido como: Expresión 17.

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

K - Coeficiente no dimensional para el cual él sugirió 0.005 para arena muy densa. Para el 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 corte 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 la resistencia en la punta más bien que por la fricción en la superficie del pilote, siempre y cuando éste se encuentre 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 mina

das 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. 26)

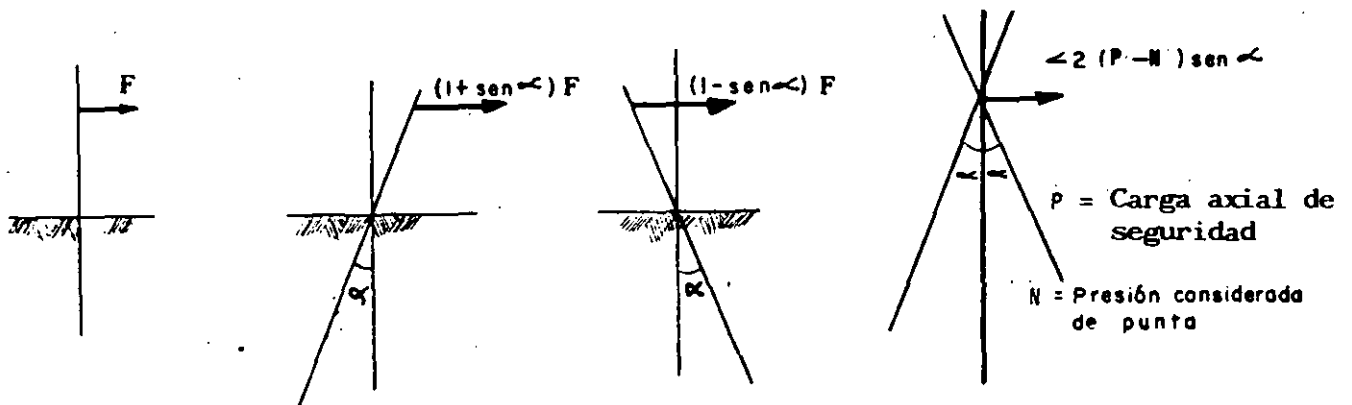


Fig. 26

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 a considerar durante el análisis de un duque de alba son: la elasticidad y 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 verticales puede estar constituido de uno o varios de éstos.

Según se ha explicado, puede considerarse aproximadamente el punto de fijación localizado a 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 la fuerza horizontal debida al impacto de la embarcación. Si dicha fuerza es F y la longitud del cantiliver l , la deformación máxima será $\Delta = Fl^3/3EI$ y el trabajo hecho por la fuerza sobre el pilote igual $\Delta F/2$. E representa el módulo de elasticidad del material del pilote. Si la energía de la embarcación es $Wv^2/2g$, siendo W el tonelaje de desplazamiento del barco y v la componente de la velocidad normal al paramento de atraque, solo se transmitirá al duque de alba una fracción ($\eta < 1$) que depende del criterio utilizado. Expresión (18).

$$\eta \frac{Wv^2}{2g} = E_f$$

$$\frac{\Delta F}{2} = \frac{F^2 l^3}{6 EI} = \eta \frac{W v^2}{2g} = E_f \quad (18)$$

$$F = \sqrt{\eta \frac{W}{g} \frac{3EI}{l^3}} v$$

Si se tienen varios pilotes de longitud l_i y de la misma sección, es decir $I = \text{constante}$, unidos a un cabezal rígido, estos reciben una fuerza lateral F_i que se obtiene de la siguiente manera Expresión (19):

$$F_i = \frac{k_i}{\sum k_i} \sum F_i$$

en donde $k_i = \frac{12 EI}{l_i^3}$

absorbiendo el conjunto de estos la energía del impacto

$$E_F = \frac{1}{2} (\sum F_i) \Delta = \frac{(\sum F_i)^2}{2 (\sum k_i)}$$

$$\sum F_i = \sqrt{2 E_F (\sum k_i)}$$

obteniéndose la fuerza lateral

$$F_i = \sqrt{\frac{2 E_F}{\sum k_i}} k_i \quad (19)$$

y el momento flexionante

$$M_i = \frac{F_i l_i}{2} = \sqrt{\frac{E_F}{2 \sum k_i}} k_i l_i$$

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

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

A menudo los esfuerzos estructurales calculados cuidadosamente no ten-- drán validez con un diseño inadecuado de las defensas. Es muy peligroso ase-- gurar tramos de hule pesados y de extremos angulosos a las defensas, puesto que ponen en peligro su funcionamiento. Para tomar el primer impacto, es con-- veniente utilizar espirales de cable pesadas o madejas de cable viejo suspen-- didas.

El Doctor Blum recomienda, por economía, duques de alba de la mayor fle-- xibilidad posible para absorber la energía con la máxima deformación y por - lo mismo con la menor fuerza. De manera muy amplia, estudia las secciones - más convenientes y económicas y recomienda, especialmente, las secciones en cajón o en caso de no ser muy costosas, tubos huecos. En general, este tipo de pilotes no llevarán contraventeo y éste sólo se pondrá en el cabezal.

Las estructuras de madera fueron muy usadas con excelente eficacia, no obstante, un duque de alba flexible de acero, es superior en vida útil a uno de madera.

Existen desarrollos para demostrar que es más efectivo absorber ener--

gía con pilotes inclinados, que se deforman longitudinalmente, que con pilotes verticales y contravento superior, pero esto no siempre está de acuerdo con los resultados prácticos.

En los desarrollos anteriores hemos considerado impactos centrados en las estructuras de los duques de alba; pero es muy importante en algunos casos considerar la torsión alrededor del centro de rigidez tal y como se presenta a continuación.

Dependiendo del tipo y distribución de las defensas, así como de la curvatura en el casco de la embarcación, la fuerza del impacto (F) actúa normalmente con cierta excentricidad (e) respecto al centro de rigidez o de torsión (CT) de la estructura del duque de alba (Fig. 27)

También consideramos en el análisis el efecto de fricción ($0.5F$) sobre el paramento de atraque, la cual actuará hacia uno u otro lado dependiendo del atraque.

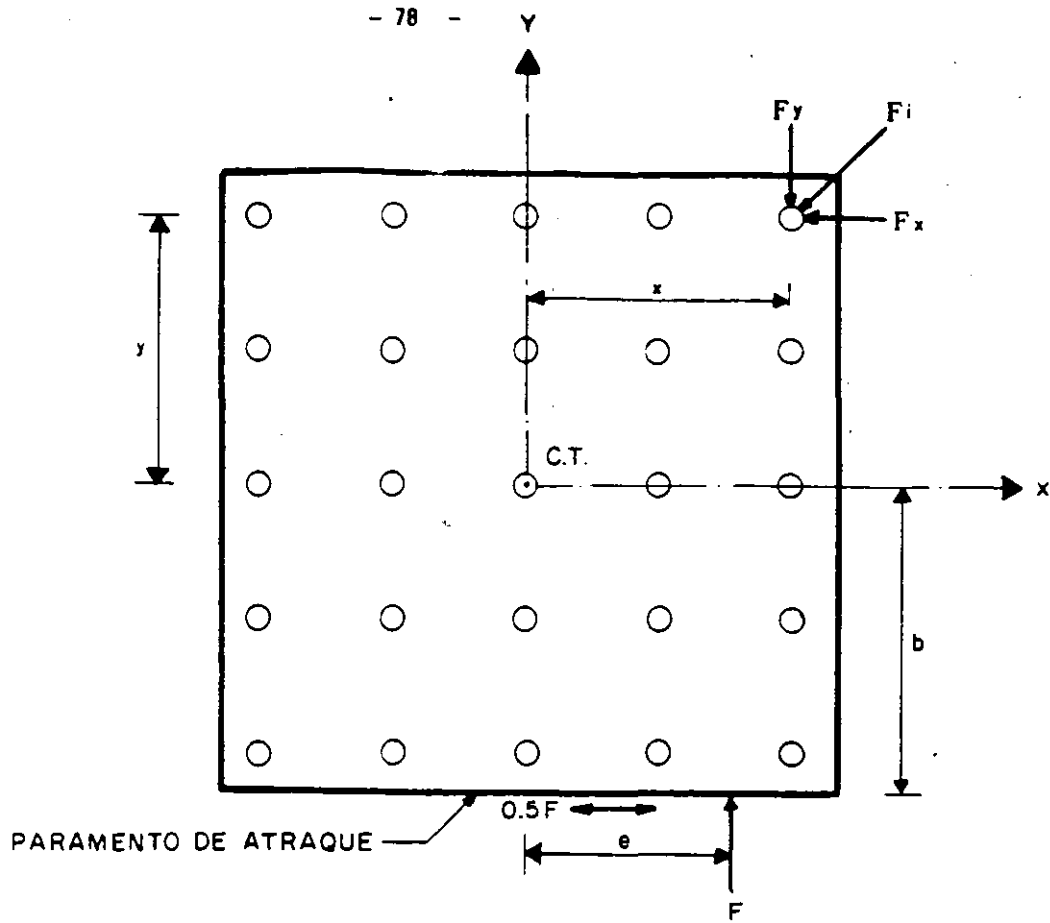


Figura 27

Los pilotes tienen rigideces k_x y k_y en las direcciones X e Y, siendo el momento polar de inercia de las rigideces respecto al centro de torsión el siguiente:

$$J = \sum k_y x^2 + \sum k_x y^2$$

Por equilibrio, las componentes de la reacción de dichos pilotes en las direcciones X e Y son: Expresion (20)

$$F_x = \left[\frac{0.5 F}{\sum k_x} + \frac{F e + 0.5 F b}{J} y \right] k_x \quad (20)$$

$$F_y = \left[\frac{F}{\sum k_y} + \frac{F e + 0.5 F b}{J} x \right] k_y$$

y la reacción total

$$F_i = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$$

Considerando un comportamiento elástico lineal de la estructura y las defensas, $F = k \Delta$, en donde k es la rigidez y Δ el desplazamiento, la energía de deformación será:

$$E_F = \frac{1}{2} F \Delta = \frac{F^2}{2K}$$

y por consiguiente la fuerza de impacto puede obtenerse con la expresión;

$$F = \sqrt{2KE_F}$$

si K_D es la rigidez de las defensas, la rigidez del sistema sera: Expresion (21)

$$K = \frac{1}{\frac{1}{K_D} + \frac{1}{ky} + \frac{e^2}{J}} \quad (21)$$

Tal y como se presenta en la figura 28, si el terreno permite el empotramiento de pilotes verticales y el cabezal es rígido:

$$k_i = \frac{12EI}{l^3}$$

en donde: I - Momento de inercia de la sección del pilote.

l - Longitud entre apoyos.

E - Módulo de elasticidad.

si el extremo superior está libre, trabajará como cantiliver:

$$k_i = \frac{3 EI}{l^3}$$

En el caso de pilotes inclinados se tiene:

$$k_i \rightarrow \infty$$

$$y \quad k = k_D$$

Es decir, se considera que las defensas absorben toda la energía y transmiten el impacto a la estructura, el cual es a su vez resistido por los pilotes que trabajan a carga axial

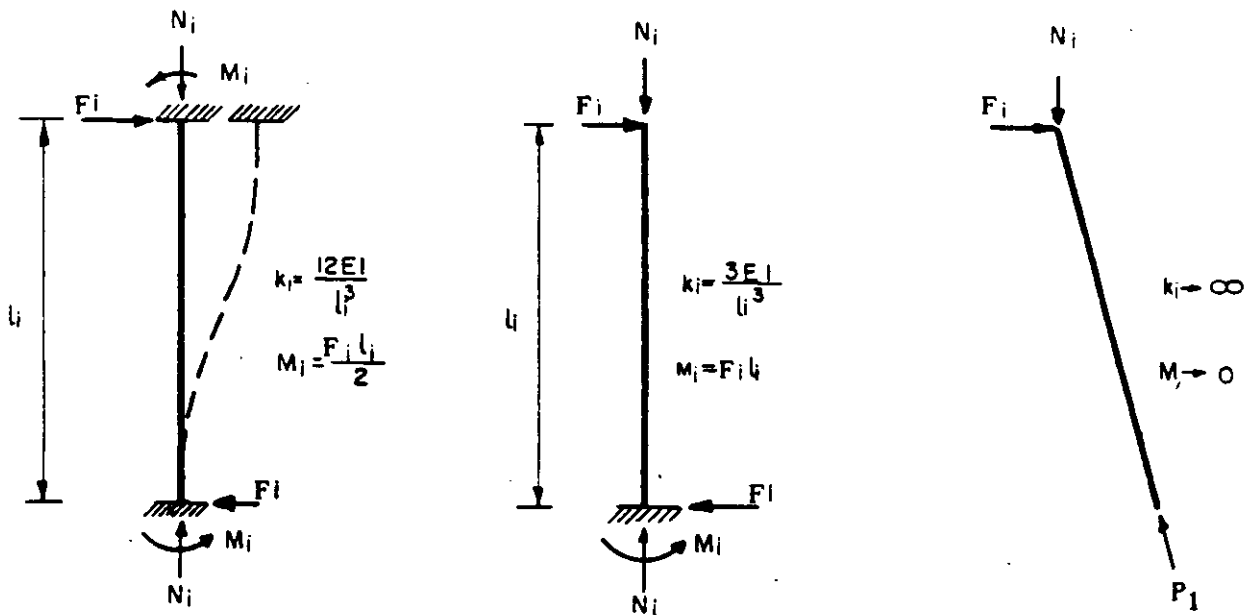


Figura 28

El diseño de los pilotes normalmente se traduce en el diseño de columnas largas sujetas a flexión y carga axial.

PAREDES DE TABLAESTACA

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 DE PRESIONES EN EL TERRENO			
TIPO DE SUELO	RANKINE	COULOMB	BELL
	Granular	Granular	Cohesivo
Presión activa horizontal a una profundidad h.	$\gamma h \left(\frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} \right)$	$\gamma h \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$	$\gamma h \tan^2 (45^\circ - \phi/2) - 2c \tan (45^\circ - \phi/2)$
Resistencia horizontal pasiva máxima a una profundidad h	$\gamma h \left(\frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \right)$	$\gamma h \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$	$\gamma h \tan^2 (45^\circ + \phi/2) + 2c \tan (45^\circ + \phi/2)$
Resistencia vertical pasiva máxima a presión hacia abajo en una profundidad h	$\gamma h \left(\frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \right)^2$	$\gamma h \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$	$\gamma h \tan^2 (45^\circ + \phi/2) + 2c \tan^3 (45^\circ + \phi/2) + 2c \tan (45^\circ + \phi/2)$

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. 29

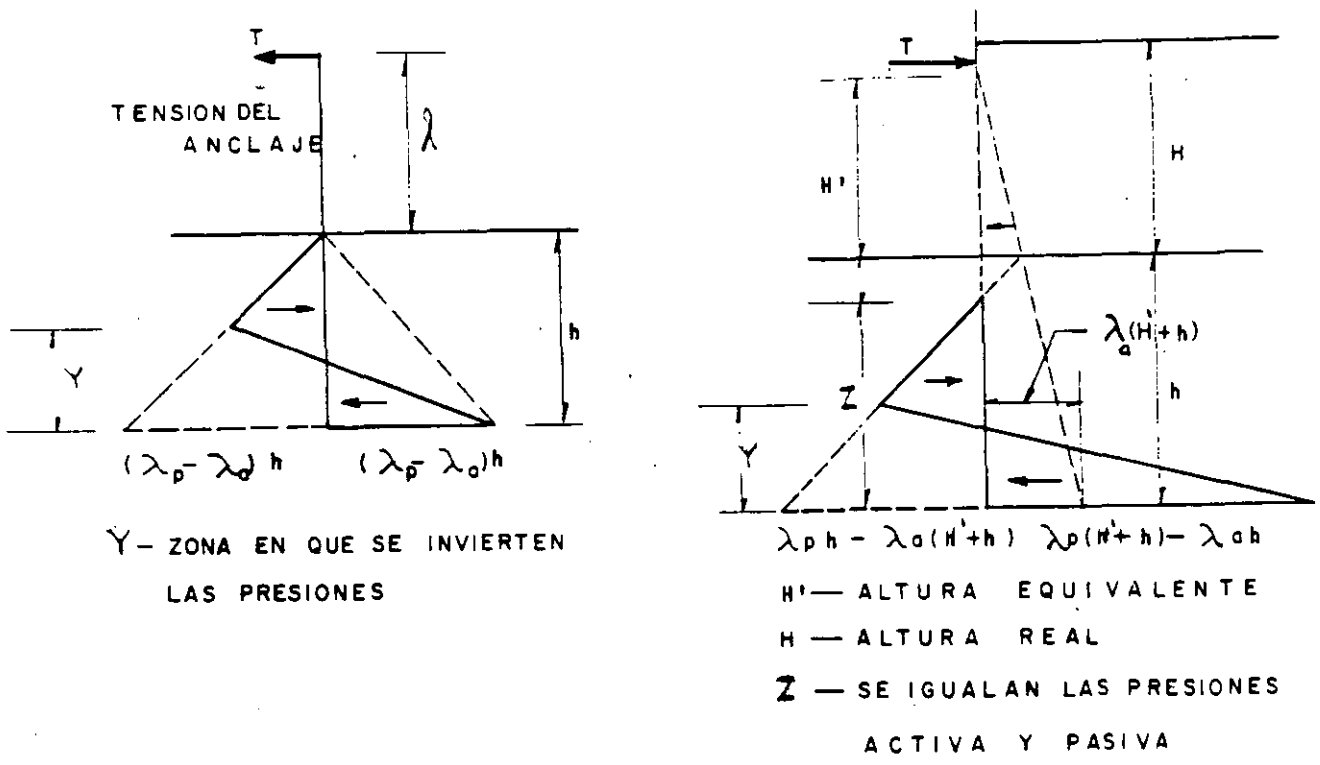


Fig. 29

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. fig. (30)

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 2 ft. 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 (Fig. 30) ..., numerándose las secciones a partir de la parte superior a, b, c, etc. y calculándose la fuerza sobre la tablestaca en cada una de las áreas.

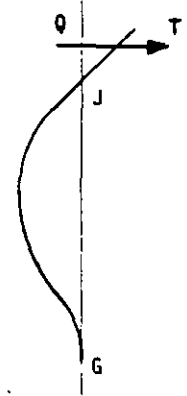
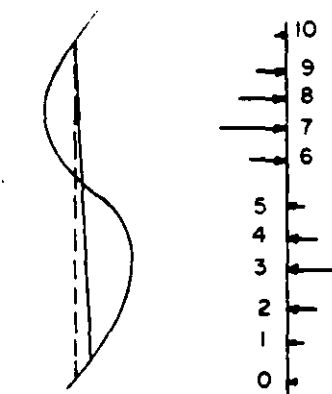
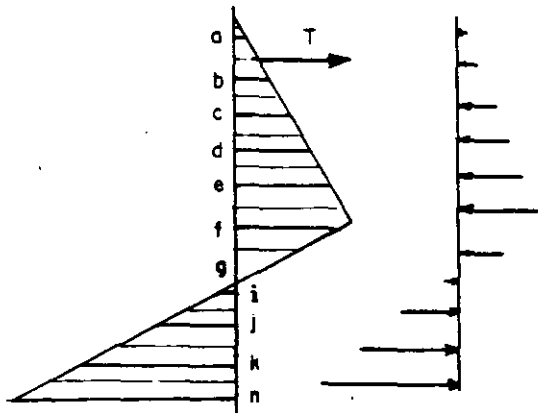
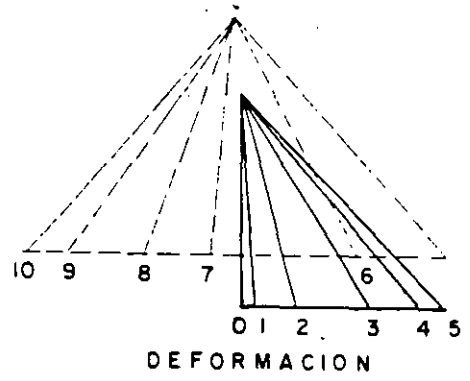
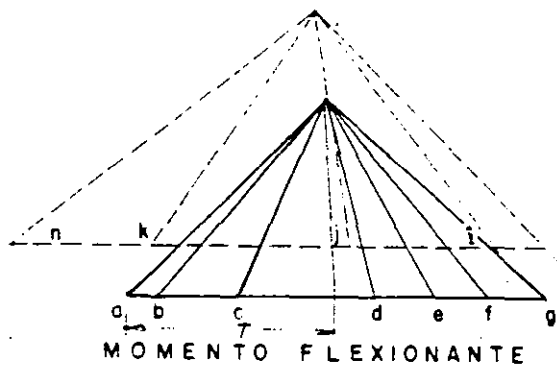


Fig. 30

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. 30). Este diagrama corta el eje GQ en J abajo del anclaje Q . Esto indica que se requiere algo más de penetración. Si la línea hubiera cortado el eje arriba de Q 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.

Otra manera de proceder.-

Donde la curva del polígono de momento flexionante corta la horizontal del anclaje en q (Fig. 31), 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 n . Entonces f_n es la profundidad de penetración para soporte libre. Una línea trazada paralelamente a OG en el diagrama polar al cortar a la base nos dará la tensión en el anclaje. La línea OG es la base del diagrama de momentos flexionantes para esta condición, y el momento flexionante máximo puede obtenerse a la siguiente escala para medir la ordenada:

$$E_M = r E_L E_F = \text{Escala de Momentos}$$

$r =$ Distancia polar

$E_L =$ Escala lineal

$E_F =$ 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 incremento en la penetración. De acuerdo con expedientes matemáticos podemos con buena aproximación obtener la base del polígono funicular para condición de extremo fijo. Con la inversión de los momentos flexionantes de positivo a negativo existe una condición gobernante que es 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 OJ es 1.2 veces la ordenada máxima de la parábola inferior JZ . La línea horizontal trazada por Z y que corta a la tablestaca en z , da la profundidad de penetración f_z para la con

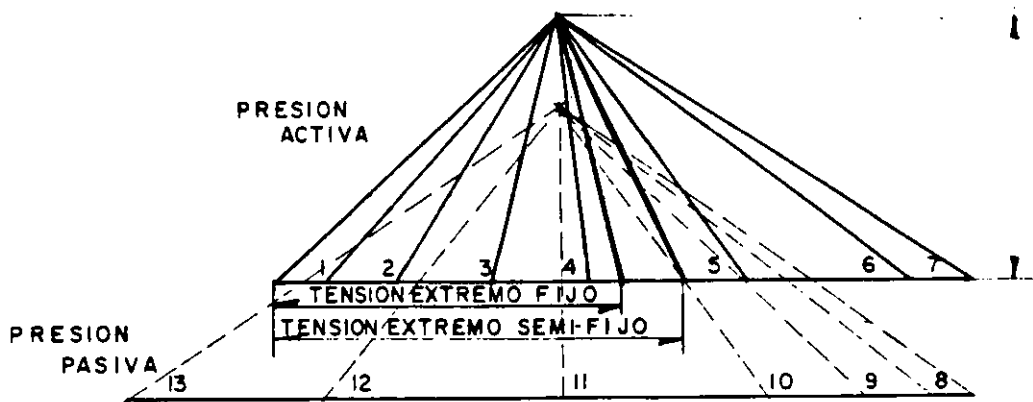
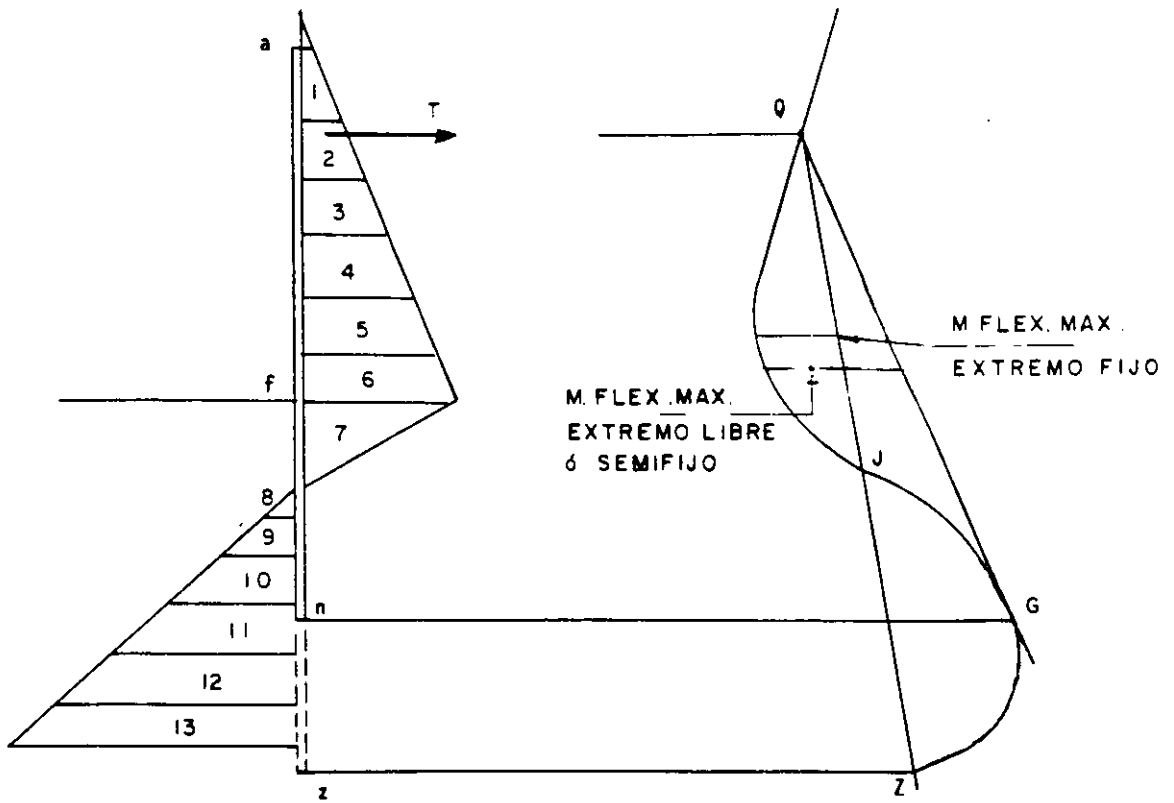


Fig. 31

dición de extremo fijo. La fuerza en el anclaje se puede obtener en el polígono de vectores con una paralela trazada desde el polo a QJZ . El análisis se hace ~~por~~ ~~metodo~~ ~~de~~ ~~muro~~ longitudinalmente. El momento flexionante se mide a partir de la base QJZ .

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 comúnmente 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 (22).

$$\Delta = \frac{ML^2}{10EI} \quad (22)$$

donde:

M = Momento flexionante máximo en la tablestaca bajo el tirante de an
claje.

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 ex-
tremo inferior empotrado 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.

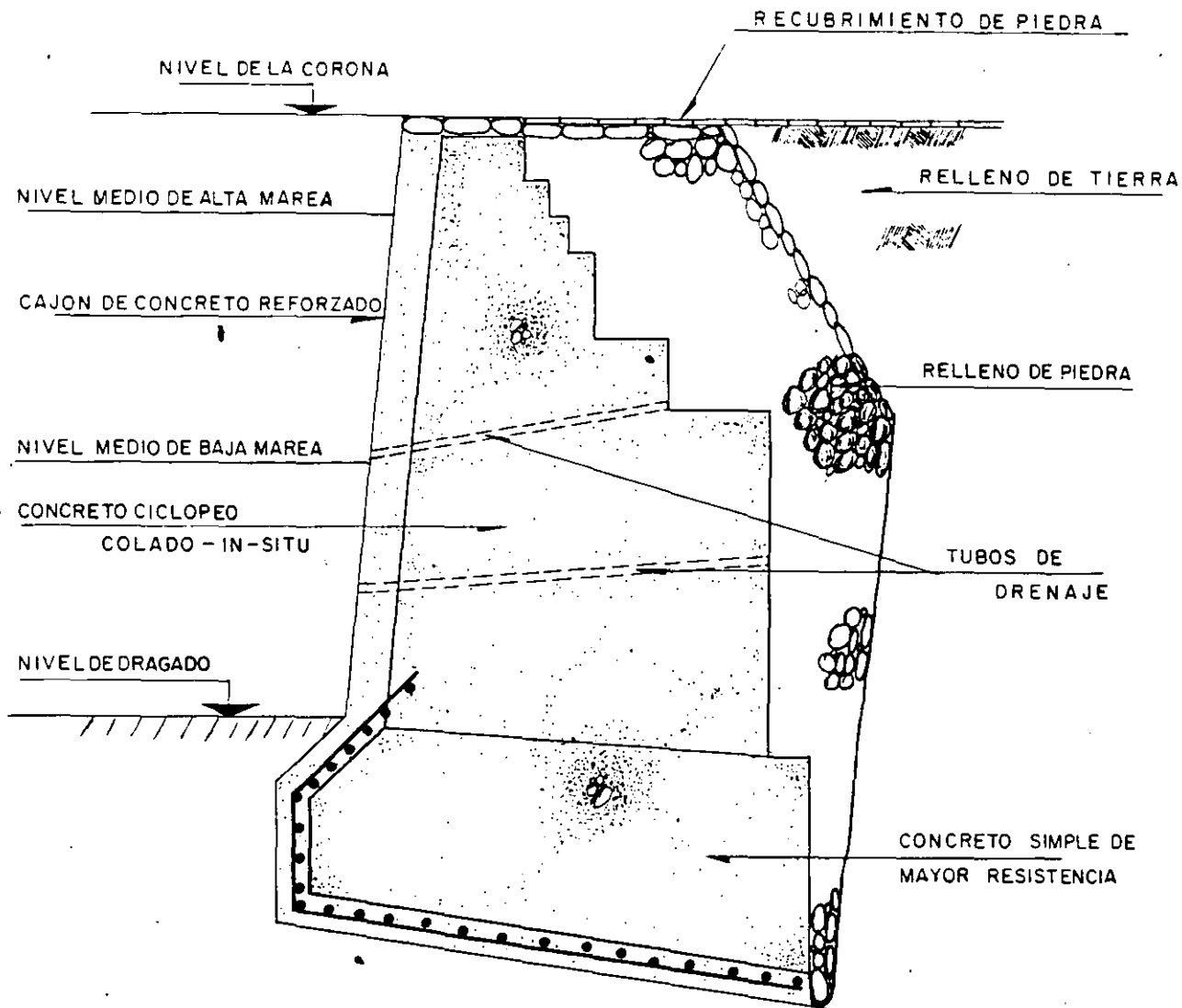
Detalles para el diseño de paredes de tablestaca aparecen en todos los
manuales proporcionados por los fabricantes.

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

MUROS DE GRAVEDAD

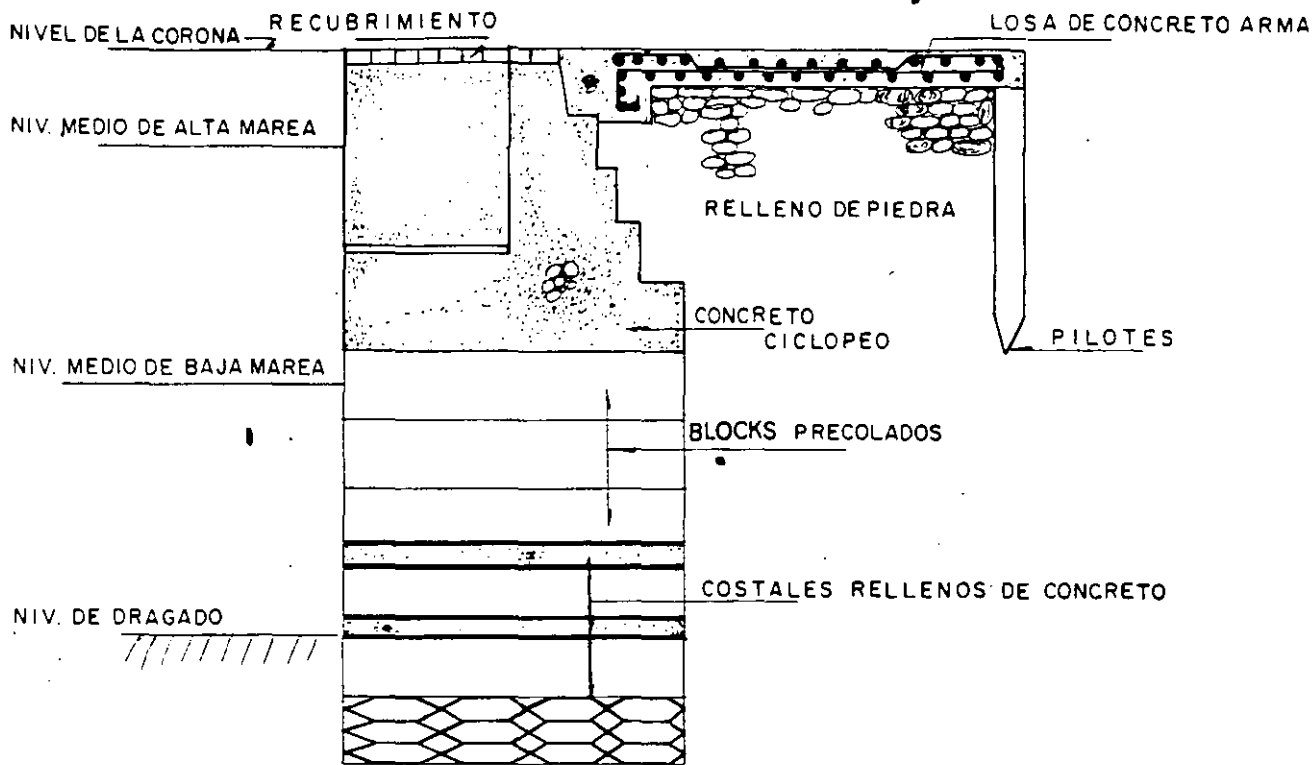
Su análisis es ya bien conocido, y consiste en suponer secciones y revisar el equilibrio en diferentes niveles que debe resultar con un factor de seguridad adecuado, así como aplicar la fórmula de la esquadria y obtener esfuerzos máximos que no deben exceder los permisibles de los materiales. Se considerarán 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. 9, 10, 32, 33, 34 y 35 se muestran algunos ejemplos de muros de gravedad.

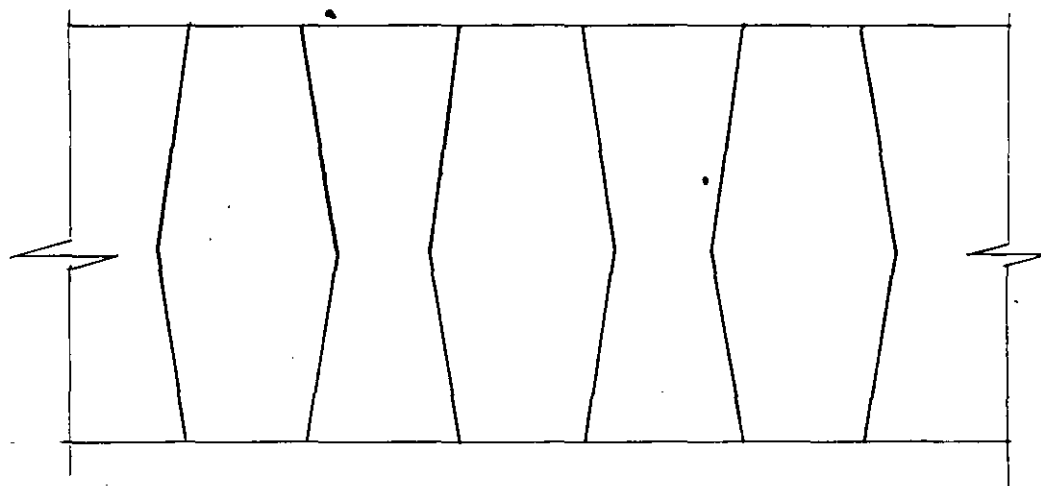


SECCION TRANSVERSAL

Fig. 32

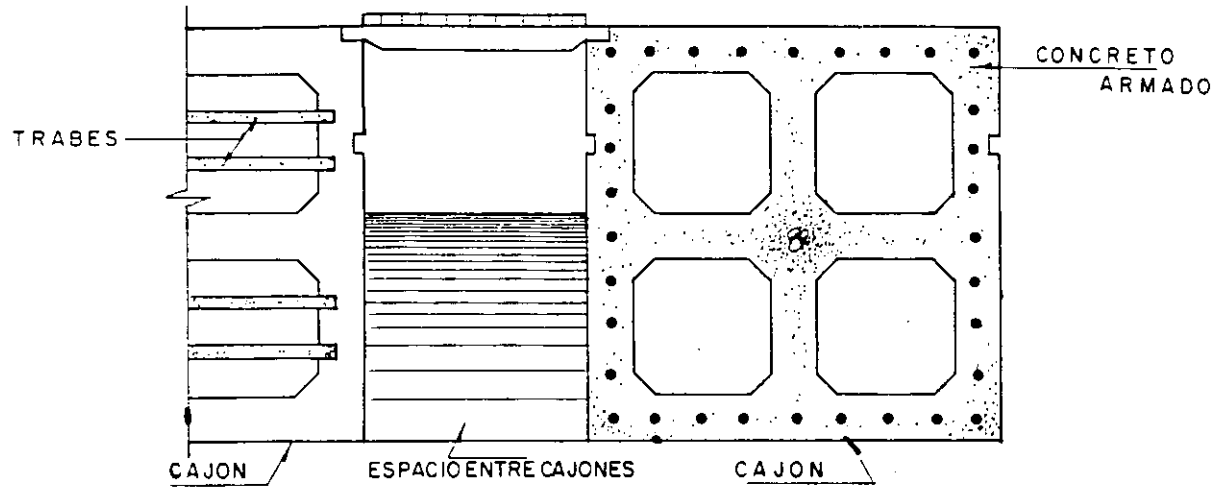


SECCION TRANSVERSAL

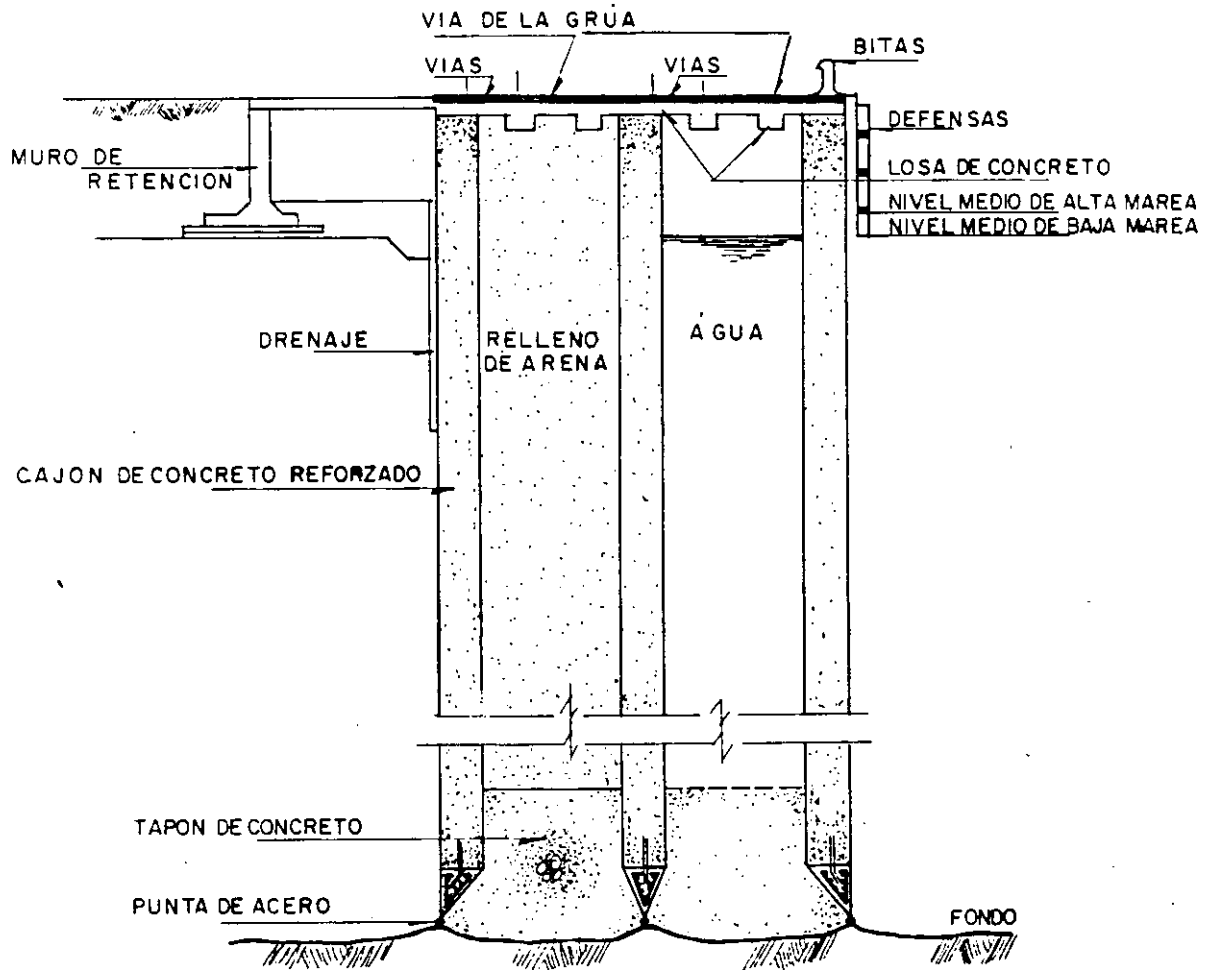


PLANTA DE BLOCKS

Fig. 33.

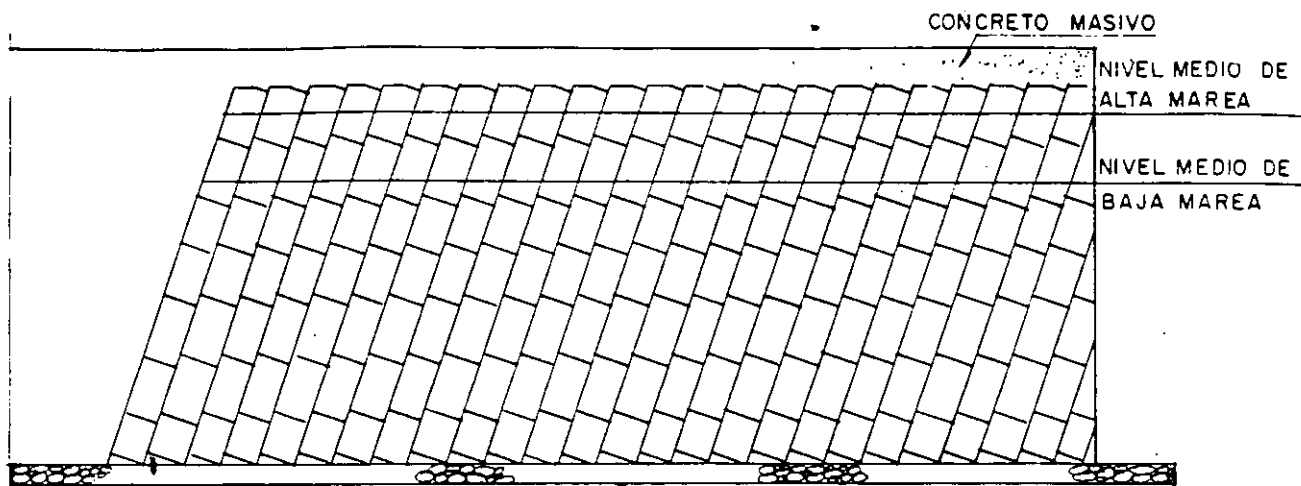


P L A N T A

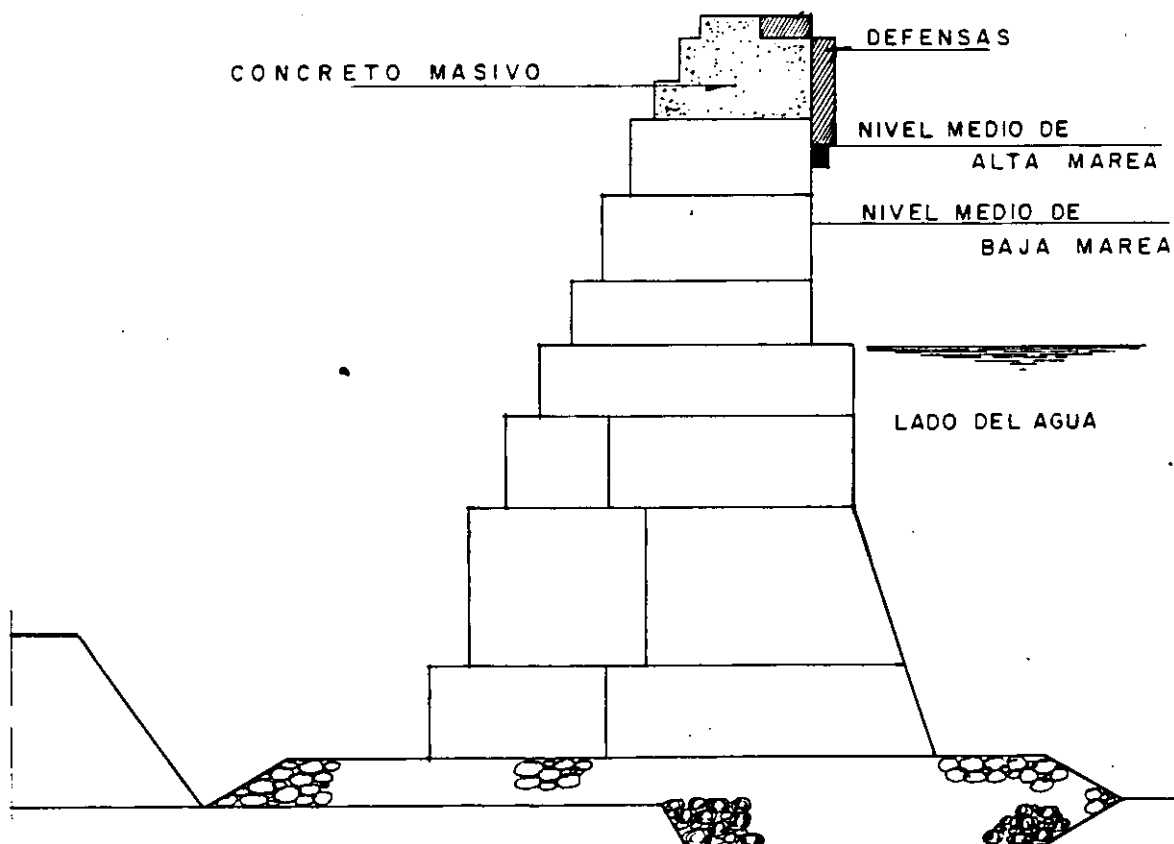


SECCION TRANSVERSAL

Fig. 34



SECCION LONGITUDINAL



SECCION TRANSVERSAL

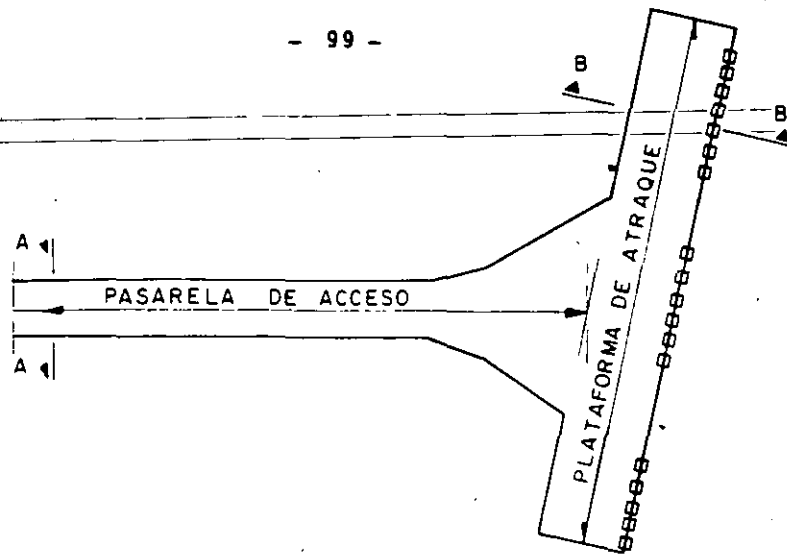
Fig. 35

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

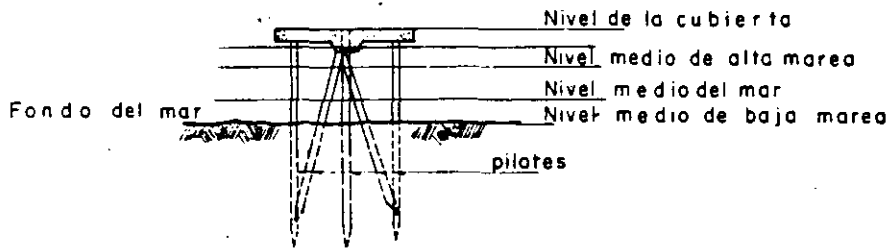
Para el movimiento de carga en forma mecánica
En general los muelles

son del tipo L o T o bien normales a la costa, buscando un calado adecuado para el acceso de grandes barcos, sin que se requieran dragados excesivos. A diferencia de los muelles para carga general o las terminales para pasajeros, en los cuales es conveniente acortar la distancia entre la banda de atraque y los edificios en la costa, en el caso de instalaciones mecánicas, 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 los equipos 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. Es muy importante en este tipo de muelle 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.

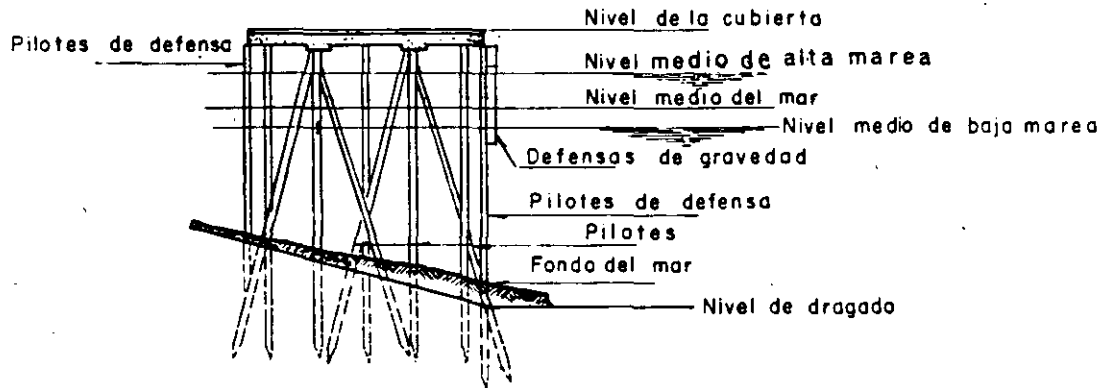
En la Fig. 36 se presenta un tipo de muelle que no obstante haberse construido en varias ocasiones tiene varios defectos y al ser poco funcional ha requerido la adaptación de instalaciones adicionales como la construcción de duques de alba, resultando con esto antieconómico. En primer lugar un acceso 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 contraventados. No existe una junta entre el acceso y la plata



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. 36

forma de operación con lo cual se tiene una transmisión de cargas horizontales a la pasarela de 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 ataque inicial. Pensando en regidizar 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. 37 la plataforma de atraque a base ^{de} 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 adaptarse duques de alba que proporcionen una longitud de atraque adicional.

En las figuras 38 y 39 tenemos el caso en que el atraque se lleva a cabo sobre duques de alba separados, 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 toma-

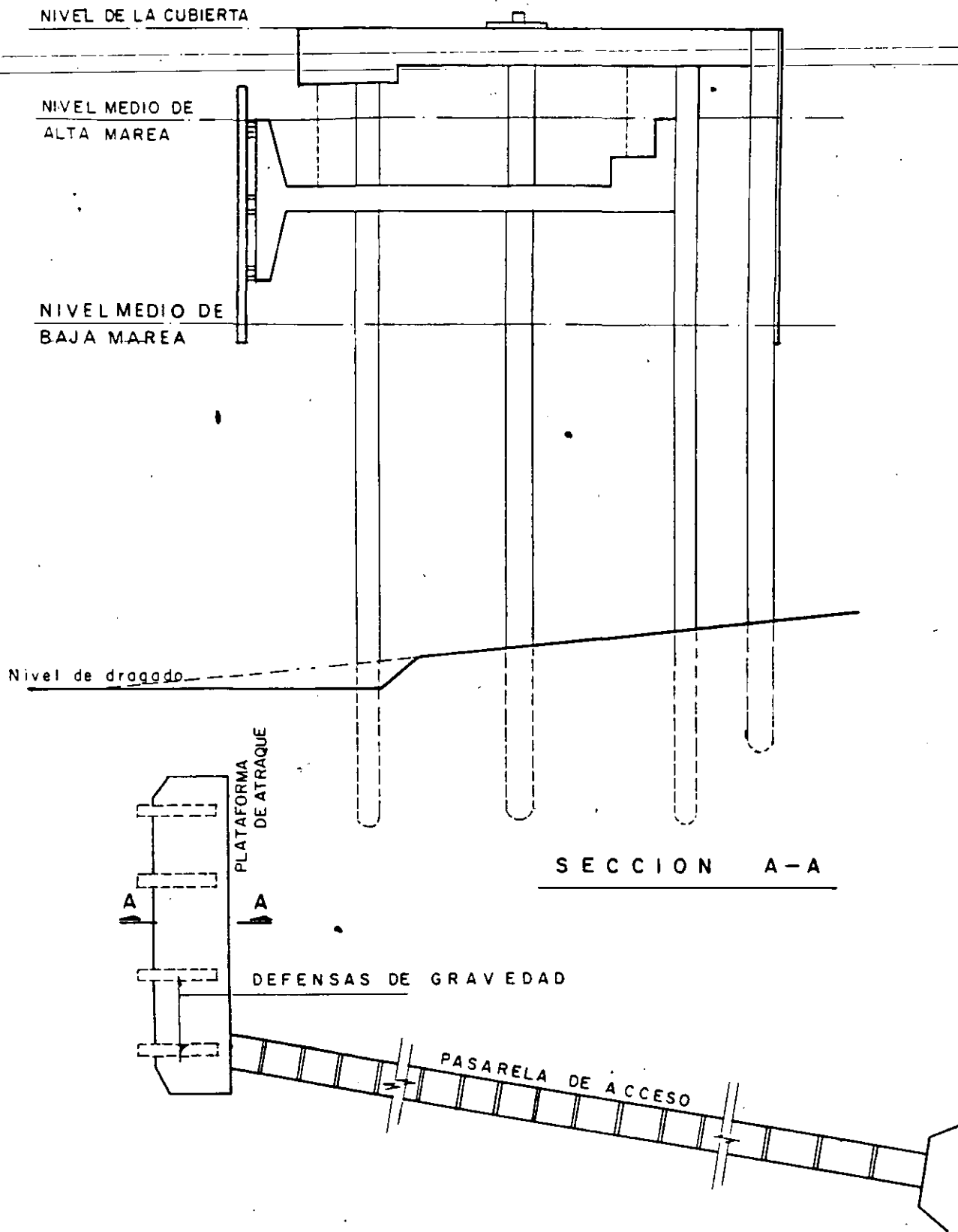
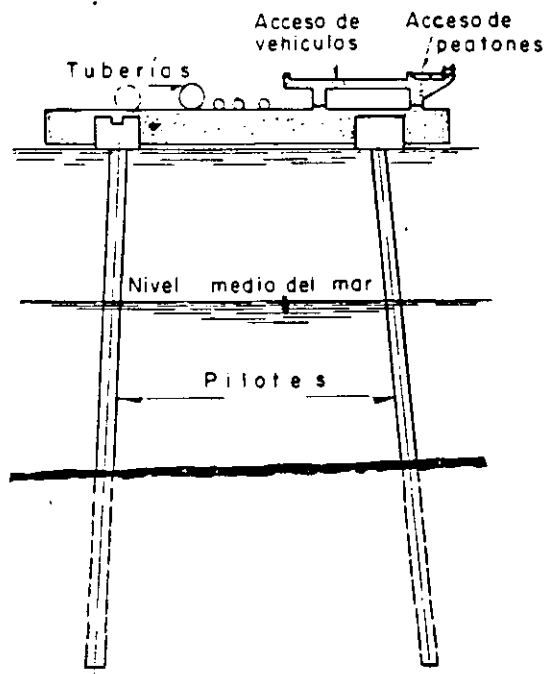


Fig. 37



PACIFIC OCEAN

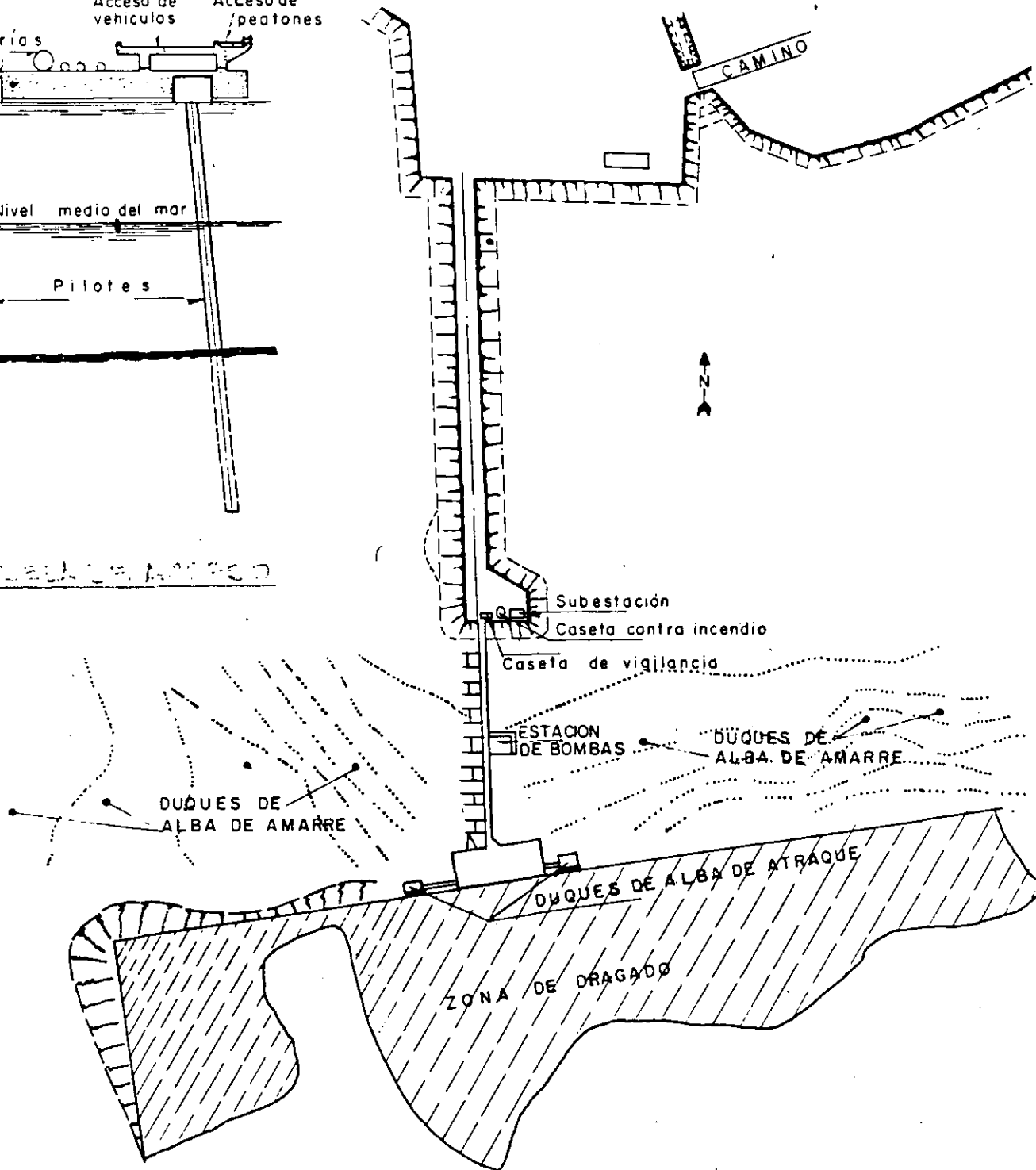
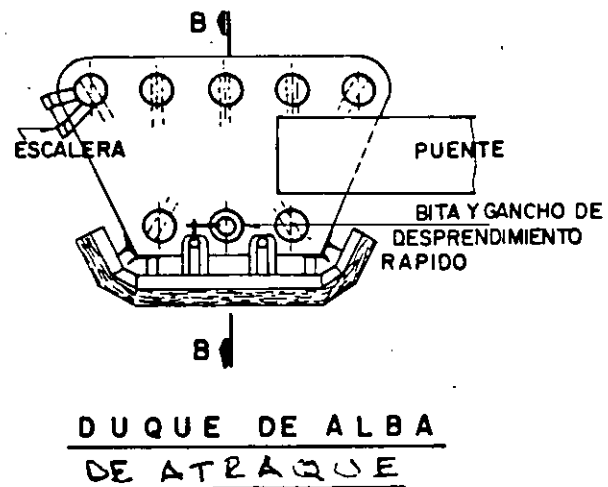
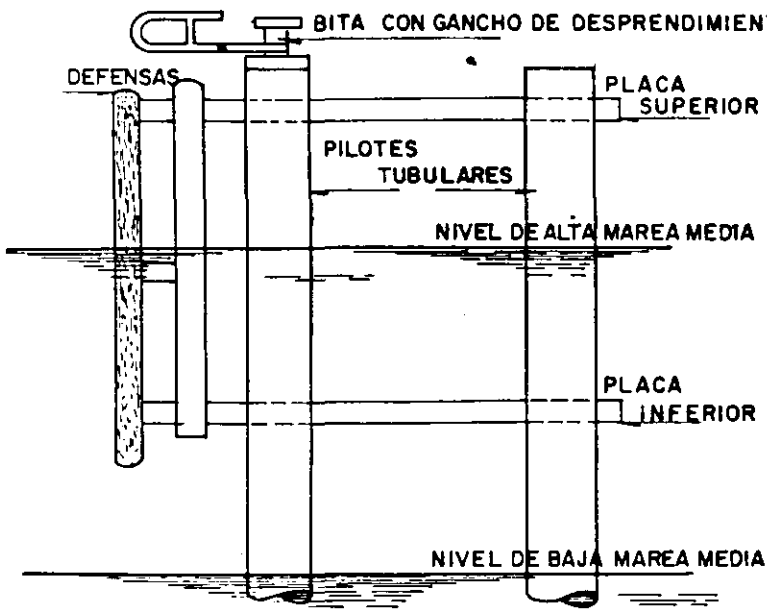
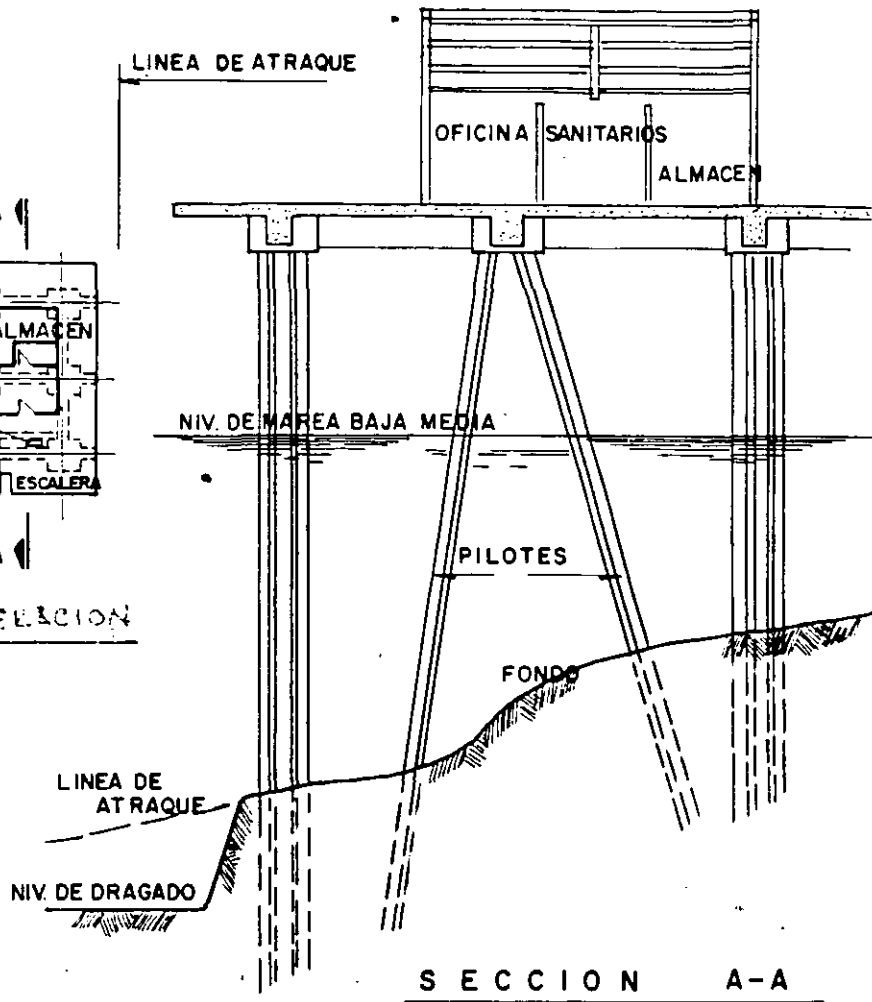
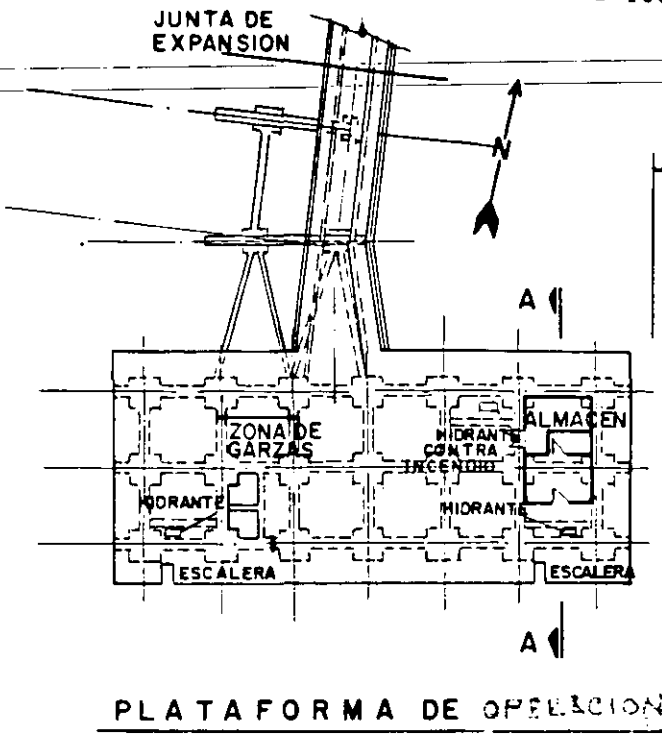


Fig. 38



SECCION B-B

Fig. 39

do 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, *exagonal, octagonal, metano y proporciones resultan satisfactorias.*

En las figuras 40 y 41 se muestran dos tipos de estructuraciones que han tenido gran aceptación en los últimos años tanto por su sencillez como por su efectividad. El de la Fig. 41 es esencialmente el antes analizado y consiste de un acceso y una plataforma de operación separadas por juntas ^{las} 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. 40 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 apoyado 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

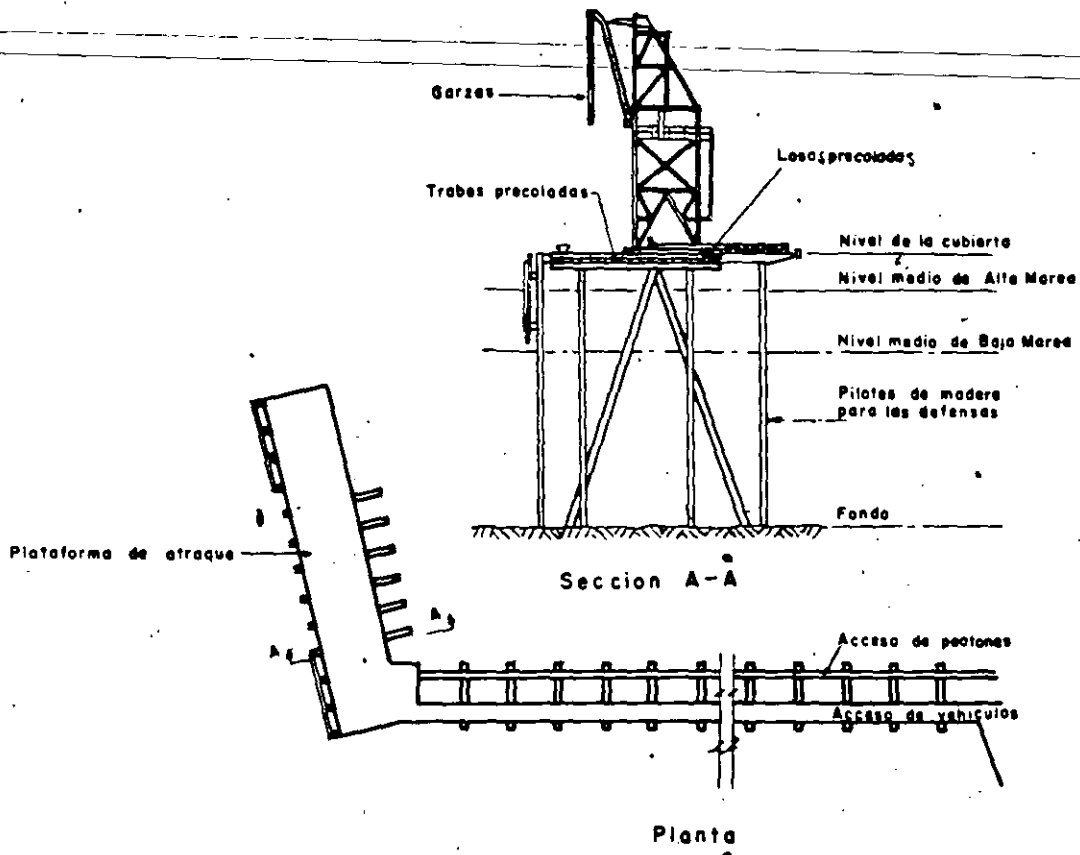


Fig. 40

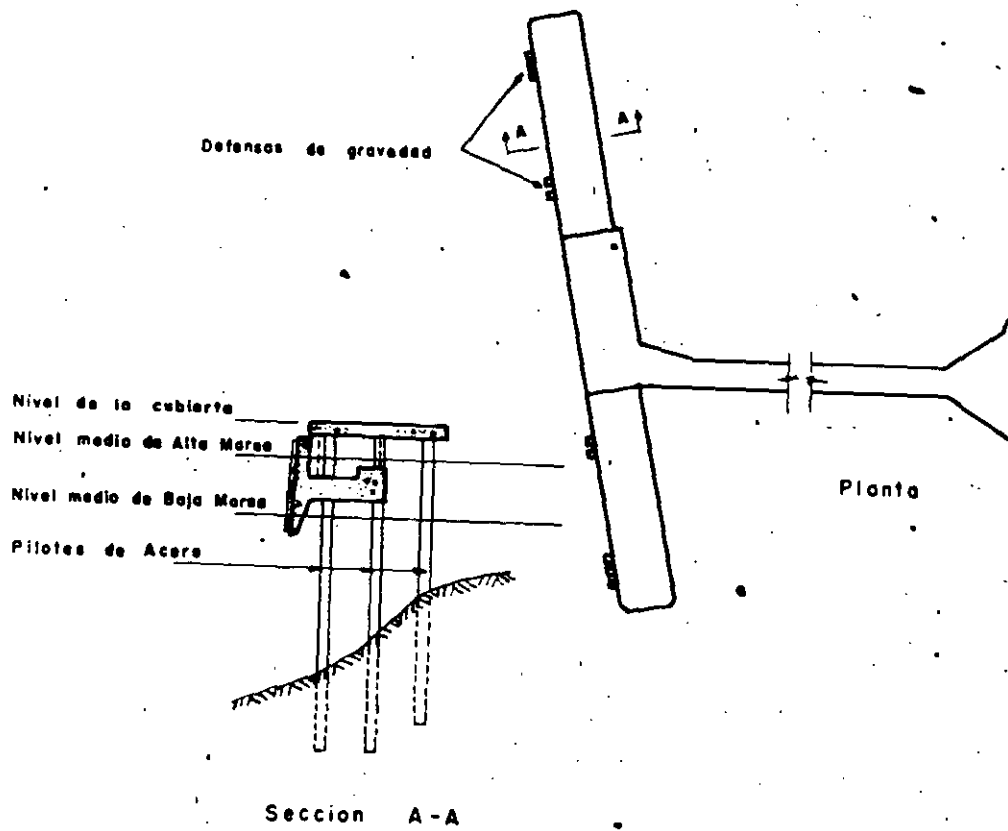


Fig. 41

soportan transversalmente losas precoladas haciendo un colado final de concreto sobre dichas losas lográndose en esta forma continuidad.

En las figuras 42 y 43 se presenta un proyecto similar al último mencionado en el párrafo anterior, pudiéndose apreciar en la figura 43 los marcos que soportan las tuberías que como dijimos son a base de trabes precoladas unidas mediante pernos a los pilotes y columnas, pudiéndose aumentar la longitud de estas últimas al requerirse apoyar un mayor número de trabes que constituyen niveles adicionales para soportar nuevas tuberías, colando tramos a partir de la parte en que se dejaron varillas ancladas.

No obstante todas las ventajas en los diseños de las figuras 42 y 43 por las razones mencionadas al referirnos a la Fig. 36, este tipo de estructura se ha aplicado para barcos de desplazamiento mas bien reducido .

Hasta ahora no hemos hecho referencia a las instalaciones de amarre 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 44 y 45 tenemos otro tipo de muelle en el cual el atraque lo reciben dos puntos rígidos constituidos por gaviones contruidos con una pared de tablaestaca 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 es

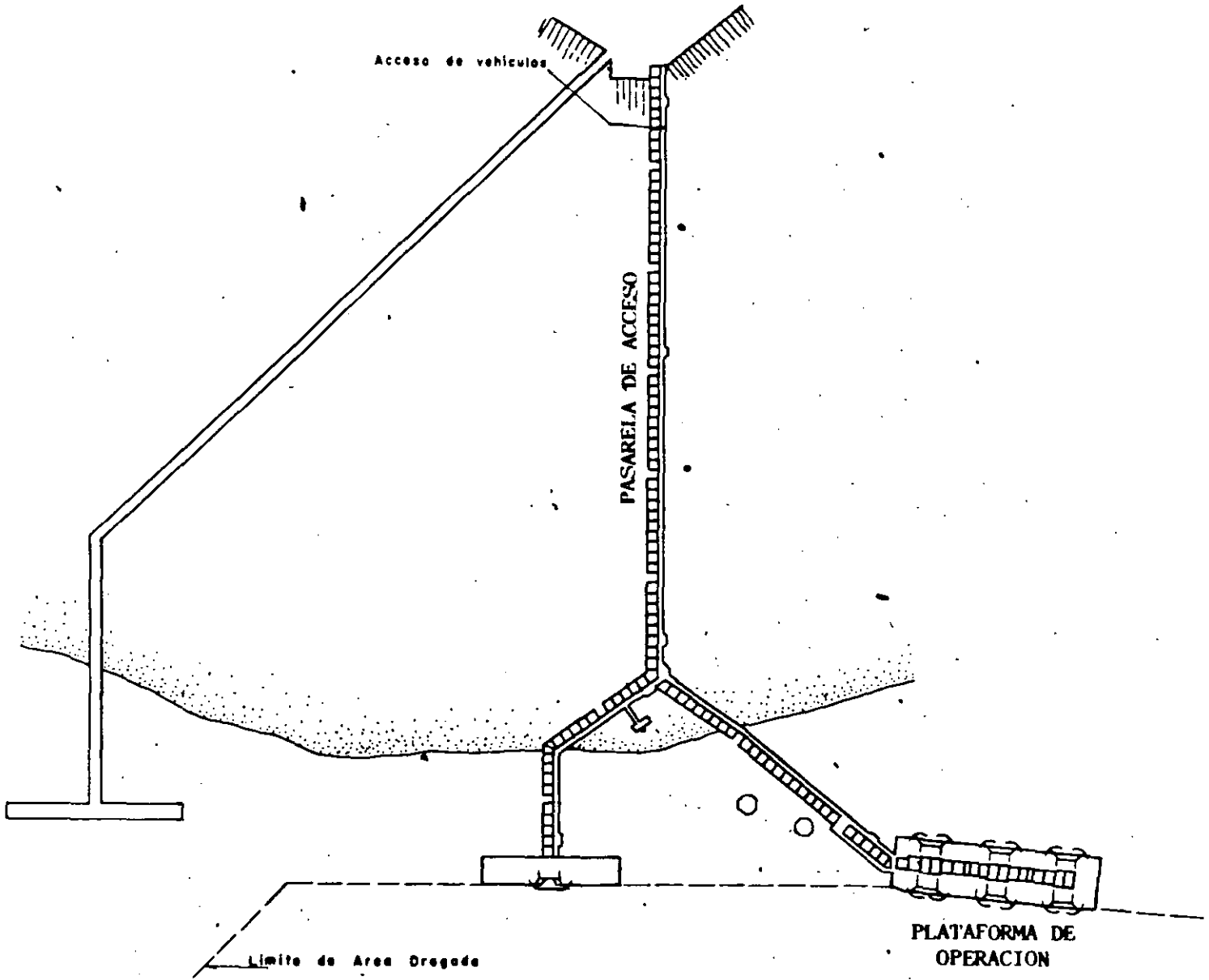
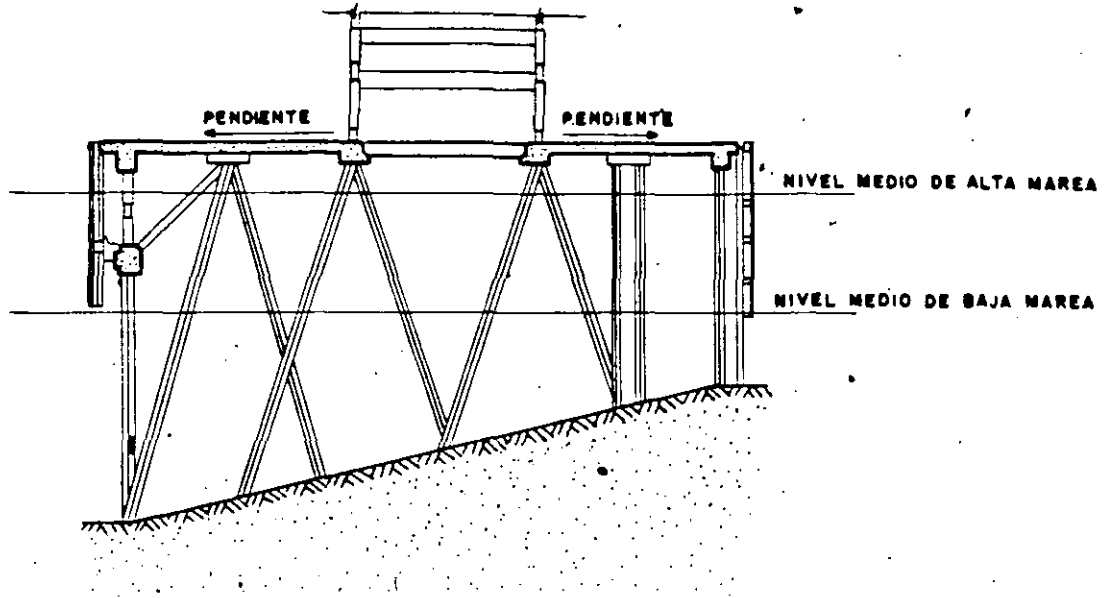
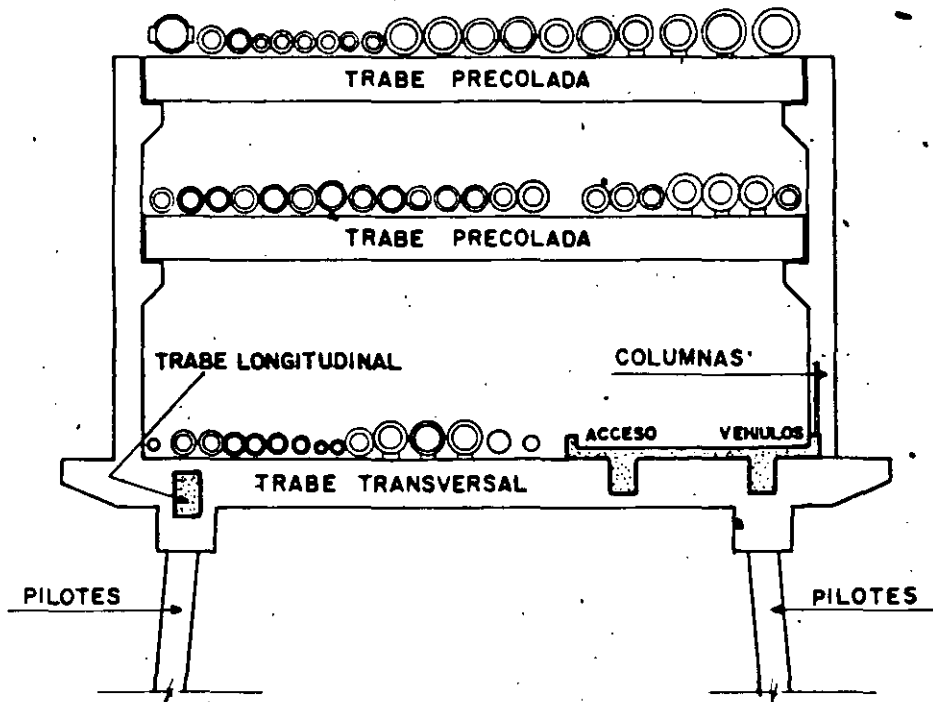


Fig. 42



SECCION EN PLATAFORMA DE OPERACION

Fig. 43



SECCION EN PASARELA DE ACCESO

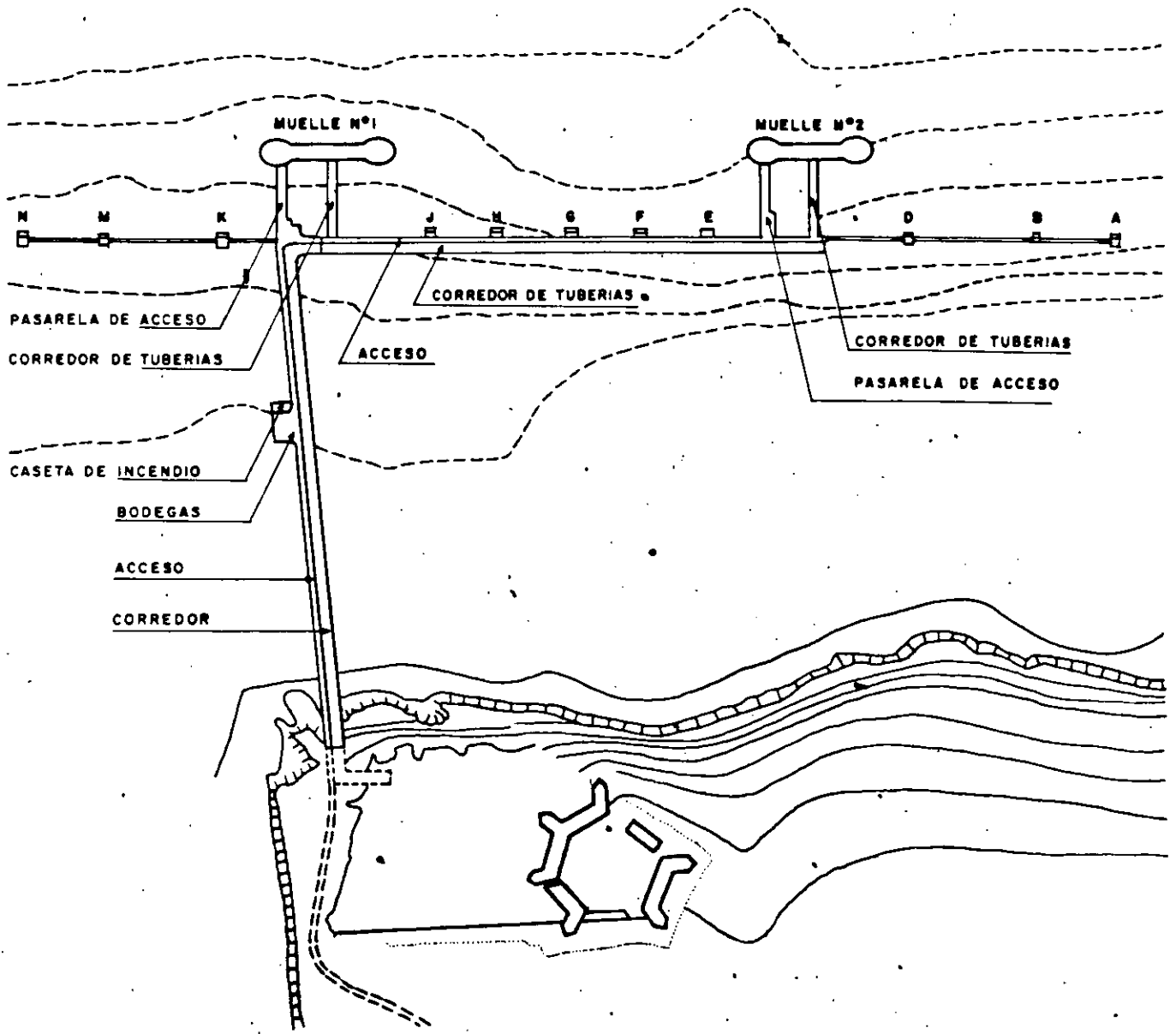
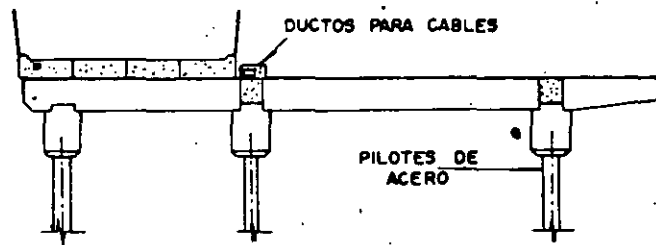
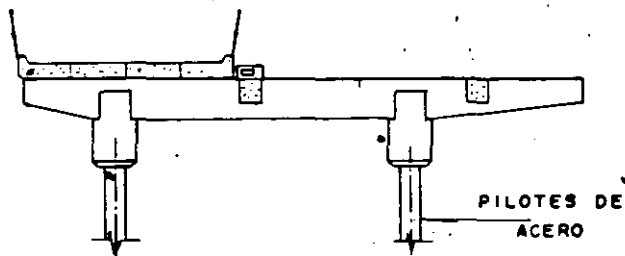
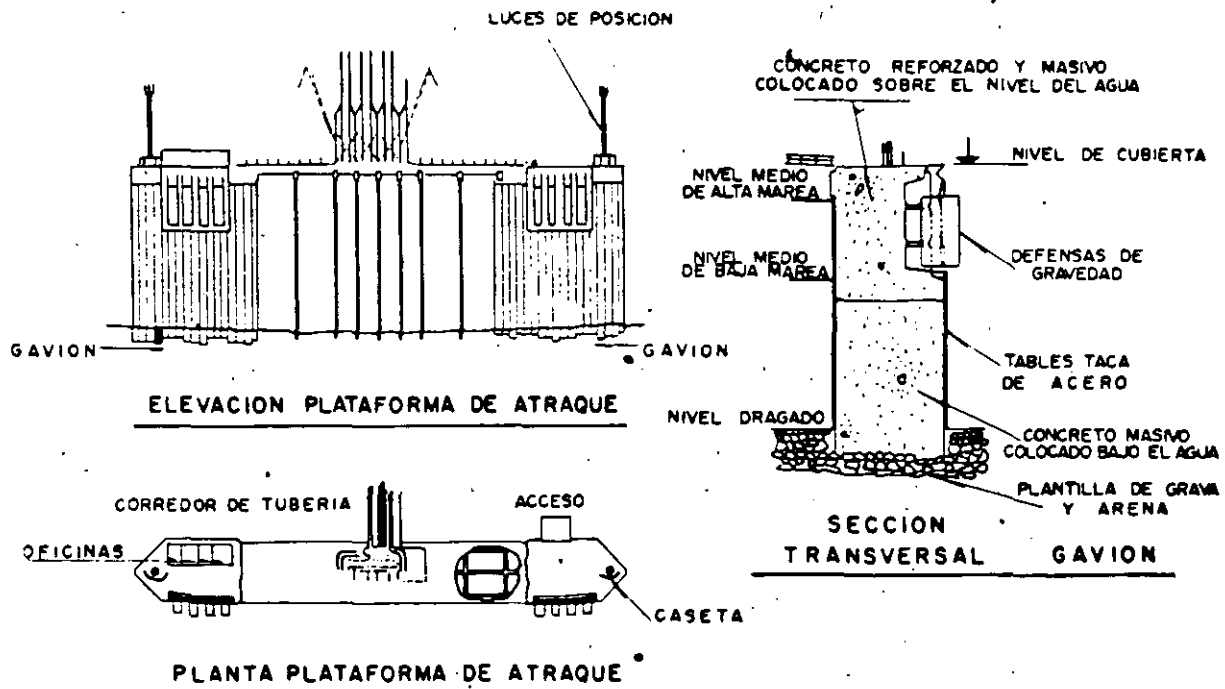


Fig. 44



SECCION TRANSVERSAL DE ACCESOS

Fig. 45

pecial 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 barcos.

En las figuras 46 y 47 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 trianguladas que tienen libertad de moverse verticalmente durante las variaciones 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 48 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, contruyendo muelles normales a la costa con bandas de atraque en ambos lados, pudiéndose en esta forma atracar dos barcos a las vez en cada muelle. Los duques de alba de atraque son gaviones de tablestaca 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.

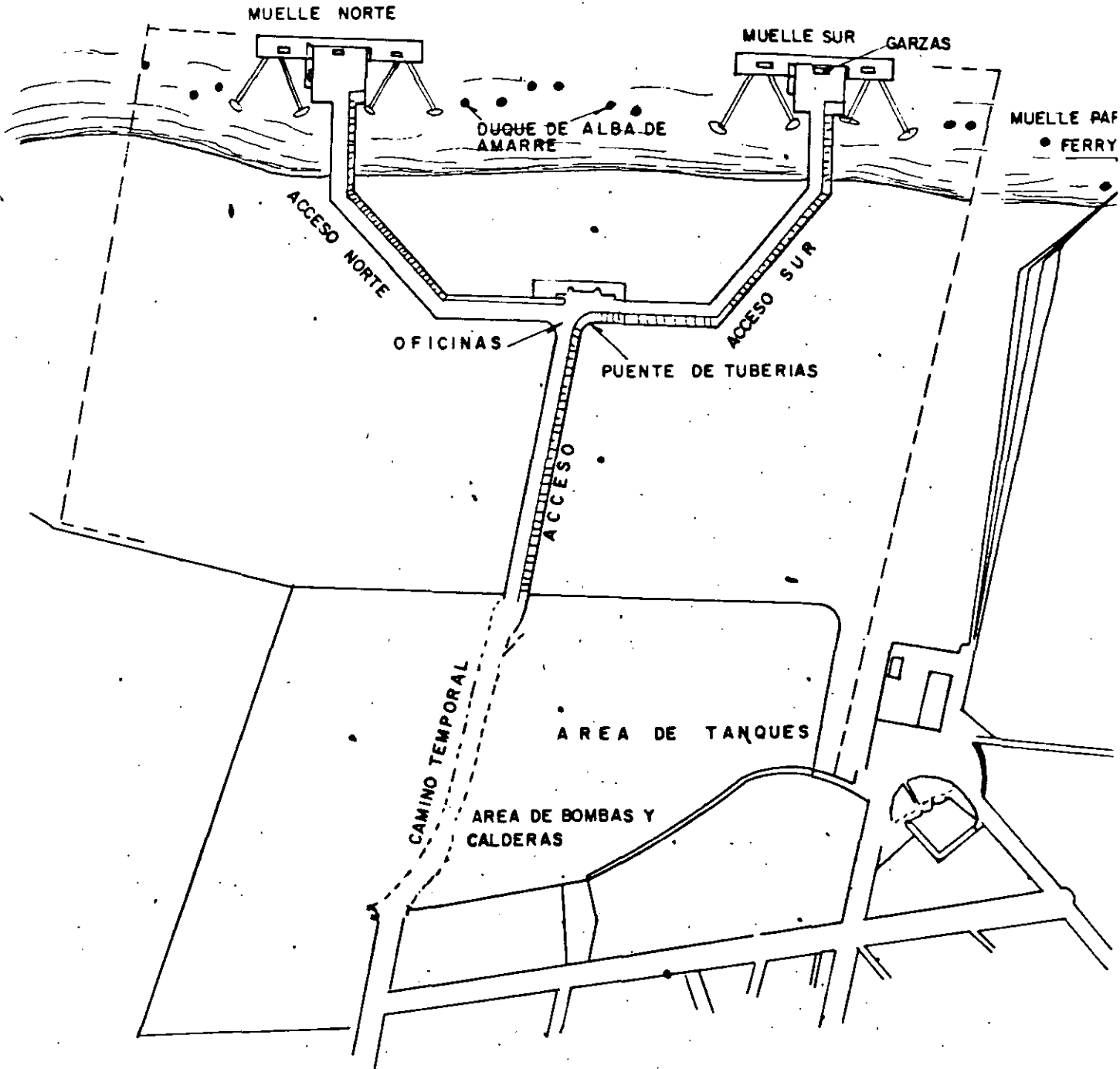


Fig. 46

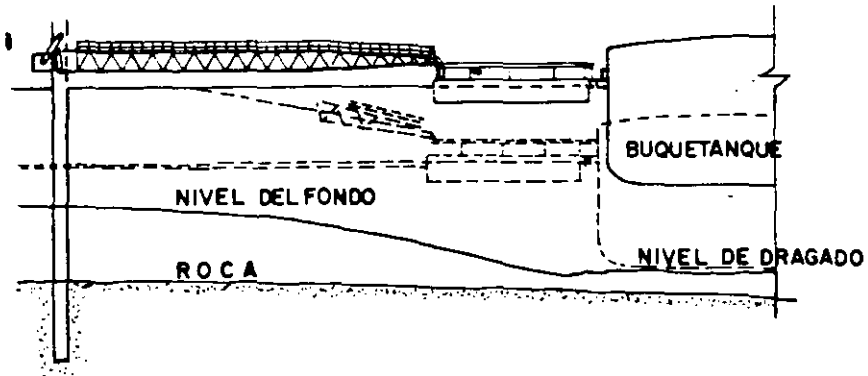
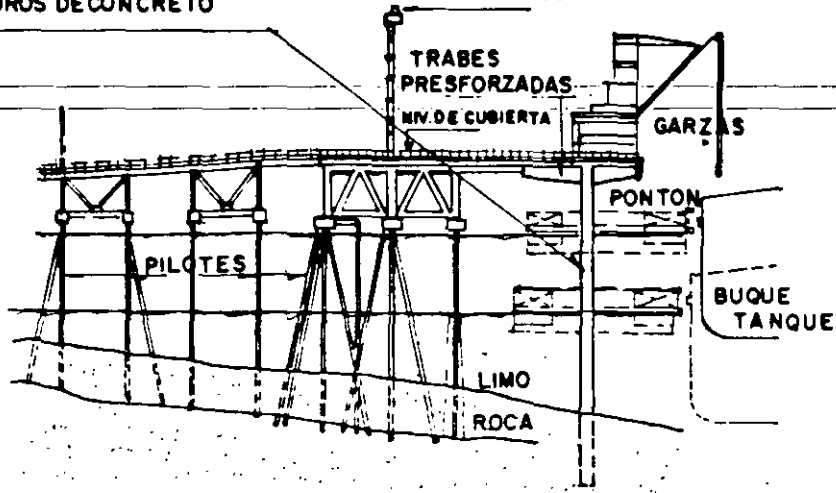
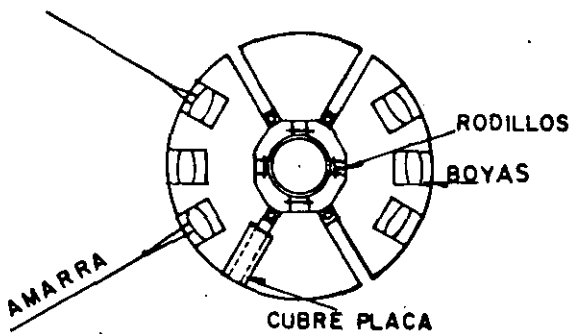
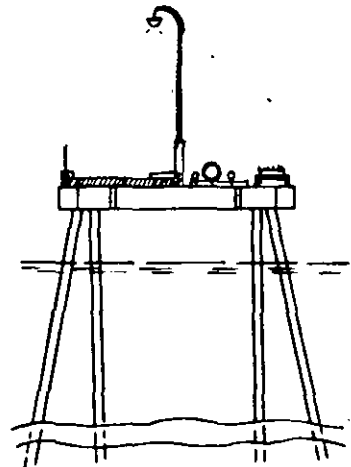
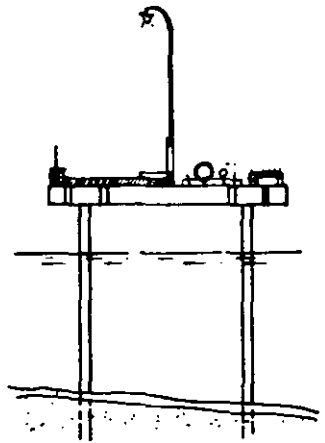
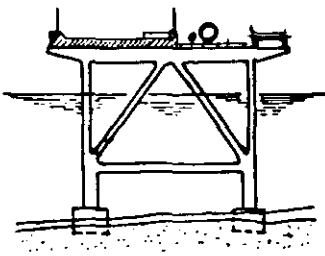
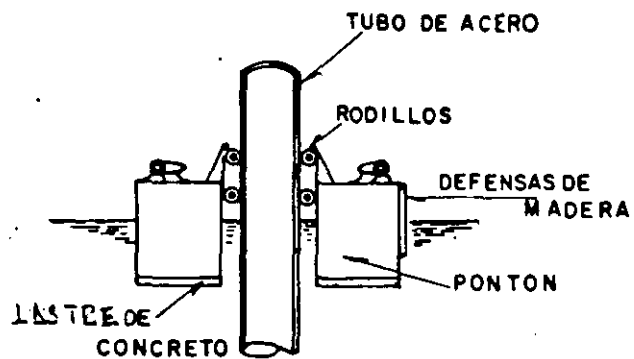


Fig. 47



PLANTA



ELEVACION

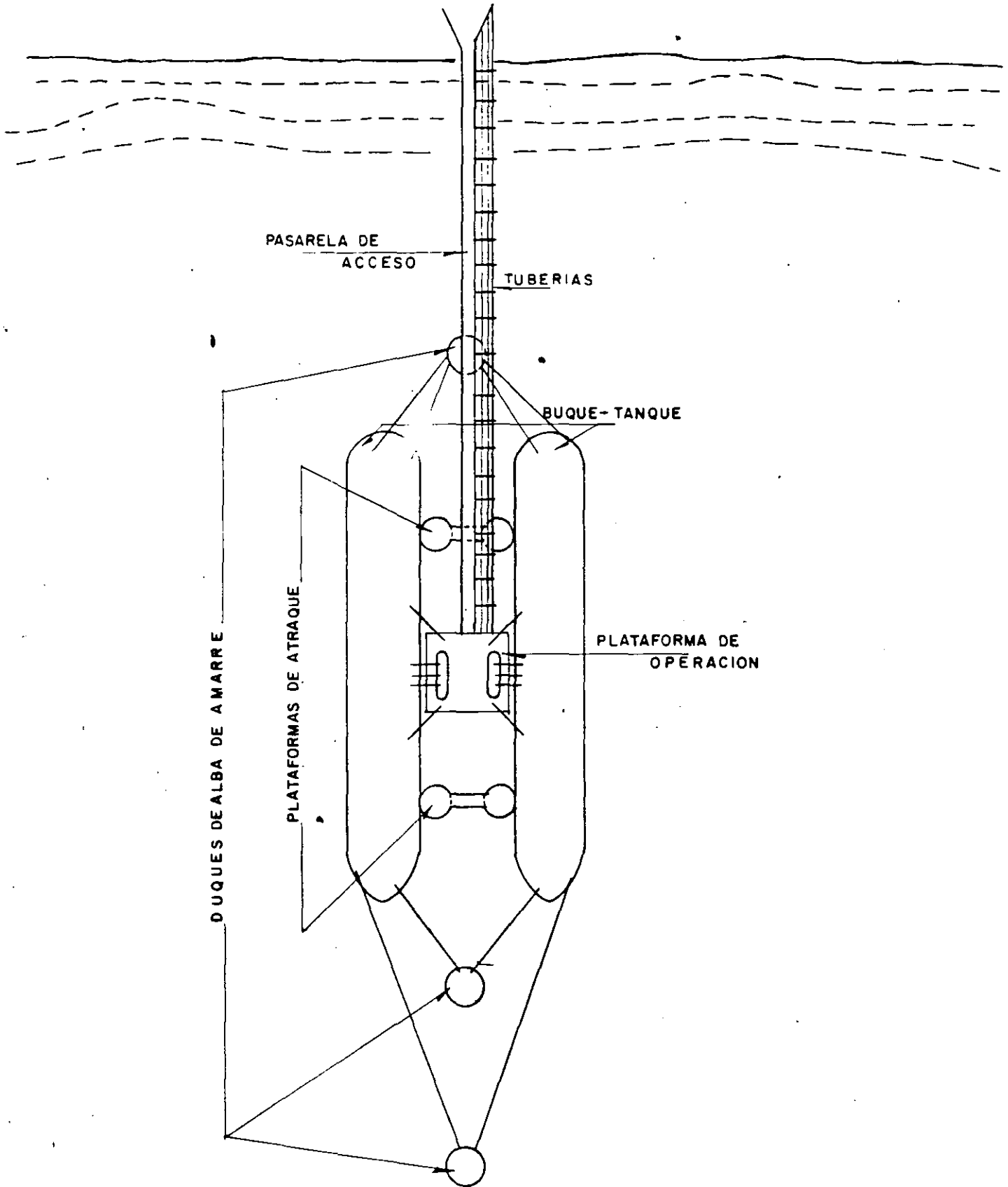


Fig. 48

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 produc- tos petroleros mediante grúas instaladas en la plataforma de operación. En la actualidad se cuenta con un sistema de garzas operadas hidráulica- mente, con lo cual se reduce el tiempo de operación y el personal nece- sario, 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 produc- tos e inclusive hechas con una aleación especial de aluminio para fluí-- dos corrosivos.

Es evidente la gran ventaja que se obtiene al proteger una estructu- ra de ataque utilizando defensas, ya que siendo estas en general más de- formables, absorben la mayor parte de la energía disminuyendo la fuerza de impacto. Los sistemas de defensas pueden ser tan efectivos y compli- cados o costosos como se quiera, no obstante algunos de ellos se han ido prefiriendo por su simplicidad o buen funcionamiento, tales como los in- dicados en las figuras 4, 5 y 6.

En cuanto a la forma de fijar las amarras en las plataformas de --- ataque 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 o- perar desde la embarcación.

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 49, constituido de una plataforma fija protegida con un sistema de defensas muy efectivo, cuyas ventajas ya antes mencionamos.

Recientemente se ha comenzado a utilizar el tipo de boya de amarre única, anclada para impedir movimientos en cualquier dirección mostrada en la Fig. 51, en sustitución a la operación de lograr la fijación del barco mediante varias líneas de boyas, cadenas y anclaje. Los productos se mueven a través de líneas submarinas, mangueras submarinas y mangueras flotantes (Fig. 50). 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 52 se presentan algunos detalles de la boya de amarre única.

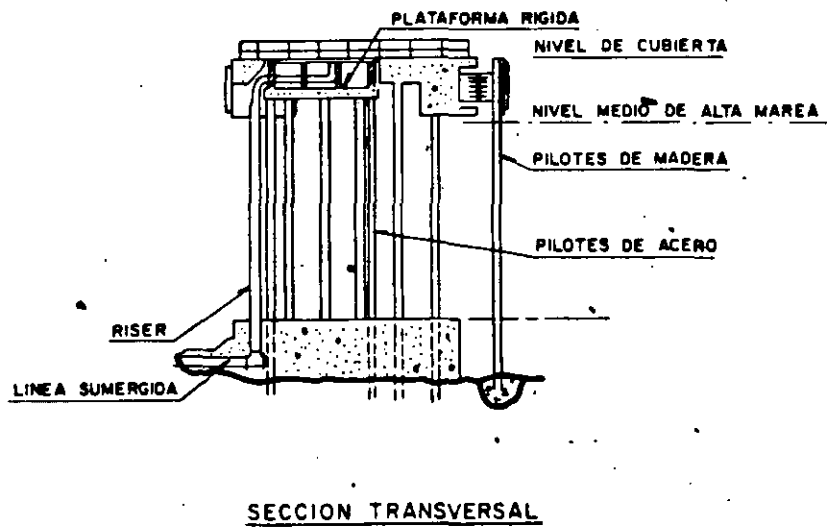
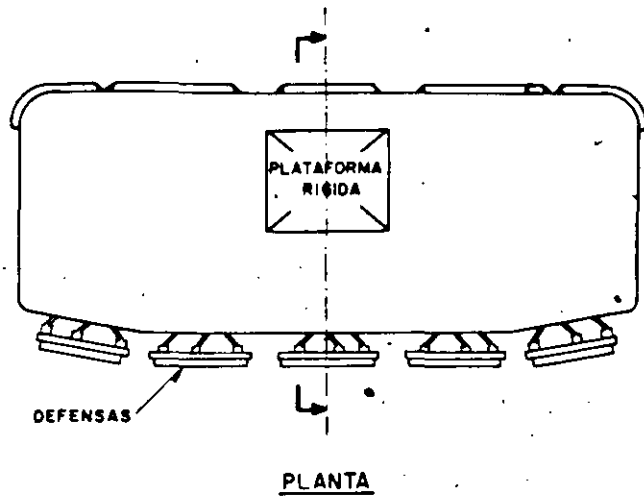


Fig. 49

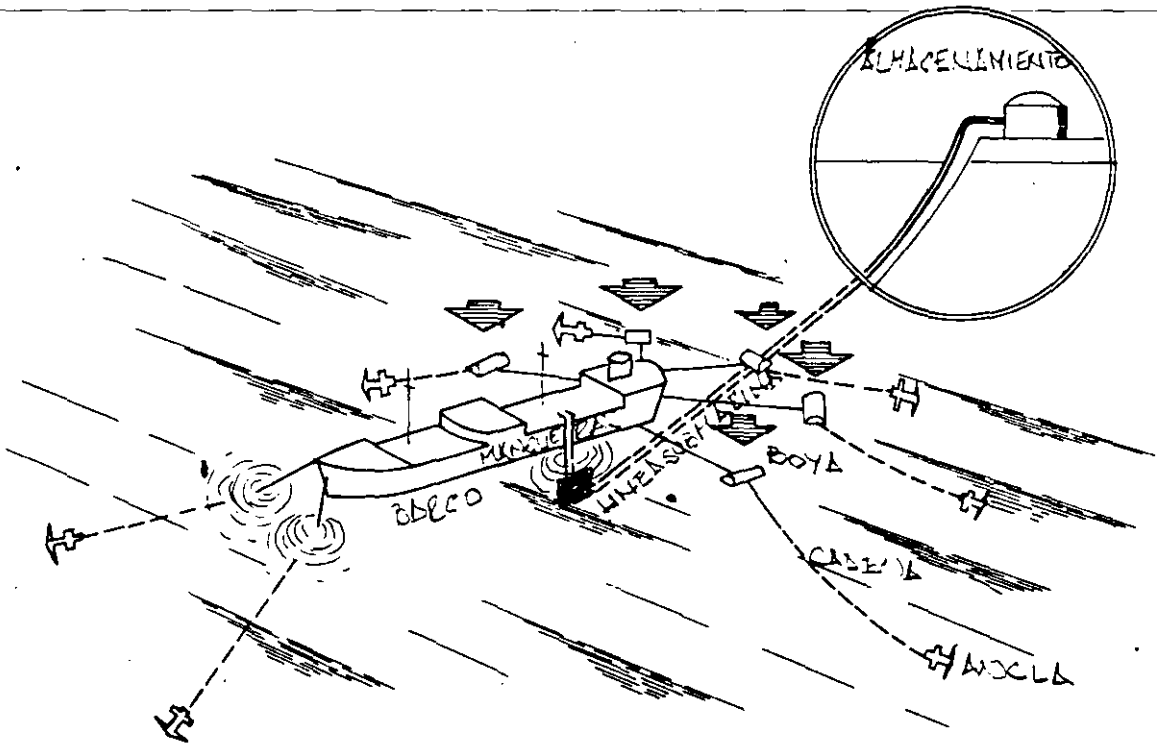


Fig. 50

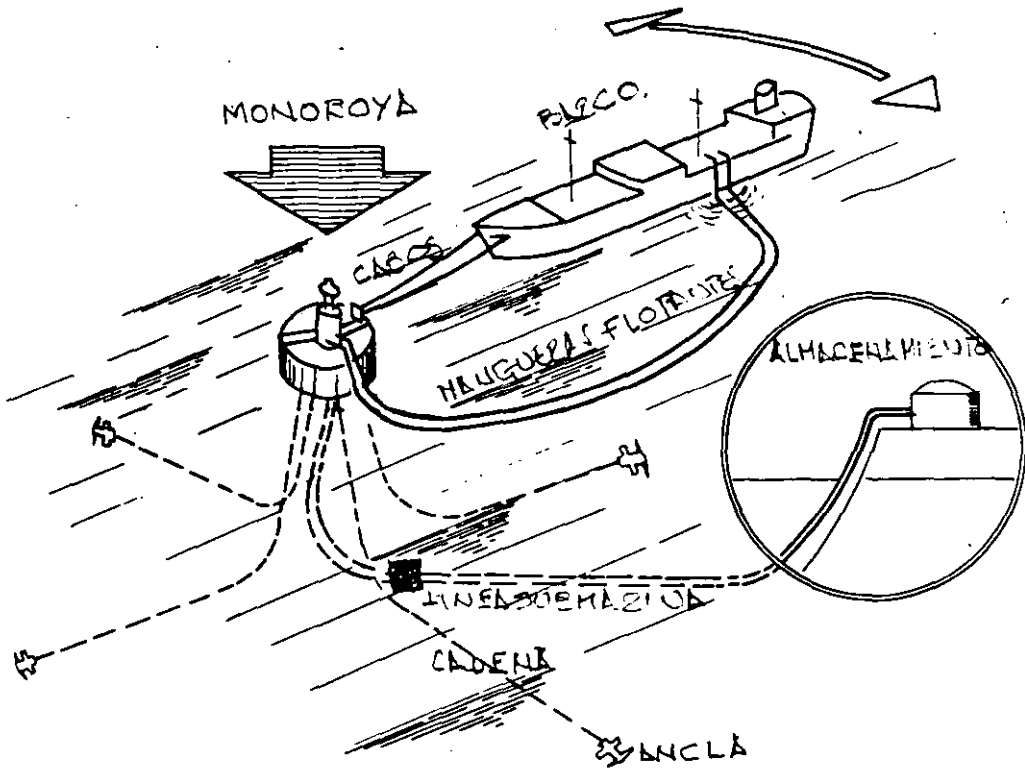
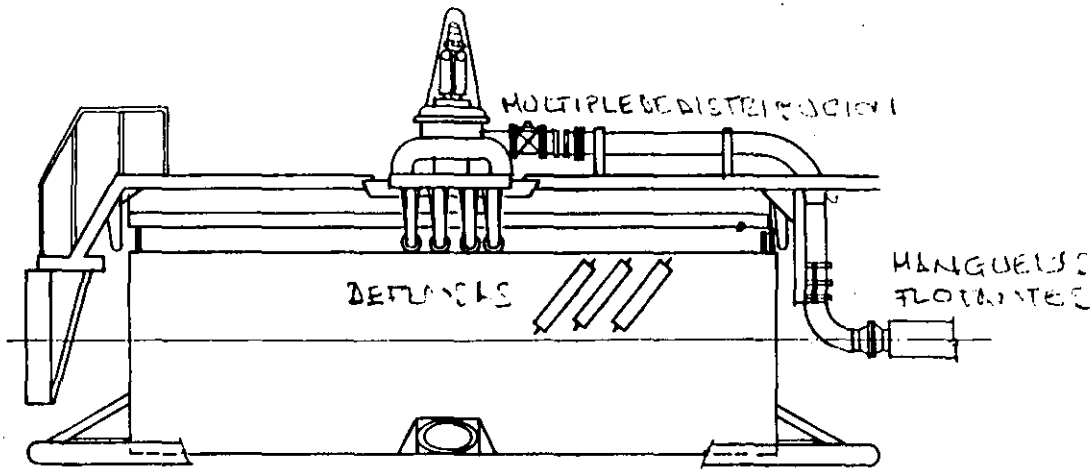
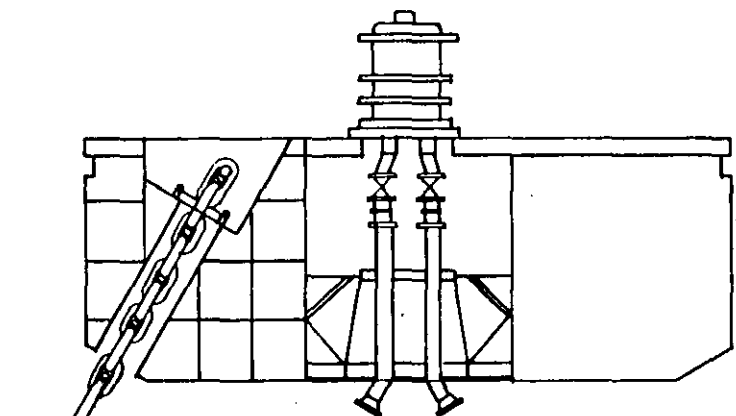


Fig. 51

MONOBOYA

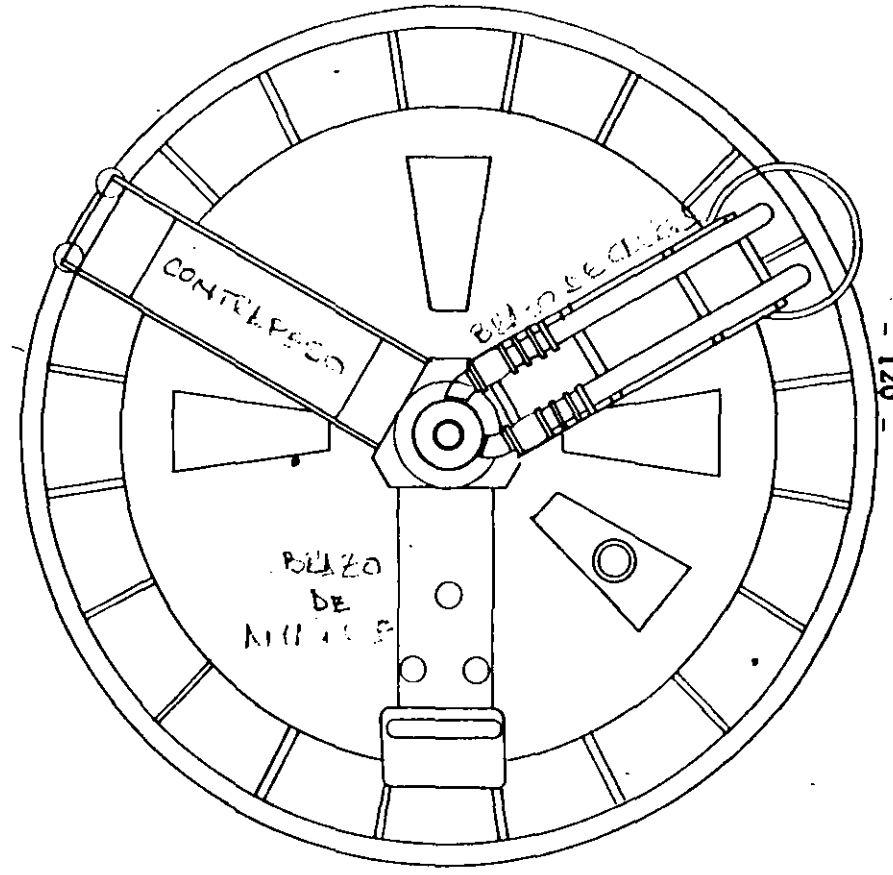


ELEVACION



MANGUERAS SOBRESIMBLES

CORTE



120

PLI. 571

Fig. 59

LINEAS DE CONDUCCION BAJO EL AGUA

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 conduc- - ción 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 tranqui- las y poco profundas como lo son los cruzamientos de ríos. Para grandes diá- metros 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. 53), 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 diá- metro sea grande y las condiciones del tiempo severas, si se tiene mucho cui- dado en emparejar el terreno de la rampa de lanzamiento y en controlar la in-

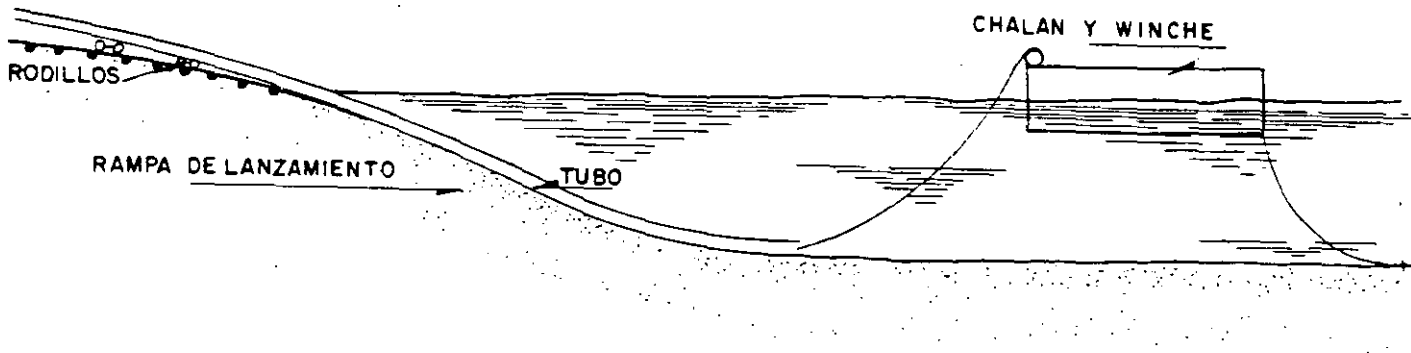


Fig. 53

tensidad 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. 54), 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 30 m 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. 55). 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. 56.

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 de

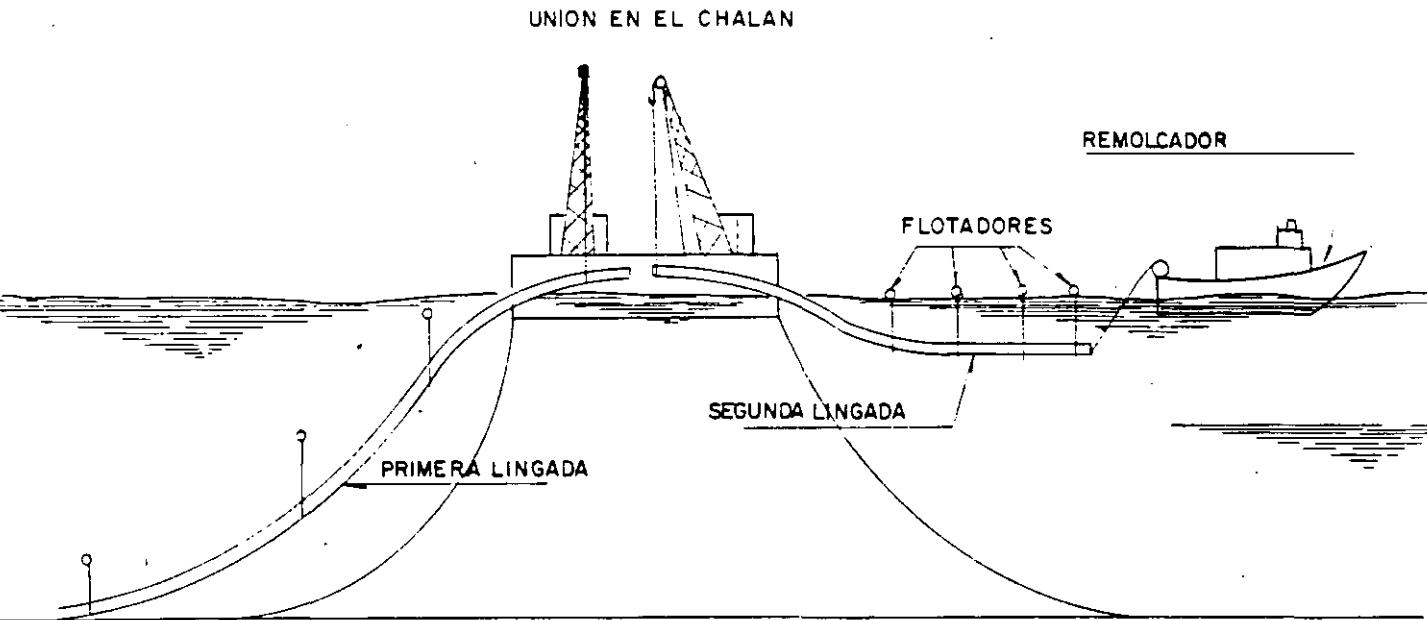


Fig. 54

LANCHON PARA
SUMINISTRO DE TUBERIA

CHALAN DE TENDIDO

STINGER

TUBO

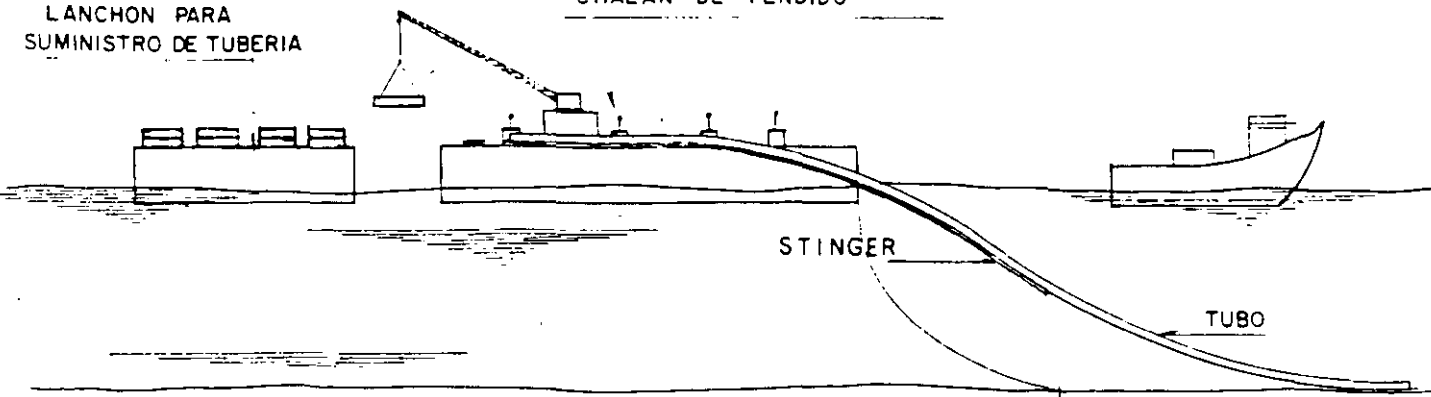


Fig. 55

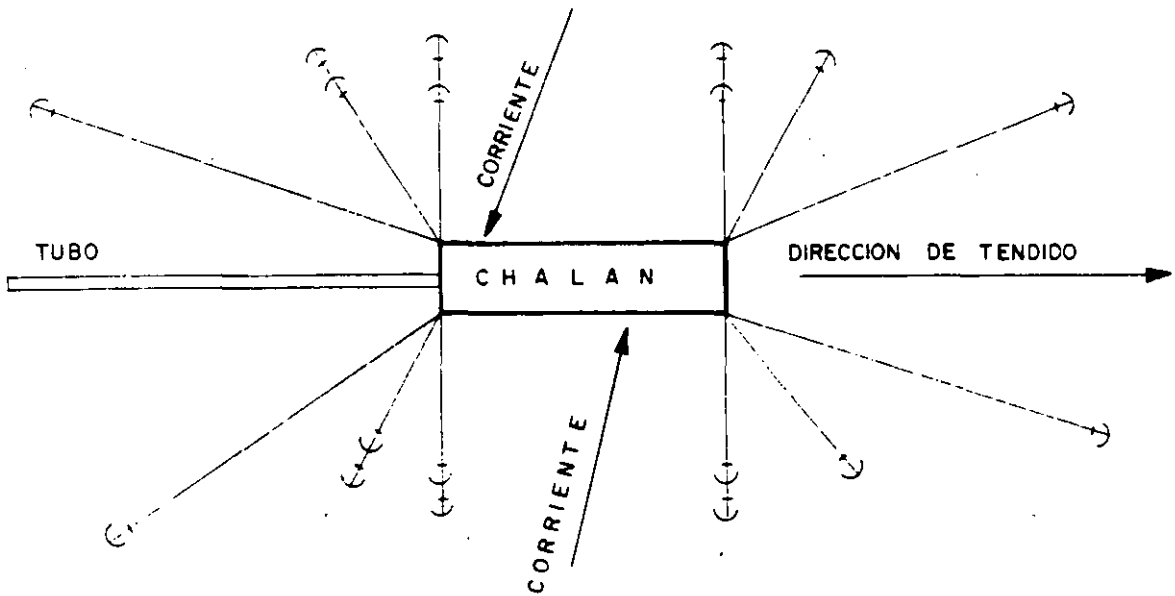


Fig. 56

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 su 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

∇ - 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, $\nabla = \frac{M}{I} r$ $M = \frac{\nabla I}{r}$

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

$$\nabla = \frac{Er}{R} < \nabla \text{ perm.} \quad (23)$$

en donde $\bar{\sigma}_{perm.}$ es el esfuerzo permisible que depende de la calidad del material de fabricación.

Obsérvase en la expresión (23) que el esfuerzo no depende del espesor de la pared del tubo.

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. Expresión (24).

$$\bar{\sigma}_{cr} = 1.3 \frac{E h}{r \sqrt{3(1-\mu^2)}} \quad (24)$$

$\bar{\sigma}_{cr}$ - Esfuerzo crítico de pandeo

r - Distancia al eje neutro de la fibra mas alejada

E - Módulo de Elasticidad, Kg/cm²

h - espesor de la pared del tubo, cm

μ - módulo de Poisson

obtenida por Timoshenko 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 57 se presentan para diferentes diámetros de tubo esfuerzos flexionantes en función de radios de curvatura.

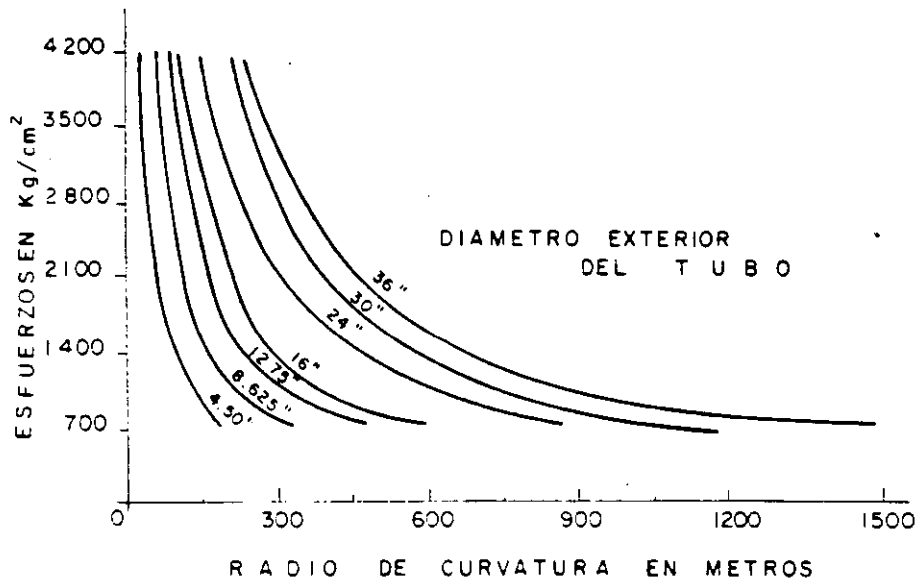


Fig. 57

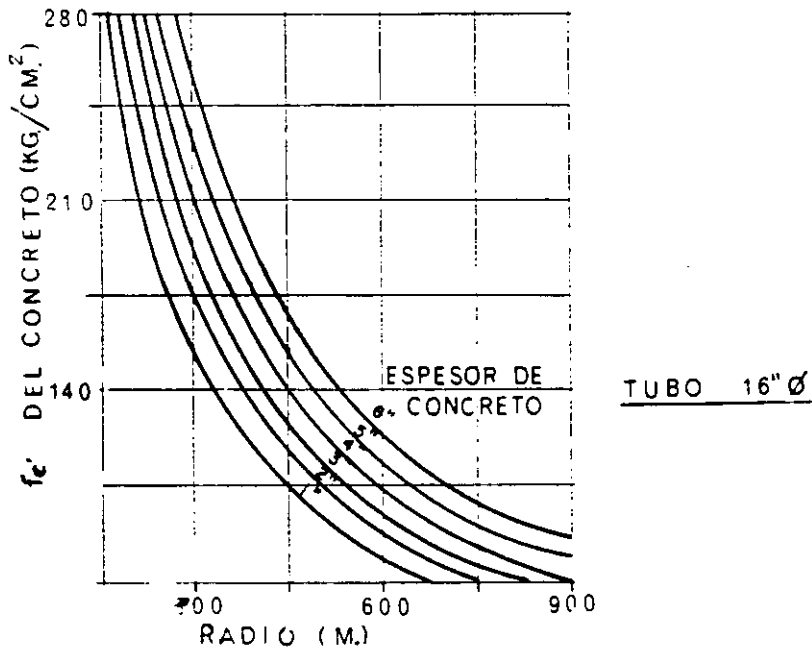


Fig. 58

Aunque el concreto fluye plásticamente bajo esfuerzos de compresión y prácticamente no tiene resistencia a la flexión, se puede utilizar la misma expresión (23) para obtener esfuerzos en el concreto en función del radio de curvatura; en la figura 58 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 59.

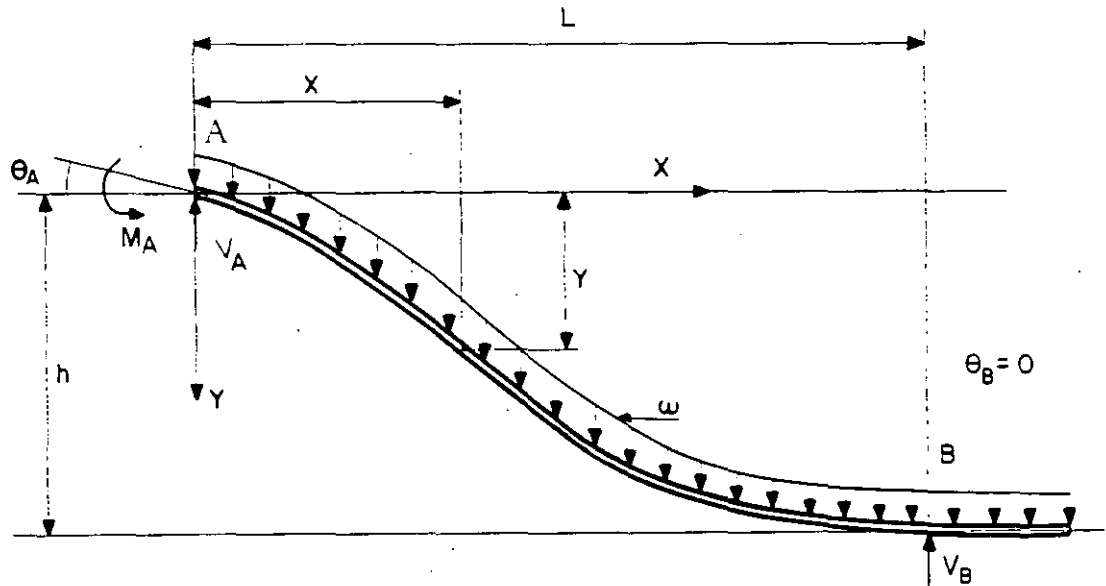


Fig. 59

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 cm⁴.

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:

$$M = M_A + V_A X - \frac{\omega X^2}{2} \qquad M_A = -\frac{EI}{R_A} \qquad (25)$$

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

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

$$V_A = \frac{EI}{R_A L} + \frac{\omega L}{2} \qquad (26)$$

Substituyendo (26) en (25)

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

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

(27)

Puesto que

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M}{EI} = -\frac{1}{R_A} \left(\frac{X}{L} - 1 \right) - \frac{\omega X}{2EI} (L - X) \quad (28)$$

Integrando (28) respecto a x

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

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

$$\theta = -\frac{1}{R_A} \left(\frac{X^2}{2L} - X \right) - \frac{\omega X^2}{12EI} (3L - 2X) + \theta_A \quad (29)$$

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

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

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

$$\theta_A = -\frac{L}{2R_A} + \frac{\omega L^3}{12EI} \quad (30)$$

Integrando (29) nuevamente respecto a x

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

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

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

$$\therefore \quad X=L, \quad y=h$$

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

$$h = \frac{L^2}{3R_A} - \frac{\omega L^4}{24EI} + \theta_A L \tag{31}$$

Sustituyendo en (31) el valor de (30)

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

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

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

$$L^4 - \frac{4EI}{\omega R_A} L^2 - \frac{24EIh}{\omega} = 0 \tag{32}$$

Resolviendo la ecuación (32) 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 (27) nos dará el momento flexionante en cualquier sección y en (26) la reacción del chalán.

Derivando (27) 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 (27)

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 60, 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:

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

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

$$L^4 - \frac{24EIh}{\omega} = 0$$

$$L = \sqrt[4]{\frac{24EIh}{\omega}}$$

(33)

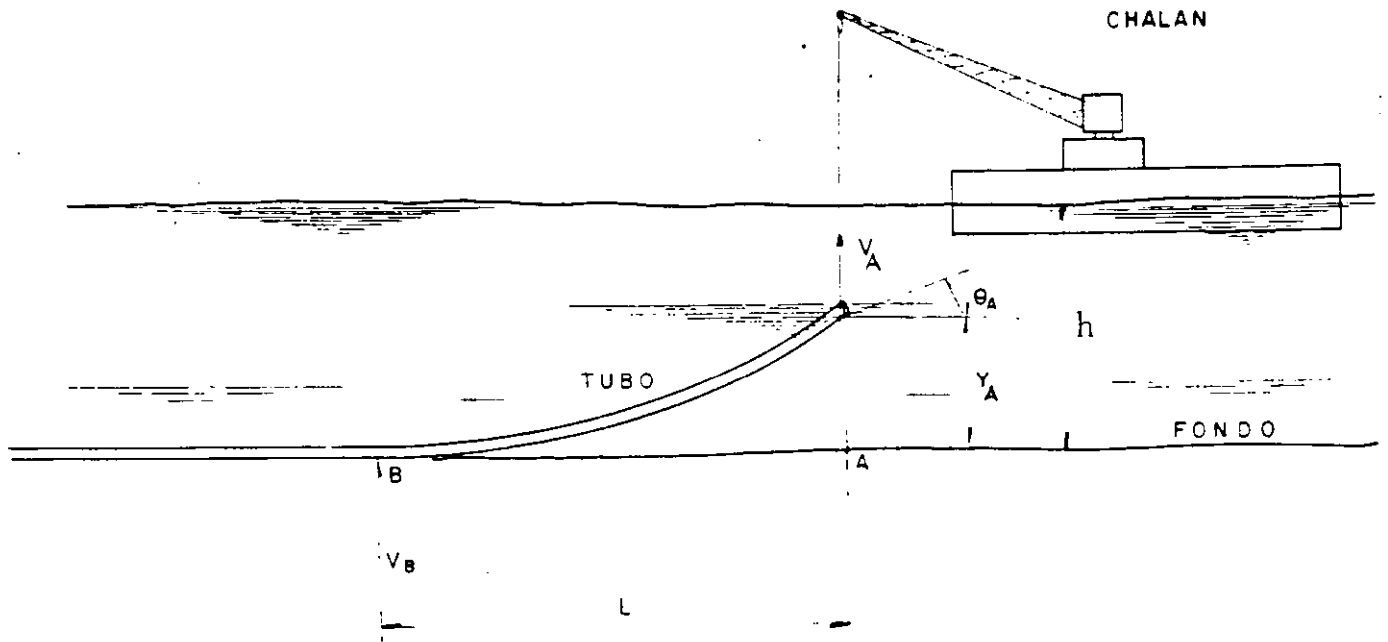


Fig. 60

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 fig. 61

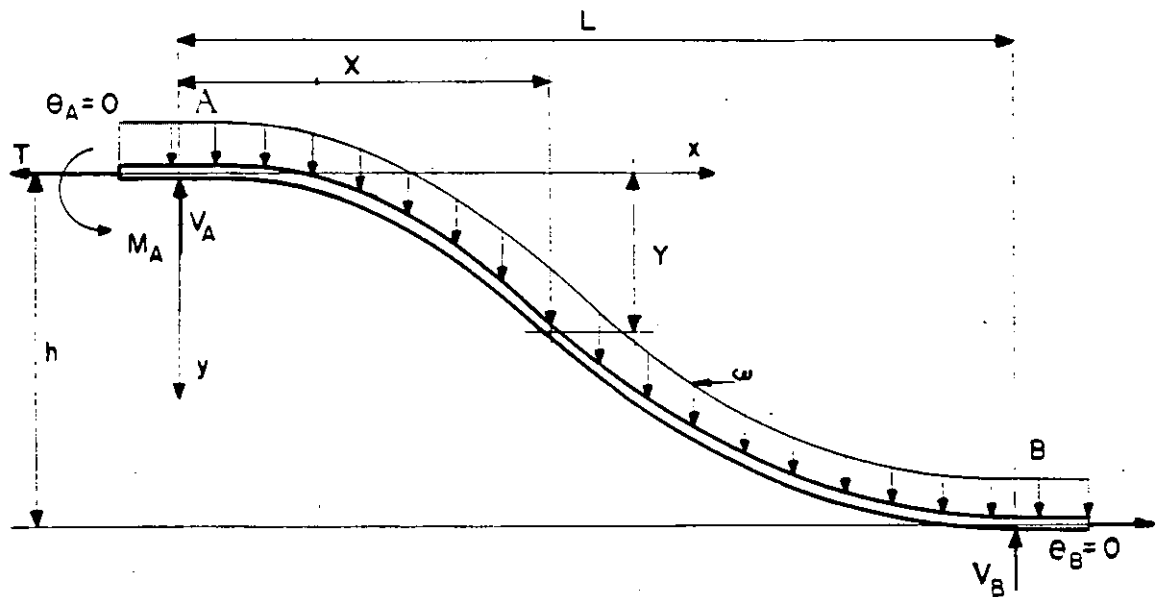


Fig. 61

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

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

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

$$V_A = \frac{EI}{R_A L} + \frac{\omega L}{2} + T \frac{h}{L} \quad (34)$$

$$M = -\frac{EI}{R_A} + \left(\frac{EI}{R_A L} + \frac{\omega L}{2} + T \frac{h}{L} \right) X - \frac{\omega X^2}{2} - T Y \quad (35)$$

Puesto que

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

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

Ecuación diferencial cuya solución es:

$$Y = C_1 e^{\sqrt{\frac{T}{EI}} X} + C_2 e^{-\sqrt{\frac{T}{EI}} X} - \frac{\omega}{2T} X^2 + \left(\frac{EI}{R_A L T} + \frac{\omega L}{2T} + \frac{h}{L} \right) X - \frac{EI}{R_A T} - \frac{\omega EI}{T^2} \quad (36)$$

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

$$C_1 + C_2 = \frac{EI}{R_A T} + \frac{\omega EI}{T^2} \quad (37)$$

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

Si $X = 0$, $\frac{dY}{dX} = 0$

$$C_2 - C_1 = \left(\frac{EI}{R_A L T} + \frac{\omega L}{2T} + \frac{h}{L} \right) \sqrt{\frac{EI}{T}} \quad (38)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones (37) y (38)

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

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

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 (36)

$$Y = \left(\frac{T}{24EI R_A} + \frac{\omega}{24EI} \right) X^4 - \left(\frac{1}{6R_A L} - \frac{\omega L}{12EI} - \frac{hT}{6EIL} \right) X^3 + \frac{1}{2R_A} X^2 \quad (39)$$

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

$$\left(\frac{T}{24EI R_A} - \frac{\omega}{24EI} \right) L^4 - \left(\frac{1}{3R_A} - \frac{hT}{6EI} \right) L^2 - h = 0 \quad (40)$$

Derivando (39) respecto a X y tomando en cuenta que si

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

$$\frac{1}{R_A} = \frac{\omega L^2 + 6 h T^2}{2 T^2 L^2 + 6 E I T} \quad (41)$$

Resolviendo la ecuación (40) se puede encontrar el valor de la L en función de las características de la tubería, la curvatura en el chálán, la carga unitaria, la profundidad del agua y la tensión en el chalán, valor que sustituido en (35) nos dará el momento flexionante en cualquier sección, sustituyendo en (34) nos dará la reacción del chalán y en (39) 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.

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.

NOMENCLATURA

PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS MARITIMAS Y PORTUARIAS

PARTE III.- ESTRUCTURAS MARITIMAS

N O M E N C L A T U R A

- L - Eslora o Longitud
- B - Manga
- D - Calado
- H - Altura o Puntal
- W - Desplazamiento o Peso
- TPM - Toneladas de Peso Muerto
- vu - Velocidades
- p - Presión Unitaria
- P - Presión Total
- F - Fuerza
- M - Momento
- T - Fuerza Tangencial o Tensión
- N - Fuerza Normal
- V - Fuerza Cortante
- d - Ancho o Diametro
- s - Desplazamiento
- r,l - Brazo o Distancia
- h - Profundidad o Espesor
- O - Centro
- R - Radio
- E_F - Energia o Escala de Fuerzas
- α, β, θ - Angulos
- m - Masa
- a - Aceleración
- e - Excentricidad
- CG - Centro de Gravedad
- A - Area
- ρ - Densidad
- γ - Peso Especifico
- ϕ - Angulo de Fricción
- C - Cohesión
- Δ - Deformación
- X,Y,Z - Coordenadas
- k - Rigidez
- g - Aceleración de la Gravedad
- Σ - Suma
- I - Momento de Inercia
- μ - Modulo de Poisson
- \bar{V} - Esfuerzo
- w - Carga
- t - Tiempo
- A - Area
- η, K - Coeficientes
- E - Modulo de Elasticidad



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS Y PORTUARIAS

PARTE IV .-

D R A G A D O

ING. JUAN PIZA ORTIZ

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS Y PORTUARIAS

ING. JUAN PIZÁ ORTIZ.

DRAGADO

MARCO DE REFERENCIA:

La profundidad es el elemento básico de la infraestructura portuaria, cuando la profundidad se pierde, dicha infraestructura no puede servir al barco. La profundidad exige un mantenimiento cuidadoso, todos los materiales que se depositan en el fondo deben ser retirados para disponer de las profundidades de proyecto en forma continua.

Los trabajos de dragado para retirar los materiales que se depositan, los azolves, representan para algunos puertos inversiones sumamente cuantiosas, es por ello que la Ingeniería Portuaria da mucho atención al estudio de los fenómenos que producen los azolves y a las soluciones para evitarlos o reducirlos y en su caso para encontrar los procedimientos más eficientes para retirarlos.

Las técnicas recientes para la selección de sitio para los puertos aconseja buscar la ausencia de aportes de azolve provenientes de tierra, lo que se consigue en un sitio costero, fuera de los cauces de ríos y de lagunas; en donde se registren los arrastres litorales de menor cuantía posible y que facilite la construcción de obras necesarias para su control. Un puerto diseñado bajo estos conceptos requerirá de inversiones mínimas para el mantenimiento de sus profundidades.

En el pasado, cuando no se disponía de equipo de dragado de alto rendimiento y eficiencia, debieron buscarse sitios abrigados en donde la obtención de las profundidades fuera mínima y preferiblemente donde las profundidades ya existían.

Es en esos puertos, entre los se cuentan los mayores del mundo, en donde la conservación de las profundidades requiere de investigación y de estudio continuo para tratar de hacer dragados más eficientes para reducir sus costos.

1.- CLASIFICACION DEL DRAGADO

Se entiende por dragado, la extracción de materiales (fango, arena, grava, etc.) del fondo del mar en los puertos, así como en ríos y canales navegables, con el fin de aumentar la profundidad descargando estos azolves en las zonas de depósito, que pueden ser en agua, o utilizarlos en el relleno de áreas bajas, para asiento de instalaciones industriales y de urbanización o simplemente para sanear terrenos pantanosos que originan condiciones insalubres en algunas localidades.

Las operaciones de dragado deben cumplir una doble función: extraer el material y conducirlo hasta el lugar de descarga.

Existen dos tipos de dragados a saber, el de construcción y el de conservación.

El dragado de construcción, se realiza cuando es necesario crear o aumentar profundidades, las dimensiones en planta, o ambos. Es conveniente emplear el material extraído para relleno si éste es adecuado para tal fin, ya que es práctica usual y además económica, la combinación de estas dos funciones, la excavación del material subacuático para aumentar el tirante de agua y el aprovechamiento de este material, descargándolo directamente en la zona con objeto de elevar las cotas de un área que se desee utilizar.

El dragado de conservación, se efectúa con la finalidad de retirar los azolves que originan corrientes, marejadas, acarreo litorales, etc. Este puede ser periódico o permanente.

En el período, los sondeos indicarán la periodicidad con que debe efectuarse el dragado, para conservar las tres dimensiones de proyecto, particularmente la profundidad.

Los dragados continuos se requieren principalmente en los canales de navegación, dársenas y barras de los puertos fluviales, en los que frecuentemente los depósitos de sedimentos son permanentes y de mucha consideración.

2.- TIPOS DE DRAGAS

Podemos definir a la draga, como una embarcación especialmente dispuesta para montar en ella, las herramientas para extraer o excavar material de los fondos marinos, lacustres o de los ríos.

Las dragas se clasifican en dos grandes grupos: mecánicas e hidráulicas.

Al primer grupo pertenecen las de cangilones o de rosario, las de grúa (con almeja, granada o garfios) y las de cucharón. Todas estas podemos considerarlas como tipos básicos de las dragas mecánicas, que debido a su construcción relativamente sencilla, fueron las primeras que se usaron y en ciertas clases de obras son insustituibles a pesar de que su alcance de descarga es muy limitado, por lo que se impone el uso de chalanes-tolvas y remolcadores para tirar el material en las zonas de depósito.

Corresponden al segundo grupo, las dragas hidráulicas, que combinan la operación de extraer el material con el de su transporte hasta el lugar de depósito, mezclándolo con el agua y bombeándolo como si fuera fluido. Estas dragas resultan más versátiles, económicas y eficientes que las mecánicas, ya que realizan las dos operaciones por medio de una unidad integral.

Los tipos básicos de este grupo son las dragas estacionarias y las de autopropulsión con tolva, así como las mixtas.

Las dragas estacionarias pueden ser de succión simple o de succión con cortador.

Este último tipo de dragas se ha venido utilizando a últimas fechas, con mucho éxito dentro de la industria minera.

El segundo tipo comprende las dragas de autopropulsión con tolva, cuyo tubo o tubos de succión están sostenidos por los pescantes colocados en una banda, en ambas bandas, a proa, al centro, o a popa.

Las dragas hidráulicas estacionarias llevan como unidades básicas: la bomba de dragado, la escala con el tubo de succión, el cortador, los zancos y el winche o central de winches con sus motores correspondientes. Estas unidades para ser eficaces deben estar perfectamente equilibradas en lo que respecta a dimensiones y potencia.

La bomba de dragado debe ser lo suficientemente potente para succionar el material removido por el cortador e impulsarlo hasta el lugar de depósito.

El diseño del cortador debe ser adecuado al tipo de material a dragar y su motor tener la potencia suficiente para cortar el material que se va a dragar.

El winche que acciona los traveses debe tener la potencia necesaria para forzar el cortador en el material a dragar.

Si alguno de los componentes es desproporcionadamente potente en relación con los otros, se desperdiciará inútilmente su potencia y tamaño adicional.

Por lo anterior, el diseño de una draga es factor básico y determinante en su economía y eficiencia de funcionamiento.

Las bombas de dragado, trabajan succionando y descargando materiales pesados, irregulares y abrasivos, que la acabarían rápidamente si no se emplearan en su construcción aleaciones especiales, que le permitan resistir y durar bajo las más severas condiciones de trabajo.

Los winches, la escala y el cortador están sometidos a fuerzas constantes y a cargas excesivas durante su funcionamiento, por lo que los materiales con que están fabricados y su diseño deben permitir un trabajo en condiciones de extrema rudeza.

Al mismo tiempo, todas las piezas deben ser diseñadas y construidas lo más sencillamente posible, para permitir su reemplazo con el mínimo tiempo de paro.

La energía necesaria para la operación de las dragas en general, puede ser suministrada por medio de:

***Motores eléctricos:** Las ventajas de confiabilidad, limpieza de operación y de costos reducidos de mantenimiento, de estos motores, se ven limitados al usarse en las dragas estacionarias por las dificultades de abastecimiento de energía; por ello son dragas especialmente indicadas para los trabajos de minería y son utilizables en los dragados de construcción cuando los volúmenes son importantes, y el plan de trabajo requiere desplazamiento relativamente reducidos y que den lugar a situar convenientemente el banco de transformación.*

La alimentación desde el banco en tierra se logra por un cable aislado sumergido o bien soportado por flotadores.

Unidades diesel eléctricas: En este caso, los motores diesel van acoplados a generadores y la energía eléctrica producida impulsa los motores que operan los mecanismos necesarios para el dragado. En esta forma se obtiene economía en el funcionamiento y aplicación instantánea de la fuerza sin pérdida de tiempo, así como una total autonomía.

Motores diesel: Estos se usan frecuentemente en dragas de cualquier tipo y capacidad, debido a la economía de su combustible y la aplicación instantánea de la fuerza necesaria para ponerlas en operación.

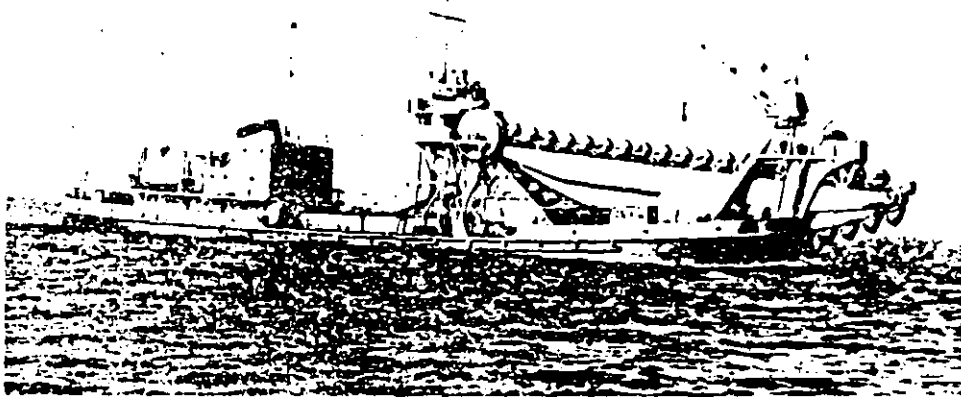
DRAGAS MECANICAS

Dragas de cangilones o de rosario: Las dragas de este tipo llevan un pozo en el eje del casco, por el cual se arría la escala para efectuar el dragado.

La escala es una estructura de acero, que sirve de apoyo y guía a la cadena de cangilones, que en el lado de carga descansa sobre una serie de rodillos para facilitar su movimiento.

La cadena de cangilones es accionada por una rueda motriz, situada en una estructura alta o torre que sostiene también los canales de descarga. (figs. 1 y 2).

FIG. 1 DRAGA DE CANGILONES O DE ROSARIO



En la parte inferior lleva una rueda guía para apoyo del extremo de trabajo de los cangilones durante su llenado.

Los cangilones son recipientes de acero con bordo reforzado en el lado de ataque. El agua se elimina mediante unos barrenos que llevan con ese fin cuando el material que se draga es muy duro, van provistos de dientes, semejantes a las que llevan las palas excavadoras terrestres.

Los cangilones se llenan con material del fondo al pasar por la parte inferior de la escala y al llegar a la parte superior de su recorrido, son vertidos en unos canales transversales que descargan en chalanes-tolva acoderados a los costados de la draga.

El rendimiento de una draga de cangilones o rosario, es siempre mayor que las de grúa

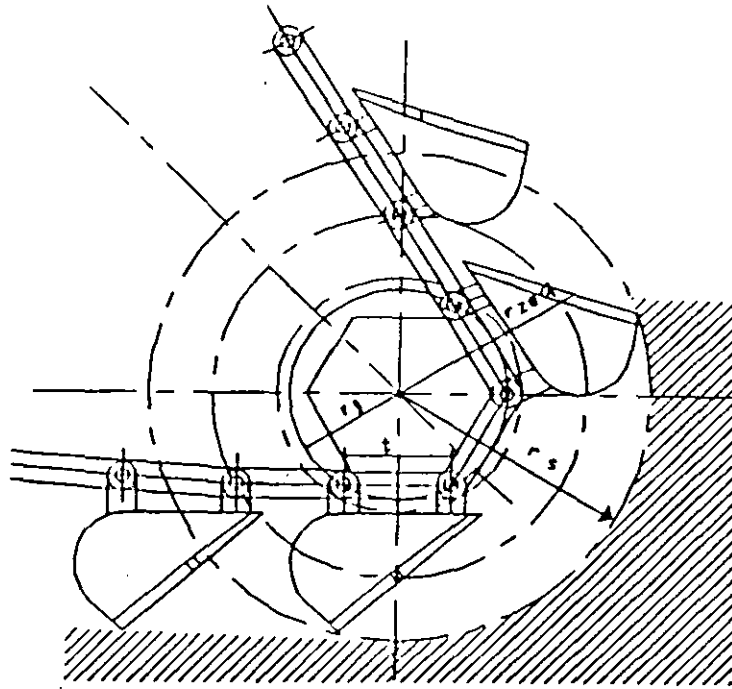


FIG. 2.- LLENADO DE LOS CANGILONES CON MATERIAL DEL FONDO

(con almeja o granada) y las de cucharón, debido a que su ciclo de trabajo es continuo.

Draga de grúa: Este tipo de draga consta fundamentalmente de un chalán que lleva montada una grúa o pluma que oscila de babor a estribor y va provista de almeja, granada o garfio, de acuerdo con el trabajo que se vaya a realizar, y se suspenden de la pluma mediante un aparejo guarnido con cables de acero.

Las almejas y granadas son de acero y de mucho peso para que al efectuar el dragado, se arrie de golpe hasta el fondo y muerda el material, bien para depositarlo en su tolva, si la tiene o chalanes-tolvas o a los lados del canal.

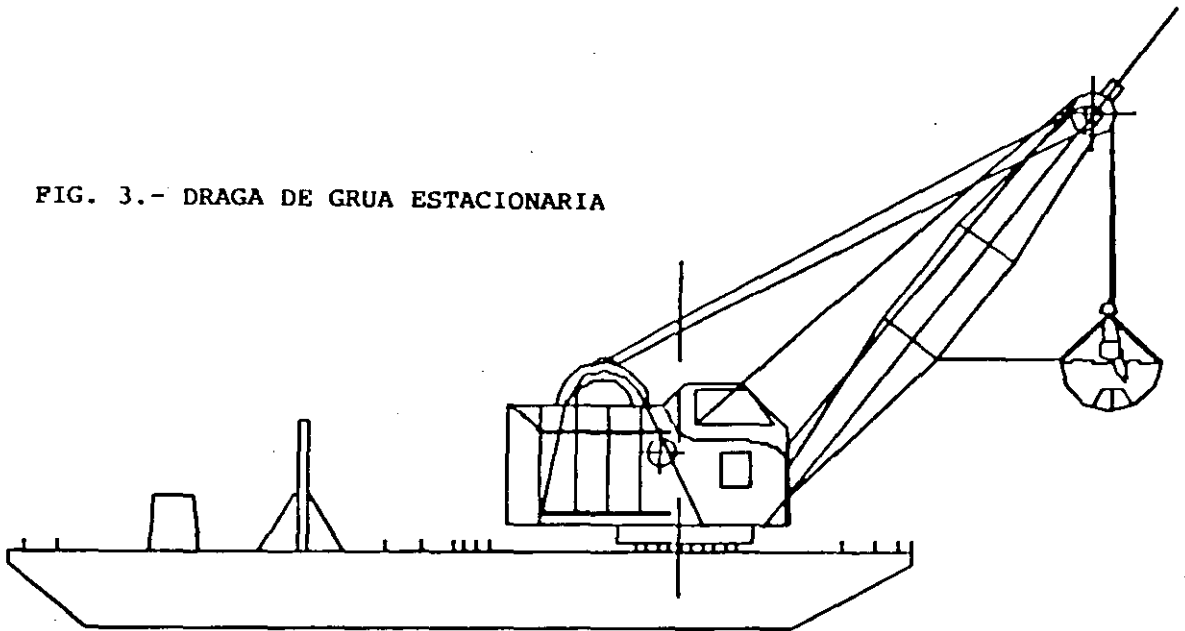
Para extraer el material de lango o arena o mezclado con grava es indicado utilizar la almeja normal y para material compacto se usa la almeja con dientes.

Existen tres tipos de almejas: pesadas, medianas y ligeras. La primera se utiliza en excavaciones de material duro o compacto, la segunda para usos generales y la última para material ligero.

Para rocas ya quebradas se emplea la granada. Los garfios son usados para extraer grandes rocas, pudiendo ser éstas hasta de 18 tons. según la capacidad de la grúa.

Estas dragas pueden ser estacionarias o de autopropulsión con tolva simple, doble, triple o cuádruple grúa.

FIG. 3.- DRAGA DE GRUA ESTACIONARIA



En el caso de las dragas estacionarias se disponen de zancos colocados a ambas bandas a proa y uno a popa destinados a fijar la draga a fin de que no se mueva por efecto del viento o la corriente aunque en muchos casos sólo se utilizan cables de acero con ese

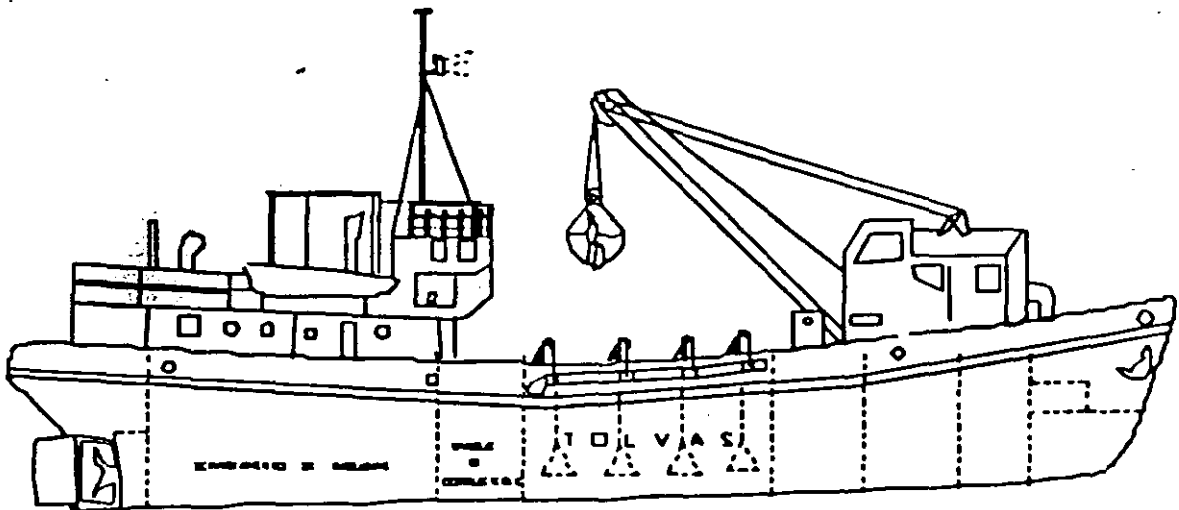


FIG. 4.- DRAGA DE GRUA AUTOPROPULSADA CON TOLVA

objeto.

Este tipo de draga se emplea para completar los dragados efectuados por otras unidades, en rincones y sitios a los que no llega fácilmente la boca de succión de las dragas hidráulicas, o los cangilones de las dragas de rosario.

También tiene aplicación en pequeños dragados de limpieza al pie de los muelles, extracción de productos rocosos, limpieza de troncos y raíces y otras faenas en que se tenga que trabajar exclusivamente en dirección vertical. (fig. 3 y 4).

Draga de cucharón: Este tipo de draga consta de un casco que soporta el mecanismo de excavación y éste es análogo a las de las palas terrestres. Fundamentalmente se compone de un cucharón que va montado en el extremo de un brazo de ataque o aguilón, diseñado para poder deslizarse por el plano central de una pluma, con lo que se consigue una absoluta regulación en los movimientos del cucharón.

La capacidad de una draga de cucharón depende del tamaño de éste, expresado en metros, yardas o pies cúbicos y se mide al ras del borde superior, o volumen enrasado a diferencia del copeteado que se obtiene en las dragas terrestres.

Las dragas de cucharón van provistas de dos zancos a proa que sujetan el casco a fin de formar una plataforma estable de trabajo y otro a popa que sirve de punto de giro para mantener la draga en posición adecuada para el dragado. (fig. 5)

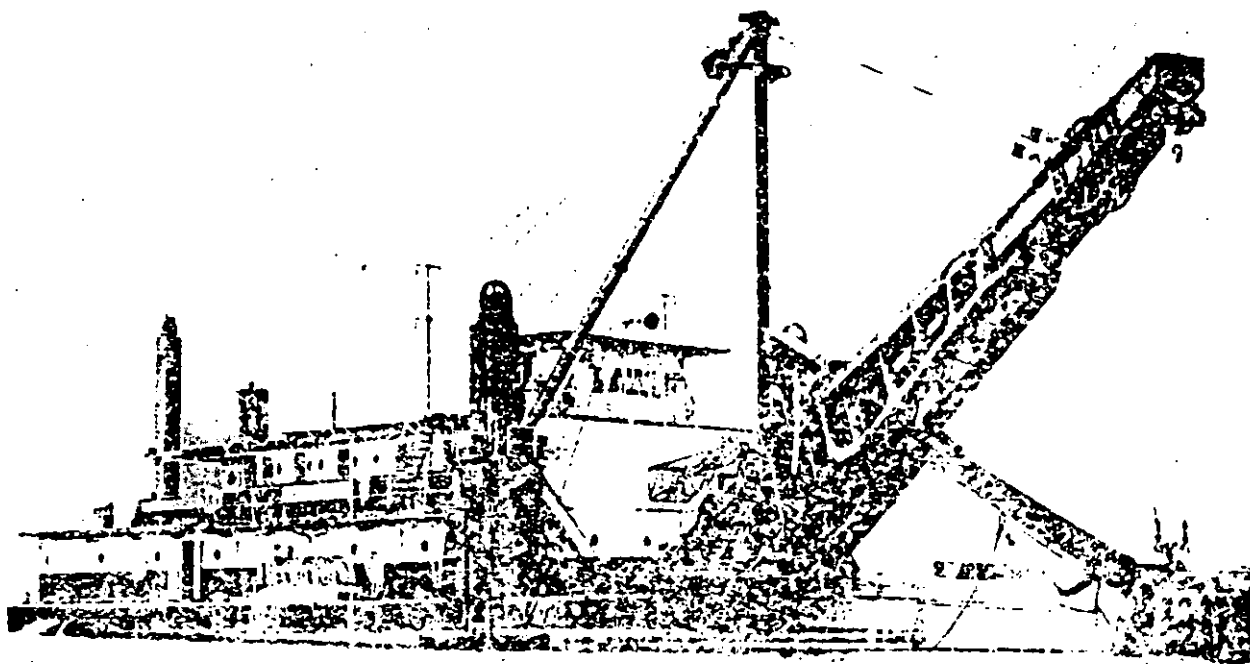


FIG. 5.- DRAGA DE CUCHARON

Para efectuar el dragado, se introduce el cucharón en el material del fondo y se le fuerza a través de la flecha, al mismo tiempo se aplica la tensión del cable que va al malacate y que jala el cucharón hacia arriba del corte.

Una vez que se encuentra a suficiente altura sobre el nivel del agua es vaciado en chañanes-tolva, o depositado en la orilla.

La profundidad óptima del corte es aquella en que se obtiene mayor rendimiento, el cual depende de los siguientes factores:

- 1.- De la calidad del material
- 2.- De la profundidad total del dragado
- 3.- Del ángulo de oscilación
- 4.- De la habilidad del operador.

DRAGAS HIDRAULICAS DE SUCCION

Este grupo es el de las dragas de desarrollo tecnológico más avanzado, son actualmente las más numerosas, son también las más versátiles.

La idea central de su diseño es la utilización de una bomba, la bomba dragadora, que recoge, succionándolos, los materiales del fondo o del frente de ataque y en la misma operación los impulsa al sitio donde deben depositarse.

El transporte de material así obtenido, se hace a través de una tubería mezclado con agua, es decir la bomba maneja una mezcla de agua y sólidos.

La bomba dragadora y todos los componentes y sistemas deben montarse en una unidad flotante, lo que permite la movilidad del equipo con sencillez, tanto para trasladarla de una obra a otra, como para posicionar el equipo y completar el dragado del área en que esté trabajando.

La mayor eficiencia en la operación de las dragas de succión se logra cuando el contenido de sólidos de la mezcla que se bombea es el máximo posible. El operador se sirve de un vacuómetro que le da indicación de la proporción de sólidos en la mezcla, si no hay suficiente agua para mantener los sólidos en movimiento la tubería se tapaná, el vacuómetro indicará entonces un vacío muy alto, si por el contrario se está bombeando una mezcla muy pobre, o solo agua, el vacío será cero. En general se bombean mezclas de entre 5 y 15 % de sólidos dependiendo, naturalmente, de la calidad de los materiales dragados y de la distancia de tiro.

Hay dos modalidades básicas de las dragas de succión, respondiendo cada una a las exigencias particulares de los diversos trabajos de dragado: la draga estacionaria o de corte y la draga autopropulsada o de tolva.

Hay algunas dragas que tienen ambos sistemas, las dragas mixtas, equipadas con cortador, tienen tolva, zancos y propulsión propia.

Las características de cada uno de los tipos básicos pueden describirse en forma resumida como sigue:

Dragas estacionarias: Requieren para desplazarse de un sitio a otro, de un remolcador, carecen de propulsión generalmente. Para avanzar en el frente de ataque se valen de un par de zancos colocados a popa, uno de los cuales le servirá también como eje para el movimiento circular o abaniqueo según el cual realiza el ataque; para lograr ese movimiento circular alrededor del zanco de trabajo se vale de dos cables anclados a tierra que se cobran alternadamente por medio de winches instalados a bordo.

La succión se realiza a través de un tubo cuyo extremo recoge el material a dragar, este tubo va sostenido por una estructura, la escala; ésta tiene movimiento vertical según un eje colocado a bordo y es izada o abatida por un cable accionado por un winche y con el apoyo de una cabria.

Casi todas estas dragas tienen en el extremo de la escala y adelante de la boca del tubo de succión, una herramienta de ataque, el cortador giratorio, cuya flecha esta accionada por el motor cortador. El cortador tendrá diferentes diseños acordes con los tipos de suelos que deban atacarse y con la forma de ataque que deberá seguirse; en general, empleará cuchillas para los materiales blandos y dientes para los materiales compactos y los materiales duros; ambos, las cuchillas y los dientes están dispuestos siguiendo formas helicoidales.

Los tamaños de estas dragas se identifican usualmente por el diámetro de la tubería de succión o del de la tubería de descarga, ambos frecuentemente iguales. Las hay desde diámetros muy pequeños de 10 cm. (4") usadas en pequeños canales, arroyos o lagunas, hasta dragas de gran diámetro del orden de 110 cm. (44"), diseñadas para materiales difíciles.

Otra característica que califica a estas dragas es su potencial del cortador; en las más pequeñas se encuentran potencias del orden de 50 H.P. mientras que en las mayores, las especialmente diseñadas para trabajos en materiales muy difíciles tienen potencias del orden de 5 000 a 6 000 H.P.

Muchos de los sistemas que componen las dragas se accionan con motores hidráulicos, es muy frecuente que los cortadores se accionen con este tipo de motor, diseñados además para trabajar bajo el agua y de esa manera reducir al máximo la longitud de la flecha.

La unidad flotante de la draga es posible formarla, cuando se trata de dragas pequeñas, hasta 35 cm., (14" de diámetro), con secciones transportables por tierra que se unen entre sí. El elemento flotante de las dragas mayores, que en algunos casos suelen tener propulsión propia, son chalanes modificados que sólo pueden ser transportados por agua.

El conjunto escala-cortador, hace de la draga estacionaria una herramienta muy adecuada para dragados de construcción, en la excavación de canales y dársenas; son especialmente eficaces para estos trabajos y también cada vez es más usada en trabajos de minería y de producción de agregados pétreos. En menor grado se les utiliza en dragados de conservación, en los que frecuentemente pueden prescindir del cortador, en cambio sirven muy bien para retirar azolves en lugares de acceso difícil; en general puede

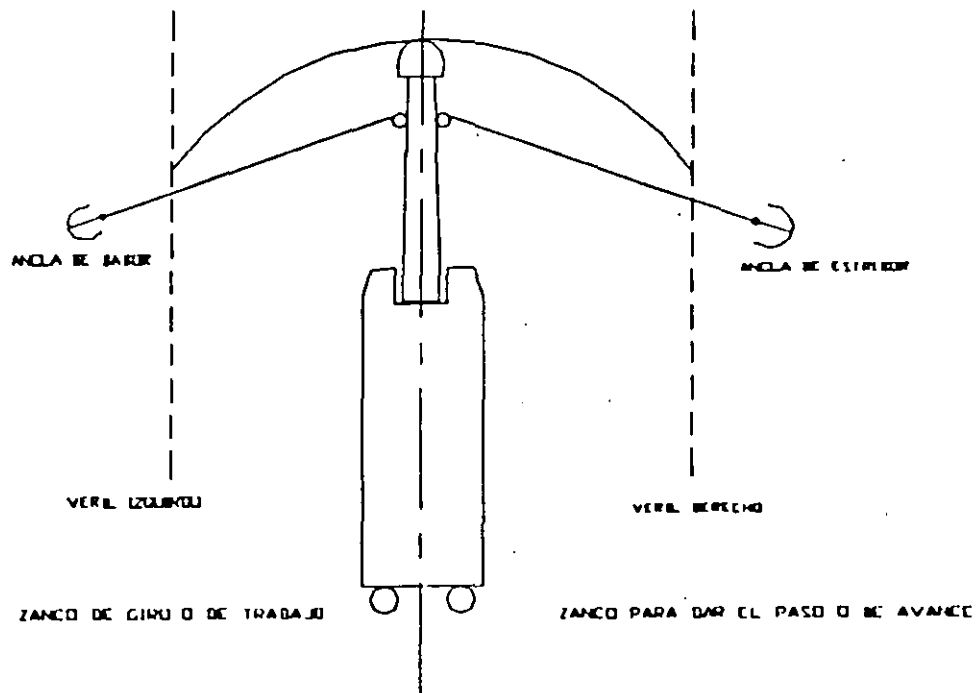


FIG. 6.- COLOCACION DE LAS ANCLAS DE LOS TRAVESSES AL COMENZAR LA DRAGA SU OPERACION

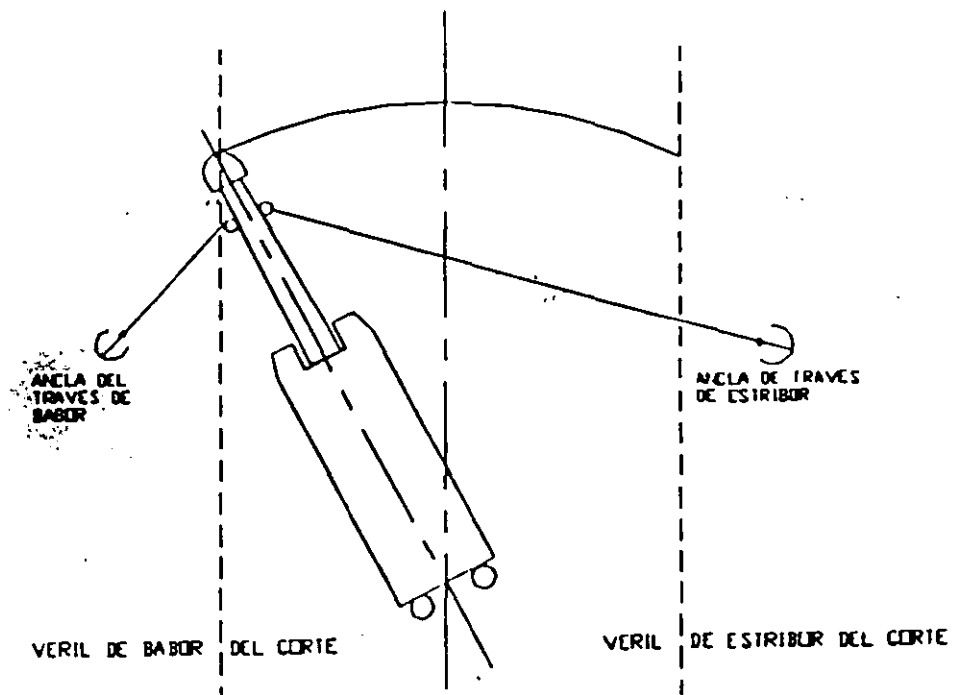


FIG. 7.- AL QUEDAR A POPA LAS ANCLAS DE LOS TRAVESSES, DEBEN ENMENDARSE PARA EVITAR QUE LA DRAGA SE RETIRE DEL CORTE O SE TUERZAN LOS ZANCOS.

decirse que el 85 % de sus usos están relacionados con los dragados de construcción y el resto para dragados de conservación (figs. 6 y 7).

La conducción y depósito del material dragado por medio de la tubería de descarga es un elemento muy valioso para su aprovechamiento si son suelos de buena calidad o bien para su depósito o en sitios controlados cuando se trata de materiales contaminantes. Como éstos últimos son una proporción muy pequeña de los totales dragados en el mundo y se localizan principalmente en los países muy industrializados, se señala solamente la necesidad de diseñar cuidadosamente su manejo en los sitios de tiro si éstos han de ser en tierra firme, para evitar los daños consecuentes.

Como ya se dijo, la gran mayoría de los suelos dragados son utilizables en tierra para crear áreas para diversos usos. Los suelos de muy baja calidad para propósitos de edificación, son casi siempre ideales para la creación de áreas verdes, suelos agrícolas o mejoramientos ecológicos.

Con los suelos de buena calidad, es posible crear por ejemplo patios para el manejo de carga en las terminales portuarias, zonas para la implantación de industrias y la creación y reconstrucción de playas.

Dependiendo del tipo de material, de la potencia de la bomba dragadora y del diámetro de la tubería de descarga, el rango de la longitud de tiro es muy amplio desde distancias de orden de 200 m. para las dragas de 10 cm. (4") hasta distancias del orden de 8 a 10 Km. con las dragas más grandes actualmente en uso; una draga de 75 cm. (30") en la descarga con una bomba dragadora de 1 470 H.P., manejando un suelo compuesto de arena, grava y partículas rocosas de hasta 20 cm. puede alcanzar 1 200 m. de longitud.

El manejo del sitio de tiro, particularmente cuando se trata de rellenar zonas bajas, es importante para obtener todas las ventajas que brinda la conducción del producto de dragado por tubería; planeando adecuadamente los puntos de descarga, debe buscarse la forma de equilibrar los costos de los movimientos de tubería y los que significa extender el material a la cota de proyecto con equipo terrestre.

Para la operación eficiente de estas dragas, uno de los aspectos más importantes es contar con una existencia suficiente de las partes sujetas a desgaste por las propias condiciones del trabajo, que suelen ser muy severas o por el efecto de dragar suelos muy abrasivos ya que producen desgastes excesivos en el cortador, la tubería de succión, la carcasa y el impelente de la bomba dragadora y finalmente la tubería de descarga, por nombrar los principales.

En los casos extremos es necesario tener en el sitio de la obra, suficientes repuestos para bajar al mínimo los tiempos de paro que pueden constituir al final un cargo de mucho peso en el costo unitario.

En los suelos suaves como puede ser la turba, las arcillas, en general suelos no compactos que no tienen un efecto abrasivo importante sobre las superficies de contacto durante la excavación, la succión y el transporte, esa necesidad se reduce en forma muy sustancial y por tanto no tiene un peso de consideración en el costo unitario final. (fig. 8)

Dragas autopropulsadas: El propósito principal de su diseño es la realización de dragados de conservación, son muy eficientes para recolectar los azolves depositados en

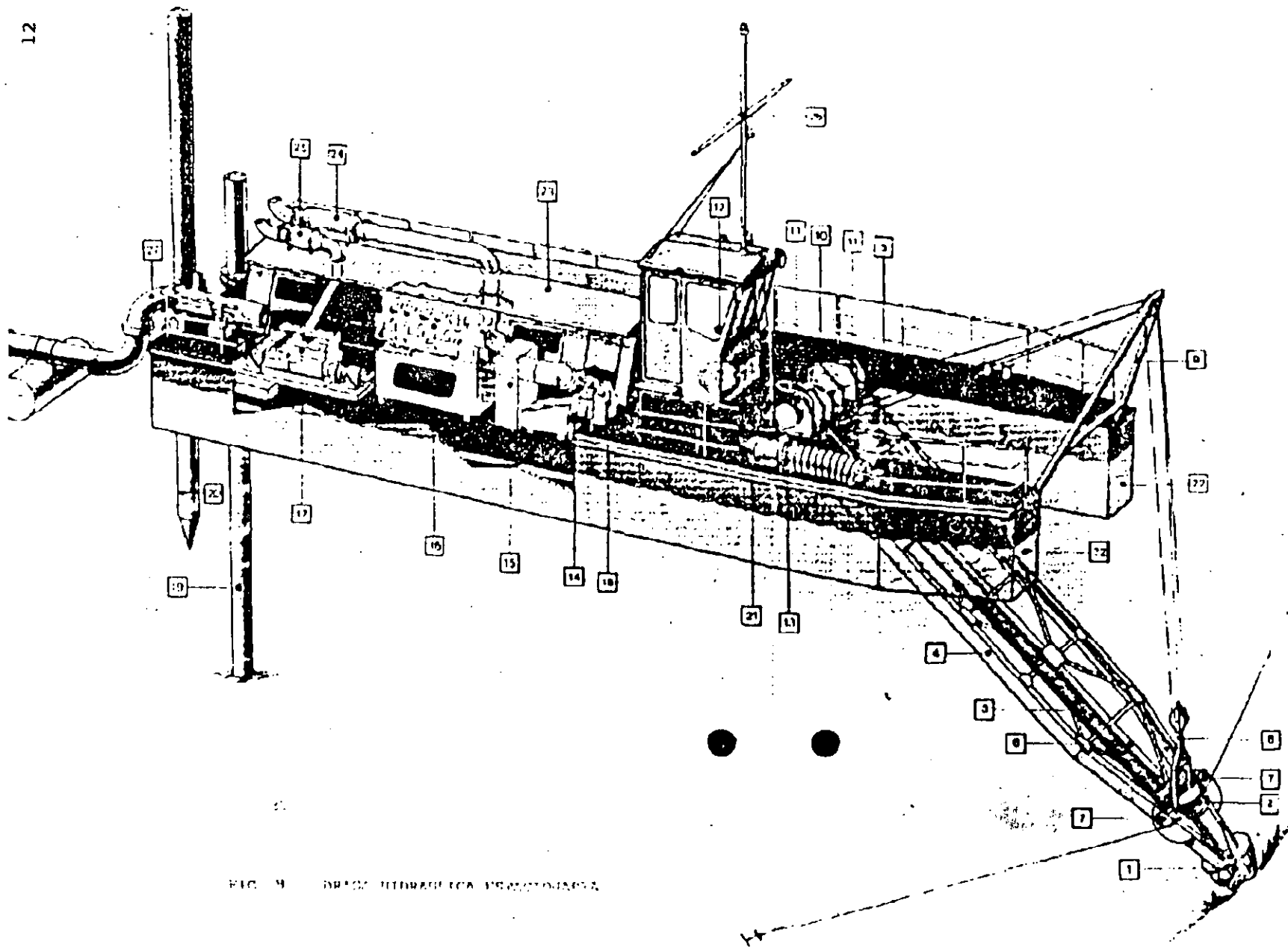


FIG. 4. DRAGA HIDRAULICA ESTACIONARIA

DRAGA HIDRAULICA ESTACIONARIA

el fondo, pueden sin embargo ejecutar algunos trabajos de profundización y de ampliación de canales y dársenas siempre que se trate de materiales sueltos o muy poco cementados.

El principio de su operación es recolectar los materiales a dragar, mientras se desplaza avante, depositar los mismos en una tolva integrada y navegar, una vez llena la tolva, al sitio de tiro para descargar la tolva por el fondo.

Algunas de estas dragas, pueden también lanzar el material lateralmente por un tubo que va en una estructura especialmente diseñada, o conectarse a una estación de descarga en tierra o en otra embarcación mediante un tubo de descarga lateral.

En el primer caso el lanzamiento del material lo hace directamente la bomba de dragado (a cañón), en el segundo caso, la estación de descarga succiona el material que se depositó en la tolva previamente.

La unidad de flotación, es un barco con propulsión propia en cuyo casco se aloja también la tolva y el equipo de dragado. En general, la propulsión (máquinas y puente de mando) se sitúan a popa mientras que en el resto del casco están la tolva y el equipo de dragado; en ciertos casos los motores principales suministran la energía para la propulsión y para el dragado.

La succión tiene lugar a través de tubos cuyo extremo superior se conecta a la bomba de dragado y que llevan en el extremo inferior la rastra cuya función es la de recolectar el azolve durante el desplazamiento.

Los tubos de succión, uno o dos, se disponen en las bandas, a popa o al centro del casco, en su eje longitudinal; el primer arreglo es el más común.

Las rastras o colectores son de diseños diferentes para los diferentes tipos de suelos que deben manejarse; para mejorar su eficiencia en los suelos compactos o cementados en algún grado, utilizan chillones de disgregación que van colocados en ella misma. Algunos diseños llevan elementos de ataque como dientes o patines.

Las aberturas de las rejillas de las rastras de succión, son generalmente cuadradas o rectangulares e impiden el paso de piedras o escombros que puedan alojarse en la bomba de dragado, o en los conductos del sistema de distribución de la descarga a la tolva.

Tipos básicos de rastras.- Al analizar el contacto y presión de la rastra sobre el fondo, resultan tres tipos básicos:

- a) Fija
- b) Ajustable (3 posiciones)
- c) Autoajustable

Tubo lateral de succión.- Este tiene menor peso que la escala de acero estructural, y mayor flexibilidad debido a dos conexiones esféricas tipo cardán, que se intercalan con ese fin, las que van protegidas con manguitos de hule reforzados en la parte intermedia y en la inferior, asegurados con brazos articulados, para evitar que durante el dragado se separen. La primera conexión sólo permite el movimiento horizontal y la segunda

únicamente el vertical de la rastra. Este tubo de succión va suspendido de los pescantes por medio de cables.

Estas conexiones flexibles de los tubos de succión y las innovaciones introducidas en el sistema de los pescantes, permiten aguantar las arfadas provocadas por el oleaje.

Amortiguadores de oleaje.- Estos dispositivos tienen por objeto:

- a) Evitar daños en el sistema de suspensión, causados por el oleaje.
- b) Hacer flexible la unión de la draga, con el tubo de succión y que la rastra se mantenga constantemente sobre el fondo, a pesar de la arfadas del buque.
- c) Mantener la tensión en los cables del aparejo del pescante del tubo lateral de succión, permitiendo pequeñas variaciones dentro de los límites predeterminados.

La capacidad de la tolva caracteriza el tamaño de estas dragas, las menores tienen capacidades del orden de 300 metros cúbicos y las hay hasta de 10 000 metros cúbicos.

Usualmente, el sitio de tiro del producto de estos dragados es fuera de la costa a profundidades y situación en los que puede asegurarse que el material no será arrastrado por el mar de regreso a la zona dragada; esta circunstancia permite la descarga de las tolvas por el fondo, sirviéndose de compuertas abatibles en cuyo diseño se procura el menor tiempo de vaciado, así como reducir al mínimo lo que el borde inferior se proyecta abajo del casco; esto, para posibilitar el tiro lo más cerca de la costa y reducir así los tiempos de navegación.

Con ese mismo propósito de descarga, a menor profundidad y también para reducir el tiempo de dragado se han construido dragas con tolvas bivalvas, que pueden abrirse separando sus dos mitades, según una charnela en el eje longitudinal a la altura de la

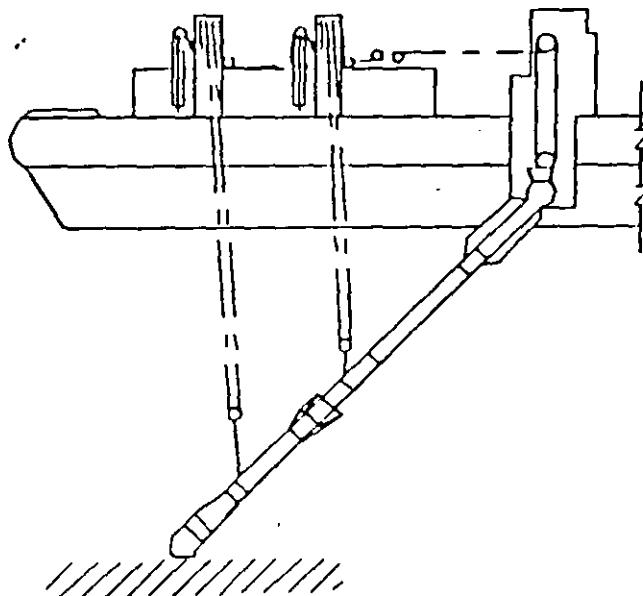


FIG. 9.- AMORTIGUADOR DE OLAJE INSTALADO EN UNA DRAGA AUTOPROPULSADA

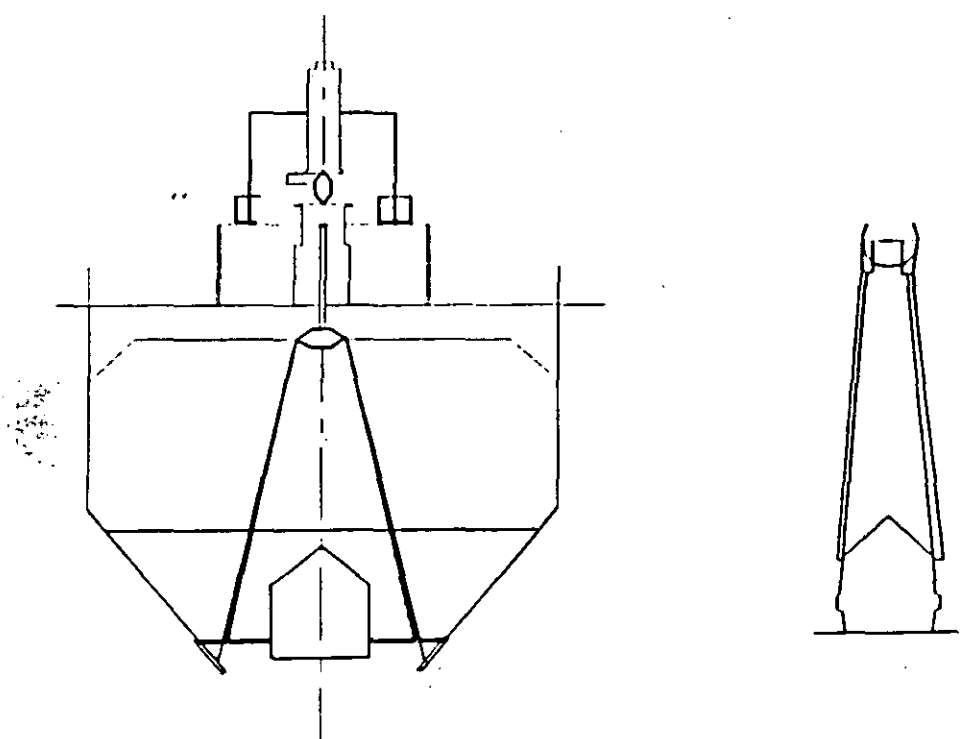
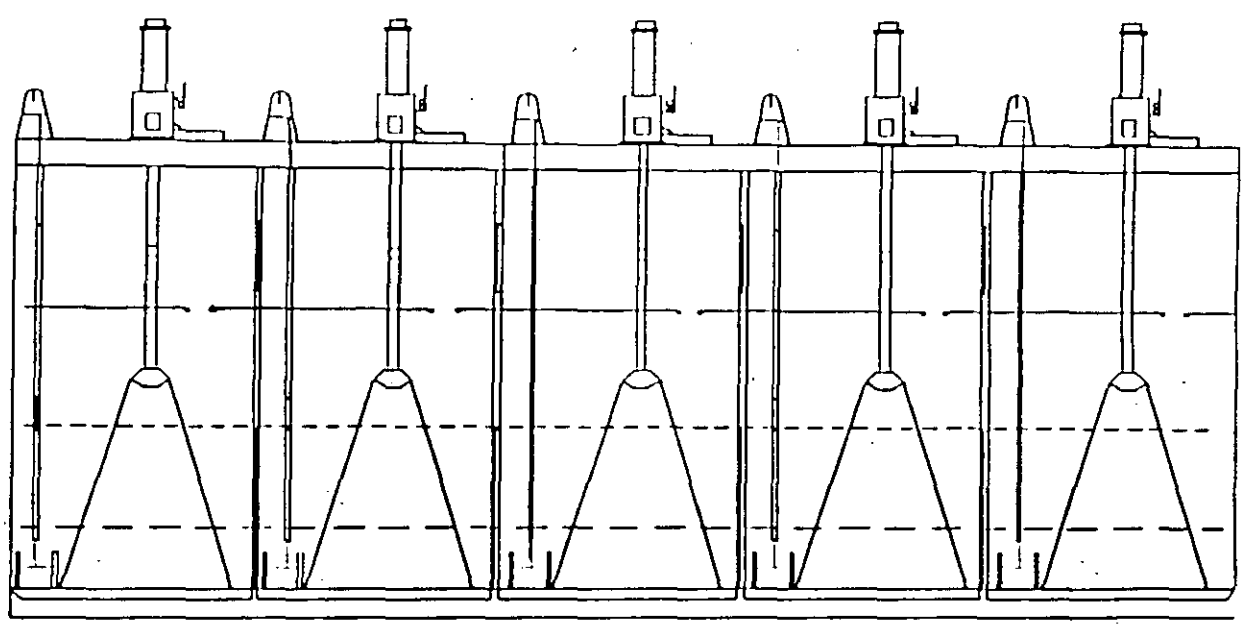


FIG. 10.- CORTE LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DE LA TOLVA DE UNA DRAGA AUTOPROPULSADA.

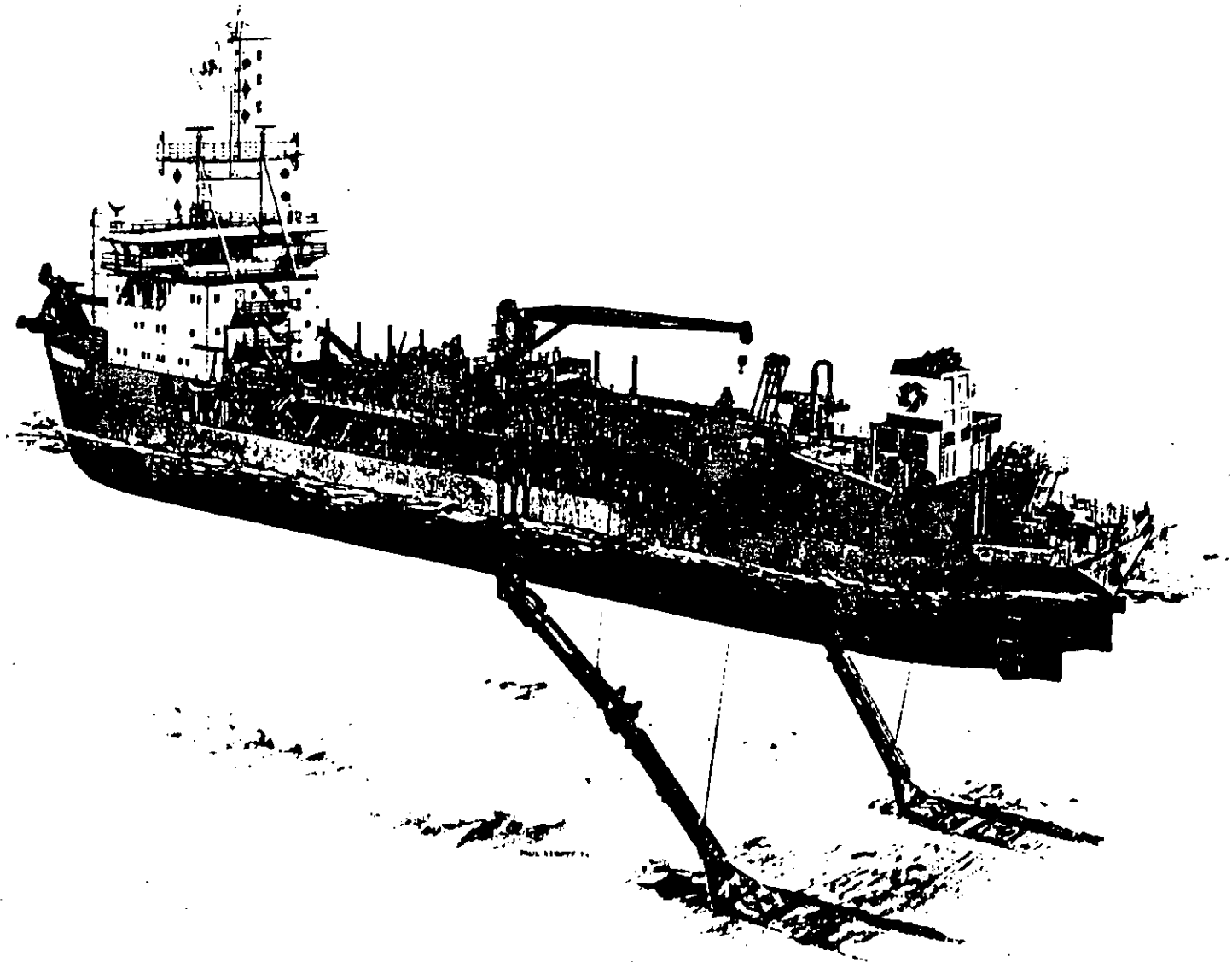


FIG. 11. - DRAGA HIDRAULICA AUTOPROPULSADA

cubierta principal.

La bomba de dragado y demás elementos se proyectan procurando reducir el tiempo de llenado de la tolva lo más posible.

El tiempo de llenado no depende sólo de la potencia y características de la bomba sino de los materiales a dragar; los más nobles son los más densos, limpios y de partículas de los tamaños que comprenden a las arenas, gravas y boleos pequeños, puesto que se decantarán rápidamente permitiendo un desalojo rápido del agua de la mezcla.

Los materiales de granulometrías del rango de las arcillas y limos por ejemplo, tienen un tiempo de decantación muy largo y una proporción importante se pierde junto con el agua desalojada por vertederos. Con materiales de éstos no es posible, económicamente, llenar totalmente las tolvas lo que llevaría a ciclos de dragado demasiado largos.

Este problema es frecuente en los puertos fluviales; en la mayor parte del canal de navegación del río Pánuco (puerto de Tampico) por ejemplo, se manejan tolvas conteniendo sólidos del orden del 15 al 20 % de su capacidad total.

Una draga de 4 000 m³ de capacidad, con una potencia de dragado de 6 300 H.P., con dos tubos de succión de 100 cm. (40") de diámetro, trabajando materiales granulares limpios puede llenar su tolva del 90 al 95 % en tiempos del orden de 20 minutos. (figs 9, 10 y 11)

La operación eficiente de estas dragas depende de varios factores, pero es esencial la determinación del ciclo de dragado (llenado-navegación de ida-vaciado y navegación de regreso) más económico y dentro de ello, la determinación del tiempo de llenado más eficiente, lo que a su vez determina el volumen límite que puede depositarse en la tolva, antes de que la proporción de sólidos succionados que se decanta sea insignificante. Esto se puede determinar fácilmente en la gráfica de llenado (volumen de sólidos depositados vs. tiempos).

El plan de dragado, se hace procurando la mayor longitud posible del desplazamiento durante el llenado de la tolva, procurando también el menor tiempo de maniobras para regresar y continuar el llenado. Entre dos franjas continuas de ataque, debe considerarse un traslape suficiente para evitar que queden protuberancias.

Es imprescindible en los dragados de conservación, contar con medios que aseguren el posicionamiento correcto de la draga en las zonas de trabajo particularmente cuando éstas son de grandes dimensiones, por ejemplo canales o lugares fuera de la costa, de otra forma se corre el riesgo de dragar volúmenes fuera de las áreas contratadas, que no son cobrables.

Existen en el mercado numerosos equipos de radioposicionamiento por medio de antenas terrestres y por satélite, en los que su precisión va de 5 a 10 m.. Si se pretende realizar trabajos sin los tipos de ayudas citados es necesario contar siempre con balizamientos visibles en el día y luminosos por la noche.

Es importante determinar mediante pruebas en el sitio y con la propia draga, la altura a la que debe llevarse la rastra, sobre todo en los fondos con suelos ligeros, para evitar sobredragados superiores a los límites de proyecto y/o contrato. Debe tenerse en cuenta

que la succión, mientras más potente sea la bomba, tiene mayor radio de influencia hacia abajo y a los lados.

La velocidad de desplazamiento en el recorrido de succión, debe también ajustarse para participar positivamente junto con las revoluciones de la bomba y el posicionamiento de la rastra, para conseguir la mezcla sólidos-agua más eficiente.

3.- CLASIFICACION DE SUELOS

Es definitivo, para la obtención del rendimiento de un dragado, conocer las características del suelo que se va extraer, ya que debido a la enorme variedad de su naturaleza, cada uno demanda diferentes condiciones de ataque.

El primer criterio es el conocimiento del diámetro de las partículas, ya que esto es básico para distinguir entre arcillas, sedimentos (limos), arenas, gravas y boleos.

Una base para la identificación de suelos en dragado, fue propuesta por PIANC (Permanent International Association of Navegation Congresses) en su publicación de 1972 denominada Report of the international comission for classification of soils to be dredged.

Dentro de los materiales cohesivos tenemos arcillas, limos y materia orgánica, siendo sus principales propiedades las siguientes:

La distribución del tamaño de los granos, siendo los mayores de 0.01 mm., lo que tendrá influencia en el desgaste de la cabeza del cortador.

Su resistencia al esfuerzo cortante es el principal factor para determinar la fuerza requerida en el cortador.

Su peso volumétrico es factor determinante para calcular su capacidad de transporte tanto vertical como horizontal.

En los materiales cohesivos debemos obtener los valores del contenido de humedad de Atterberg, ya que en función del mismo, se determinará el comportamiento del suelo durante el ciclo de dragado.

El porcentaje de materia orgánica tiene influencia sobre el peso volumétrico, causando también gasificación, lo que nos ocasionará problemas de vacíos durante el ciclo de dragado.

La consistencia da una medida de la compactación del suelo, y consecuentemente de la fuerza requerida en el cortador.

Los suelos fuertemente cohesivos, pueden llegar a necesitar ser barrenados y volados antes de su excavación (Ejem, Tepetates).

Los materiales no cohesivos son arenas, gravas, boleos o una mezcla de éstos, siendo sus principales propiedades las siguientes :

USOS GENERALES PARA LA IDENTIFICACION Y CLASIFICACION DE SUELOS PARA EFECTO DE DRAGADO

PIANC

TIPO DE SUELO	IDENTIFICACION SEGUN EL TAMAÑO		IDENTIFICACION	RESISTENCIA Y CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES		
	RANGO EN mm.	MALLA				
Boleo	GRANULAR (NO COHESIVO)	Mayor de 20 mm. entre 60 y 200 mm.		Exámen y medida visual	N. A.	
Grava		Gruesa 20-60 mm. Media 6-20 mm. Fina 2-6 mm.	3/4-3" 1/4-3/4" No. 7-1/4"	Facilmente identificable con un exámen visual	Es posible encontrar algunos estratos cementados de grava con boleos. La grava puede existir mezclada con arena	
Arena		Gruesa 0.6-2 mm. Media 0.2-0.6 mm. Fina 0.06-0.2 mm.	7-25 25-72 72-200	Partículas visibles con pequeña cohesión al estar secas	Algunos depósitos pueden estar compactos y cementados aumentando su resistencia. Estructura homogénea o estratificada, -- puede estar mezclada con arcilla aumentando su dureza.	
Sedimento o (limos)		Gruesa 0.02-0.06 mm. Media 0.2-0.6 mm. Fina 0.06-0.2 mm.	Pasa malla 200	Generalmente son partículas invisibles. Puede tener alguna plasticidad. Una vez seco, los terrones se convierten en polvo con la presión de los dedos.	Esencialmente no poseen gran plasticidad, con características similares a las arenas. El más fino se aproxima a la arcilla en su plasticidad. Mezclado con arena o arcilla puede estar homogéneo o estratificado. Su consistencia varía de fluido espeso a sólido.	
Arcilla	COHESIVO	Menor de 0.002 mm. La distinción entre arcilla y sedimento no se basa en el tamaño de las partículas sino en sus propiedades físicas. Indirectamente se relacionan el tamaño de las partículas.	N.A.	Fuerte cohesión, plasticidad y dilatación, fácilmente se presiona con los dedos poniéndose liso y grasoso. Estando seca se rompe durante el proceso de dragado.	Muy suelto Se escurren entre los dedos. Suelto Facilmente moldeable con los dedos. Firme Requiere fuerte presión para moldearse con los dedos. Rigido No se moldea con los dedos. Duro Se presiona con más de 1.34 dificultad con el pulgar	0.17 0.17-0.45 0.45-0.90 0.90-1.34
Materia Orgánica		N.A.	N.A.	Generalmente se identifica por el color café o negro, fuerte olor, con presencia de fibras y madera.	Puede ser firme o como esponja en la naturaleza. Su resistencia varía considerablemente en las direcciones vertical y horizontal.	

N.A. No aplicable

* La estructura del material puede estar intacta, fisurada, homogénea o estatificada.

El tamaño de los granos es importante para determinar la velocidad crítica mínima, de tal forma que estos permanezcan en suspensión. En un relleno es determinante conocer para el material que se deposita, qué talud formará, así como las características físicas de sus componentes y la calidad del mismo relleno.

En el caso del transporte en la tolva de una draga autopropulsada, el tamaño del grano será decisivo para el tiempo de decantación y por lo tanto del ciclo de dragado.

Cuando los granos de arena son mayores de 0.3 mm. éstos causarán mayor desgaste en la parte inferior de la tubería de descarga de una draga.

La mayor o menor compactación de arena, grava y algunas arcillas, será determinante en la fuerza que debe ejercer el cortador, así como en el consumo de energía del mismo.

El desgaste en la tubería y bomba dragadora, dependerán también de la forma redondeada o angular de los granos de arena, siendo mayor con estos últimos.

La permeabilidad es una propiedad determinante, ya que durante el proceso de corte, el volumen del suelo se incrementa debido a que cambia la densidad al pasar de un material con menor porcentaje de vacíos, a uno con mayor porcentaje. Durante este proceso se crea un vacío entre los poros del material y el agua, debiendo los mismos poros nivelar esta diferencia de presión, lo que ocasiona que la fuerza en el cortador se incremente considerablemente.

Cuando tenemos un suelo cementado, debe clasificarse dentro de los materiales cohesivos ya que durante el proceso de corte, las fuerzas que se originan son mayores a la de una arena normal.

Si se tiene una pequeña porción de arcilla en la arena, esta originará que el material sea menos permeable y adopte un talud más pronunciado, además tendrá una influencia positiva en la tubería por un menor desgaste.

El peso específico de los componentes del suelo influye determinantemente en la resistencia al corte y en el cambio de la velocidad crítica en la tubería. En la tabla 1 se presentan las bases generales de identificación y clasificación de suelos, para efectos de dragado.

La densidad de sólidos es la relación entre el peso específico de un material y el del agua; por lo tanto carece de unidades.

Por otro lado el peso volumétrico depende del peso específico de los componentes (partículas de suelo, agua, cantidad de vacíos, etc.)

El peso volumétrico puede ser medido en diferentes estados dentro del proceso de dragado.

La densidad en sitio se obtiene midiendo el peso volumétrico en el terreno, antes de dragar.

La densidad en la tolva; se obtiene midiendo el peso volumétrico a bordo del equipo utilizado para ir a tirarlo.

La densidad en el sitio de depósito, se obtiene midiendo el peso volumétrico al final del ciclo de dragado, una vez depositado el material o algún tiempo después en que se ha consolidado el mismo.

Las tres medidas anteriores nos darán diferentes valores para el porcentaje de vacíos, como podemos observar en la tabla 2.

TABLA 2

CAMBIO EN VOLUMEN Y DENSIDAD DURANTE EL DRAGADO Y RELLENO, DE UN DE UN MATERIAL CON UN CONTENIDO CONSTANTE DE SOLIDOS

SITUACION DEL MATERIAL	% DE VACIOS	CAMBIO EN VOLUMEN CON UN CONTENIDO CONSTANTE DE SOLIDOS m ³ /m ³ .	DENSIDAD DE LA MEZCLA
Material en sitio	45	1.00	1.88
Material después de un dragado mecánico (transporte)	55	1.22	1.72
Material unvez depositado.	45	1.00	1.88
Material parcial-mente consolidado.	40	0.92	1.96

4.- LA GEOTECNIA EN LAS OBRAS DE DRAGADO

INTRODUCCION

Los estudios geotécnicos realizados con fines de dragado difieren con respecto a los destinados a las cimentaciones de estructuras, tanto en su ejecución como en su destino. Se comentan las etapas que constituyen un estudio para dragado, y se describen los equipos y métodos de exploración y muestreo más empleados. También se mencionan las propiedades índice, mecánicas o químicas que se deben determinar en el laboratorio, señalando su importancia en relación al dragado y su destino en las distintas fases de éste. Así mismo se comenta sobre el equipo de dragado y sobre el contenido del reporte técnico que debe entregarse a los dragadores.

La expansión de la infraestructura portuaria de México implica la necesidad de efectuar importantes obras de dragado, tanto para su construcción como para su mantenimiento. La extensión y el costo de las primeras, así como la inexistencia de un criterio bien definido para la realización de los estudios geotécnicos previos, hace necesario establecer cuáles son los procedimientos de exploración y muestreo más adecuados, y los cuáles son las propiedades del subsuelo que deben determinarse. Esto es importante porque la información geotécnica para dragado difiere de la empleada regularmente, además que le falta la información adecuada tiene un peso considerable sobre el costo total de este tipo de obras.

Los objetivos por alcanzar en un estudio de este tipo son fundamentalmente dos:

Identificar los materiales por dragar y definir sus extensiones y volúmenes

Proporcionar la información del subsuelo destinada a resolver correctamente los problemas técnicos correspondientes a las tres fases principales del dragado. Estas son:

- a) Disgregar y remover el material.
- b) Transportar éste hasta los puntos de tiro.
- c) Colocarlo y tratarlo con fines constructivos.

Por otra parte, debido a la estrecha liga existente entre la naturaleza del subsuelo y el equipo de dragado por emplear, el ingeniero geotécnico encargado de un estudio destinado a estas obras debe conocer los diversos tipos de dragas, además de sus diversas finalidades en el dragado de construcción.

El programa de exploración y muestreo derivado de la planeación debe contemplar dos etapas de trabajo, de manera que la información obtenida en la primera, defina el modo de ejecución de la segunda; esto redundará en un estudio económico y preciso. En el caso de estudios poco extensos o localizados en un sitio de acceso difícil, las dos etapas pueden fundirse en una sola.

Exploración con muestreo

Los procedimientos de exploración con muestreo más comunes en las exploraciones destinadas al dragado se describen someramente a continuación, principiando por los más sencillos y menos efectivos.

El método más simple correspondiente a los sondeos de lavado con chillón, utilizados para definir espesores de estratos cohesivos blandos o de suelos arenosos poco compactos, que sobreyacen capas duras o muy compactas. Estos se efectúan inyectando agua, a través de tubería metálica de 2" de diámetro, con chillón de 1" que desliza dentro de un ademe. El material disgregado sube entre el ademe y el tubo hasta la embarcación, donde se deposita en un tanque de sedimentación. Este método sólo proporciona ideas muy generales de la resistencia y del tipo de suelo.

Prueba de penetración estándar

La prueba de penetración estándar, consiste en ver el número de golpes que se le necesitan dar a un cilindro hueco metálico de pared gruesa de 2 pulgadas de diámetro exterior, con un peso de 64 kg. y una caída libre de 75 cm., para que se introduzca 30 cm. en el terreno natural, permitiéndonos además obtener muestras de material alterado a diferentes profundidades.

Un perfil de un pozo, nos permitirá ver los diferentes estratos del subsuelo, los valores a diferentes profundidades para la penetración estándar y un perfil geológico del suelo que se obtiene uniendo varios pozos.

Una escala muy representativa es la que a continuación se indica en la tabla número 3.

TABLA 3

COMPARATIVO ENTRE LAS CARACTERISTICAS DEL MATERIAL Y SU RESISTENCIA AL CORTE PARA LOS EFECTOS DE DRAGADO

CARACTERISTICAS DEL MATERIAL	PENETRACION ESTANDAR No. DE GOLPES/30 CM.
MUY SUELTO	0 - 4
SUELTO	4 - 10
MEDIO COMPACTO	10 - 30
COMPACTO	30 - 50
MUY COMPACTO	ARRIBA DE 50

Los valores anteriores son aplicables a todo tipo de material ya sea cohesivo o no cohesivo, exceptuando boleos gruesos o roca.

En la tabla 4 veremos las principales pruebas en el sitio y en el laboratorio, aplicadas en dragado.

Estos reportes fueron preparados por INTERNATIONAL SOCIETY OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING (I.S.S.M.F.E.) y por INTERNATIONAL ASSOCIATION OF DREDGING COMPANIES (I.A.D.C.) e impresos por P.I.A.N.C. en el boletín No. 11, vol. 1 del año de 1972, habiendo sido revisados en 1981.

Exploración indirecta

La exploración indirecta en los estudios para dragado se apoya principalmente en la gran resolución y en los tipo *cross hole*.

El primer procedimiento se emplea para obtener un cuadro general de la estratigrafía, mediante la generación de ondas acústicas, con frecuencias de 3.5 a 7 Khz., capaces de proporcionar resoluciones de 0.5 a 20 cm. y penetraciones en el suelo de 15 a 60 m. La interpretación de los registros proporciona información sobre los espesores de suelos, la profundidad de la roca y los afloramientos de ésta; necesarios para elaborar un plano de isopacas del área por dragar.

El segundo procedimiento consiste en abrir y ademar dos o más perforaciones en el subsuelo, para colocar explosivos en uno de ellos y grupos de geófonos en los restantes. Si se conocen las distancias entre la perforación generadora y las perforaciones receptoras, se puede determinar la velocidad de propagación de las ondas de compresión y cortante de los diferentes suelos o rocas, y calcular su rigidez dinámica y sus espesores aproximados.

La factibilidad de disgregar rocas, y el procedimiento para hacerlo, puede definirse a partir de las velocidades de propagación usando las correlaciones propuestas por Meyer y Lessa (1978).

La tabla 5 nos presenta los procedimientos de exploración y muestreo para diferentes tipos de materiales.

PRUEBAS DE LABORATORIO

Las pruebas de laboratorio para dragado, además de determinar las propiedades que permiten seleccionar el equipo adecuado para disgregar y remover el suelo, deben proporcionar la información necesaria para evaluar el desgaste del equipo y definir la calidad del relleno que, posteriormente, pueda formarse con el material dragado. Su importancia relativa depende del material, del método de transporte y el destino del relleno.

La tabla 6 indica cuales parámetros son indispensables y cuales son complementarios para las tres fases principales del dragado, en base a la clasificación general del material.

Los fines de estas pruebas se comentan a continuación indicando la forma de realizarlas cuando el procedimiento difiere respecto a lo usual, o cuando la prueba sea poco

común, respetando los tres grupos mencionados en la tabla 6.

TABLA 4

**DIVERSAS PRUEBAS EFECTUADAS EN EL SITIO Y EN EL LABORATORIO
CON APLICACION A DRAGADO**

PROPIEDADES O CARACTERISTICAS DEL SUELO	PRUEBA EN EL SITIO	PRUEBA DE LABORATORIO DE CAMPO O CENTRAL
Análisis del tamaño de la partícula.	N.A.	Tamizado sobre suelos granulares, sedimentación de suelos cohesivos. Correlación en mezclas de suelos como arcillas arenosas. Evaluación rústica por comparación con muestras normales, con microscopio o contador de rejilla.
Agudeza de la partícula.	N.A.	Comparación con muestras normales y fotográficas.
Peso volumétrico en el sitio.	N.A. exceptuando medición en cantos rodados.	La unidad del suelo como se encontró en el sitio, o sea la relación entre el peso total y el volumen total del suelo.
Gravedad específica de partículas sólidas.	N.A.	Es la proporción entre la unidad de peso de las partículas sólidas y la unidad de peso del agua.
Compactación en el sitio.	Prueba de penetración estandar, penetrómetro holandes u otros basados en pruebas estandar.	N.A.
Contenido de la mezcla.	Método de medición radioactivo.	Determinación del contenido de sólidos en la mezcla.
Plasticidad.	N.A.	Determinación límites líquido y plástico.
Resistencia al corte.	Penetrómetro manual, prueba de paleta, otros Penetrómetros.	Prueba de compresión en muestras no confinadas o prueba de compresión triaxial.
Contenido de cal.	N.A.	Aplicación de ácido hipoclorhídrico para indicar efervescencia.
Contenido orgánico.	N.A.	Determinación del contenido orgánico.

T A B L A 5

Procedimiento de exploración y muestreo en estudios para dragado

MATERIALES MÉTODOS	S U E L I O S					R I O S	
	Arcillas	Limos	Arenas	Gravas	Cantos y/o boleas	Gravas	Bolotas
Sondeos de lavado	Chiflón Barril Braca triconica						
Muestreo por gravedad	Muestreo delgado 39 mm ϕ -- < 152 mm. Muestreador grueso ϕ > 152 mm						
Muestreo con varillaje	Tubo shelly Tubo shelly afilado Piston muestreador Penetrómetro estándar Barril Denison						
Muestreo sin varillaje	Vibromuestreador Muestreador BISP Automuestreador marino -- MAS - 78						
Exploración y pruebas con varillaje	Cono dinámico Cono estático Veleta						
Exploración y pruebas sin varillaje	Cono estático beador o -- SEACAF Veleta de cable o veleta -- "Halibut" Prueba de bombeo						
Exploración indirecta	Perfilador de reflexión acústica continua prospección sísmica						

PROPIEDADES DETERMINADAS EN EL LABORATORIO
CON FINES DE DRAGADO

BASE DEL PROCESO	SUELOS NO COHESIVOS :	SUELOS COHESIVOS :	ROCAS
Disgregación y remoción del material.	<ul style="list-style-type: none"> * Compacidad relativa. * Granulometría. * Permeabilidad. Densidad de solidos. Contenido de agua. Contenido de carbonato de calcio. Contenido de materia orgánica. Forma de los granos. 	<ul style="list-style-type: none"> * Cohesión. * Peso volumétrico saturado. * Límites de consistencia y contenido de agua. * Viscosidad de la suspensión agua-suelo. * Adhesión. 	<ul style="list-style-type: none"> * Origen geológico y estructura mineral. * Resistencia a la compresión. * Resistencia a la tensión. * Peso volumétrico. Grado de alteración. Dureza. Tenacidad.
Transporte del material.	<ul style="list-style-type: none"> * Peso volumétrico. * Granulometría. Forma y dureza de los granos. Contenido de carbonato de calcio. Contenido de materia orgánica. 	<ul style="list-style-type: none"> * Peso volumétrico. * Viscosidad de la suspensión agua-suelo. Contenido de carbonato de calcio. Contenido de materia orgánica. Límites de consistencia. 	<ul style="list-style-type: none"> * Peso volumétrico.
Depósito y tratamiento del material.	<ul style="list-style-type: none"> Peso volumétrico. * Granulometría. * Forma de los granos. Contenido de carbonato de calcio. Contenido de materia orgánica. 	<ul style="list-style-type: none"> * Límites de consistencia. * Contenido de materia orgánica. Peso volumétrico seco máximo. 	<ul style="list-style-type: none"> * Peso volumétrico.

* Pruebas imprescindibles para la determinación de las características del material.

Pruebas en suelos no cohesivos

Compacidad relativa.- Esta información es indispensable para seleccionar la herramienta apropiada para disgregar el suelo, ya que ésta puede variar desde un tubo de succión, hasta el empleo de cortadores con dientes de ratón que desprendan el suelo con capas delgadas y con un gran consumo de energía.

Granulometría.- Esta información se requiere porque la distribución granulométrica del material afecta a:

- a) La magnitud de energía de corte utilizada para disgregar el suelo, a través de su efecto sobre el ángulo de fricción interna y sobre la permeabilidad de éste.
- b) La velocidad crítica de succión y las pérdidas de carga que se inducen durante ésta.
- c) Al desgaste de la tubería de transporte y el rendimiento de éste, ya que los granos mayores de 0.3 mm. pueden depositarse en el fondo de la tubería y reducir su área útil. En contraste, la fracción de arcilla contribuirá a disminuir su desgaste, incrementando la viscosidad del fluido y reduciendo la resistencia al bombeo.
- d) El tiempo de carga y descarga cuando el material se transporta en tolva o barcaza, está influenciado en forma muy importante por este parámetro, ya que los suelos gruesos se depositarán en el fondo rápidamente. En cambio, las arenas finas y los limos permanecerán en suspensión y serán arrastrados al mar nuevamente.

Por otra parte, al emplear el producto de dragado como relleno, la granulometría será determinante para estimar las pérdidas de material, la pendiente de éste y su calidad, además de que el porcentaje de finos influirá en su permeabilidad y compresibilidad.

Permeabilidad.- Su determinación a través de permeámetros es importante porque el proceso de corte alfoja el suelo y crea un vacío en la zona disgregada, que hace fluir el agua contenida en el suelo hacia ésta.

Densidad de sólidos.- Esta influye sobre la velocidad crítica de succión, y en la potencia del equipo de bombeo, en función del peso volumétrico del fluido por bombear. Así mismo influye sobre el desgaste del equipo cortador o de los cucharones y almejas.

Forma y dureza de los granos.- Estas son importantes porque tienen gran influencia en el desgaste de la tubería de transporte y en bomba, además de afectar el desgaste de las herramientas de corte. La forma puede estimarse y describirse cualitativamente; la dureza puede definirse con la escala de Mohr.

Contenido de agua.- El valor de este parámetro índice es un auxiliar en la identificación del suelo, a la vez que permite calcular su relación de vacíos, cuando se considera que el suelo está saturado y se conoce su densidad de sólidos.

Contenido de cal.- Este factor es importante en la disgregación y remoción del suelo porque se refleja como cohesión, que incrementa las fuerzas de corte. Cuando esta cohesión alcanza valores extremos se llega al caso de las rocas suaves (areniscas).

Contenido de materia orgánica.- Este afecta el proceso de corte y disgregación en las dragas de arrastre. En el caso de dragas de succión afecta el transporte del suelo, produciendo gases que ocasionan problemas de vacíos dentro de las tuberías.

Así mismo, ocasiona problemas de comprensibilidad y capacidad de carga en los rellenos formados con el material dragado.

Pruebas en suelos cohesivos

Cohesión.- Este parámetro es el principal factor en la determinación de la resistencia al corte y en la elección del equipo más adecuado para disgregar y remover el material. Su importancia al estimar el rendimiento es fundamental.

Granulometría con hidrómetro.- Es importante para definir la velocidad de sedimentación del suelo y la viscosidad de la suspensión formada por el agua y los granos menores a 0.010 mm., para transportar y depositar el material producto del dragado.

Peso volumétrico natural.- Este es un factor importante para determinar tanto la fuerza de succión que debe inducirse en la boca del tubo, como la potencia necesaria para el transporte hidráulico horizontal, cuando se forman terrones de material.

Límites de consistencia y contenido de agua.- La combinación de sus valores determina el comportamiento de los suelos cohesivos a lo largo de todo el ciclo de dragado, influyendo sobre:

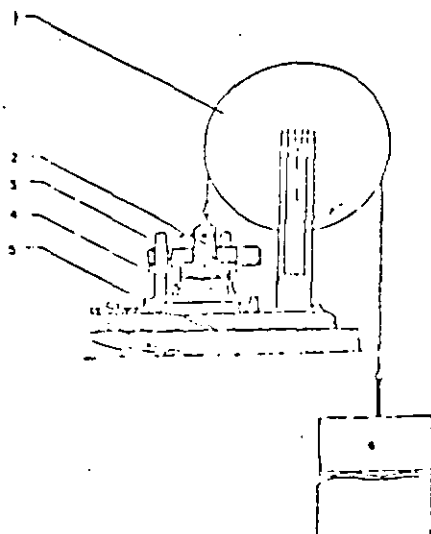
- a) La posibilidad de obstrucción del cortador o de la cabeza del tubo de succión;
- b) La formación de terrones arcillosos durante la disgregación y el transporte hidráulico;
- c) El grado de dificultad para vaciar los cucharones, botes o almejas de dragado;
- d) Las pérdidas de materiales durante el proceso de carga en la barcaza o tolva;
- e) La calidad del relleno formado con el producto dragado.

Por otra parte, la resistencia del suelo se puede estimar en forma indirecta y aproximada a través de dichos límites, empleando el índice de plasticidad y el índice de fluidez. Los valores de la resistencia obtenidos así deben emplearse con precaución porque generalmente son un poco menores a los reales, y quedan al lado opuesto al conservador para el dragado.

Adhesión.- Este parámetro también está ligado con el grado de dificultad para vaciar los cucharones de los cortadores. Su determinación puede hacerse por medio del aparato propuesto por Sakharov con tal fin. Este consta de las siguientes partes principales:

- 1) polea , 2) cabeza móvil con dado circular , 3) guía , 4) anillo confinante , 5) base y dado interior , 6) contrapeso.

De acuerdo con el mismo autor la prueba de adhesión se efectúa en muestras inalteradas de 10 cm². de área y 1cm. de espesor, montadas en un anillo semejantes a los empleados en pruebas de consolidación. Este anillo y el dado inferior permiten que la muestra sobresalga 5 mm., para que el dado superior la aplaste hasta deformarla 2 mm., gracias a una carga aplicada en forma creciente y uniforme, en un lapso de 10 seg. Posteriormente, debe aplicarse una fuerza creciente lenta y uniforme en el contrapeso hasta despegar a éste de la pastilla .



Clasificación de los suelos según su adhesión.

Clasificación	Esfuerzo de adhesión ($\gamma q/cm^2$)
Poco adhesivo	0.1
Moderadamente adhesivo	0.1-0.25
Adhesividad importante	0.25-0.40
Adhesividad muy importante	0.4

Aparato para determinar la adhesión del suelo (Sakharov).

Viscosidad.- La viscosidad del fluido es un parámetro muy importante en el transporte hidráulico del suelo, y debe determinarse en soluciones salinas al 3%, con porcentajes de sólidos tomados de una muestra representativa que varíe del 5 al 25%. Deben determinarse los valores correspondientes a diferentes porcentajes de sólidos para delinir una curva viscosidad - porcentaje de sólidos en solución

APLICACION DE LA INFORMACION EN EL DRAGADO

La información obtenida durante los trabajos de campo y laboratorio debe permitir tanto la elección de las herramientas de corte o disgregación, como la del equipo de remoción y transporte. Adicionalmente, debe delinirse si el producto del dragado es apropiado para formar un relleno.

Aprovechamiento del material dragado

El material que se ha removido en un proyecto de dragado puede ser utilizado como relleno, para agregados pétreos en la elaboración de concreto, para pavimentos, dependiendo de sus características.

Cuando se emplea como relleno, previamente a su colocación deben construirse, en caso necesario, bordos de contención a base de arcilla debidamente colocada y compactada con la altura necesaria para contener el material y previendo el drenaje para conducir los finos en suspensión. Debe prevenirse la remoción de suelos, vegetales y lodos en la superficie donde se vaciará el relleno, así como la existencia de materiales compresibles o licuables bajo la zona, observando la posibilidad de construir futuras instalaciones sobre ellos.

En general los materiales granulares son adecuados para la construcción de rellenos, llevando un control eficiente de la compacidad relativa, principalmente si se contemplan construcciones sobre el área. Por otro lado, los suelos granulares, generalmente limpios de finos durante la extracción por succión, pueden ser empleados como agregados pétreos una vez verificada su granulometría y sometida a un proceso de lavado.

Los materiales finos no son recomendables como relleno debido a su deformabilidad. Es práctica común colocar este tipo de materiales mar adentro o en zonas que no se requerirán a corto plazo.

5.- ELABORACION DEL REPORTE TECNICO

Aunque la elaboración del reporte técnico es una de las partes más importantes de la ejecución de un estudio de mecánica de suelos, frecuentemente es la parte a la que se le dedica menos atención y tiempo. Esto ocasiona algunas veces que la información resulte difícil de entender e insuficiente.

El contenido técnico del reporte debe concentrarse en dos puntos fundamentales:

1) Definir la calidad y distribución de los diferentes tipos de suelos y rocas en el área por dragar.

2) Definir completamente las propiedades que afectan la eficiencia del dragado.

APLICACION DE LA GEOFISICA EN EL DRAGADO

Como complemento de los estudios geotécnicos, tenemos los estudios geofísicos, que es una modalidad de aplicación a la ingeniería submarina. Este procedimiento nos permitirá obtener información en tirantes de agua hasta 200 m. y espesores de la capa sólida de hasta 800 m. bajo el fondo del mar. Para ello se requieren equipos de gran resolución acústica que difieren de los equipos de exploración marina convencional.

El objetivo de los estudios geofísicos, es el conocimiento del subsuelo marino en grandes extensiones, donde no es operante realizar sondeos puntuales.

El conocimiento completo del suelo y subsuelo marinos requiere del uso conjunto de tres tipos de equipos; los destinados a investigar el tirante de agua, los del fondo marino y los que exploran el subsuelo del mismo. Todos los equipos son empleados simultáneamente a bordo de una embarcación especialmente equipada, la cual, de acuerdo a un recorrido programado en la zona por estudiarse, permite llevar a cabo el levantamiento geofísico marino. Posteriormente y mediante el auxilio de computadores se lleva a cabo el procesamiento de la información para que la interpretación geológica y geofísica pueda plasmarse en planos y perfiles descriptivos del área que se estudia.

Los equipos empleados para explorar el fondo marino están constituidos por ecosondas y sonares de barrido lateral, los cuales permiten obtener la magnitud del tirante de agua y la topografía del fondo marino. El funcionamiento de estos equipos es similar y se

basa en el principio de la emisión de pulsos acústicos de alta frecuencia que al chocar con cualquier objeto o superficie se reflejan en forma de eco para ser recibidos por el transductor que los emitió; si se mide electrónicamente el tiempo entre la emisión y recepción y se supone constante su velocidad en el agua, se está en condiciones de conocer el tirante de agua. Las frecuencias normales de operación de la ecosonda y el sonar lateral son de 200 y 100 KHz., respectivamente.

La diferencia básica entre la ecosonda y el sonar de barrido lateral es que el pulso acústico del ecosonda está dirigido verticalmente hacia abajo y permite obtener sólo el perfil batimétrico del fondo, mientras que el sonar emite los pulsos a ambos lados del transductor con un grado de inclinación vertical prelijado, lo cual permite obtener una fotografía acústica del fondo hasta varios centenares de metros a babor y estribor.

Los dispositivos para investigar el subsuelo marino funcionan en forma similar a la descrita, para el sonar de barrido lateral variando solamente las frecuencias de emisión, ya que mientras aquellas son altas, éstas son relativamente bajas y de mayor potencia. Las componentes de estos dispositivos: fuente de emisión de señal, unidad receptora de señal y unidad de grabación, son similares en todos ellos.

Los equipos destinados a proporcionar información del subsuelo marino pueden clasificarse a su vez en perfiladores someros y profundos, los cuales basan su operación en los principios de sismica de reflexión marina.

Los perfiladores someros son equipos de mayores resolución y frecuencia en sus señales de emisión, lo que los hace lograr penetraciones relativamente pequeñas. El sistema más simple funciona con la vibración discreta de un diafragma activado electrónicamente. El rango de frecuencia de operación de los perfiladores someros se encuentra entre 400 y 4 000 Hz.

De los perfiladores profundos, los más difundidos son los que funcionan produciendo una descarga eléctrica que crea un pulso acústico en el agua salada, así como los que funcionan mediante la explosión de gases a través del uso de válvulas neumáticas. Estos operan en rangos de frecuencias variables entre 20 y 600 Hz.

Las bases teóricas de la geofísica de exploración están relacionadas intrínsecamente con la propagación y reflexión del sonido en las diferentes capas de los medios geológicos. El sonido es una vibración longitudinal de materia, o sea, una serie de compresiones y descompresiones que se expanden en todas direcciones a partir de la fuente que lo genera. La velocidad de propagación de este movimiento dependerá directamente de la rapidez con la cual pueda vibrar la materia en la que viaja el sonido, por lo que la velocidad de propagación está gobernada principalmente por el estado físico de la substancia (sólido, líquido o gaseoso), y en menor grado, por la temperatura y presión a la que se encuentra dicho material.

El trabajo de gabinete se inicia con la obtención del plano de posicionamiento de los puntos levantados, para lo cual se procesan los datos del sistema de navegación y se obtienen así las coordenadas ortogonales de dichos puntos. Posteriormente se efectúa la lectura de los registros analógicos de campo que proporciona cada uno de los sistemas electrónicos empleados, así como el proceso numérico de los datos digitales.

Los registros de la ecosonda proporcionan el nivel del transductor al fondo del mar, por lo que tendremos que añadir la distancia que se tiene del mismo a la superficie del agua para conocer el tirante local. Estos registros se corrigen por variación de mareas, profundidad del transductor bajo el nivel del agua y variación de oleaje durante el levantamiento; ello se lleva a cabo en forma automática en un microprocesador que configura analíticamente y gráficamente la batimetría de la zona estudiada. Los registros del sonar lateral o sonogramas proporcionan una fotografía del fondo del mar en base a reflejos laterales sobre dicho fondo o sobre los objetos o eventos que se encuentren sobre el mismo. En base a ello se sujetan a un proceso de interpretación y medición de posición de los eventos mencionados a efecto de ubicarlos en la proyección ortogonal del levantamiento. En los registros de los perfiladores se eligen los horizontes reflejados que han de ser reproducidos en planos y perfiles para después medir los tiempos de reflexión de los eventos geológicos con los cuales se calculan los espesores de formaciones en base a las leyes de velocidades de transmisión de las sondas en los estratos existentes; posteriormente se efectúan correcciones por geometría general de unidades emisoras y receptoras, separación entre unidades y por su profundidad bajo la superficie del agua.

Con los datos de sondeos geotécnicos es posible obtener el significado geológico de cada uno de los reflectores, así como sus características mecánicas.

Con los datos del ecosonda debidamente corregidos se forma el plano batimétrico, el cual se genera interpolando las profundidades para obtener la configuración del fondo del mar. Con los datos del perfilador somero se obtiene un plano de isopacas que representa los espesores de los sedimentos no consolidados que se encuentran entre el fondo del mar y la primera capa consolidada. En el caso de los horizontes de reflexión del perfilador profundo, se elabora uno o varios planos estructurales de estos reflectores y en ellos se representan las estructuras geológicas formadas por estos horizontes con todos sus accidentes, tales como fallas, paleo, canales, zonas de erosión y otros de importancia.

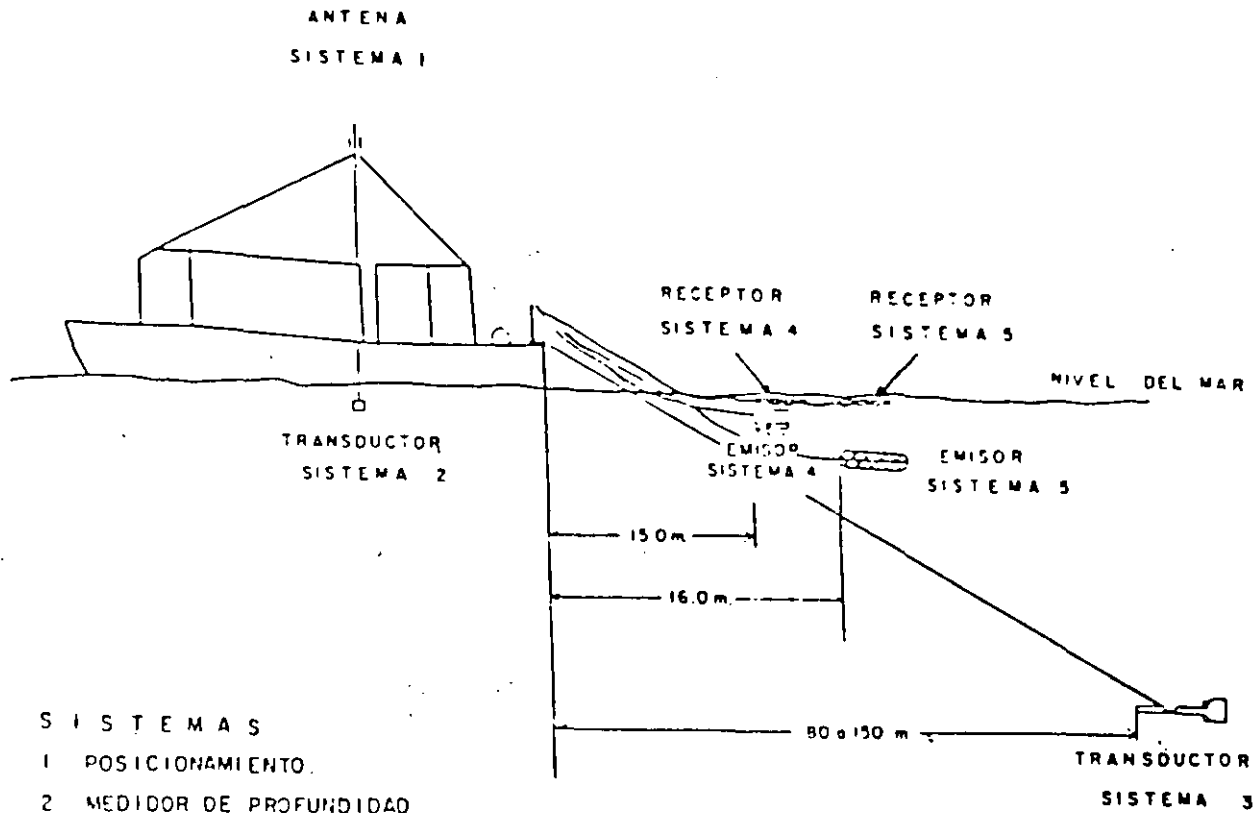
Otro método geofísico muy frecuentemente utilizado por su precisión y confiabilidad, es el Método Sísmico de Refracción, que puede tener la Modalidad de Arreglo Vertical.

Esta técnica consiste en poner un arreglo de geófonos en posición vertical y generar energía a base de estopines (carga explosiva plástica), a diferentes distancias, logrando con ésto penetrar en los materiales del fondo marino.

Con el arreglo anterior se obtienen las velocidades de propagación de las ondas en los bloques de roca y en las arenas, además de su espesor.

La forma más rápida y económica de conocer las condiciones del fondo y subsuelo marino para fines de ingeniería es la de efectuar un levantamiento geofísico de alta resolución, el cual, complementado con datos de sondeos geotécnicos, permite alcanzar un buen grado de conocimiento del subsuelo para los objetivos del dragado.

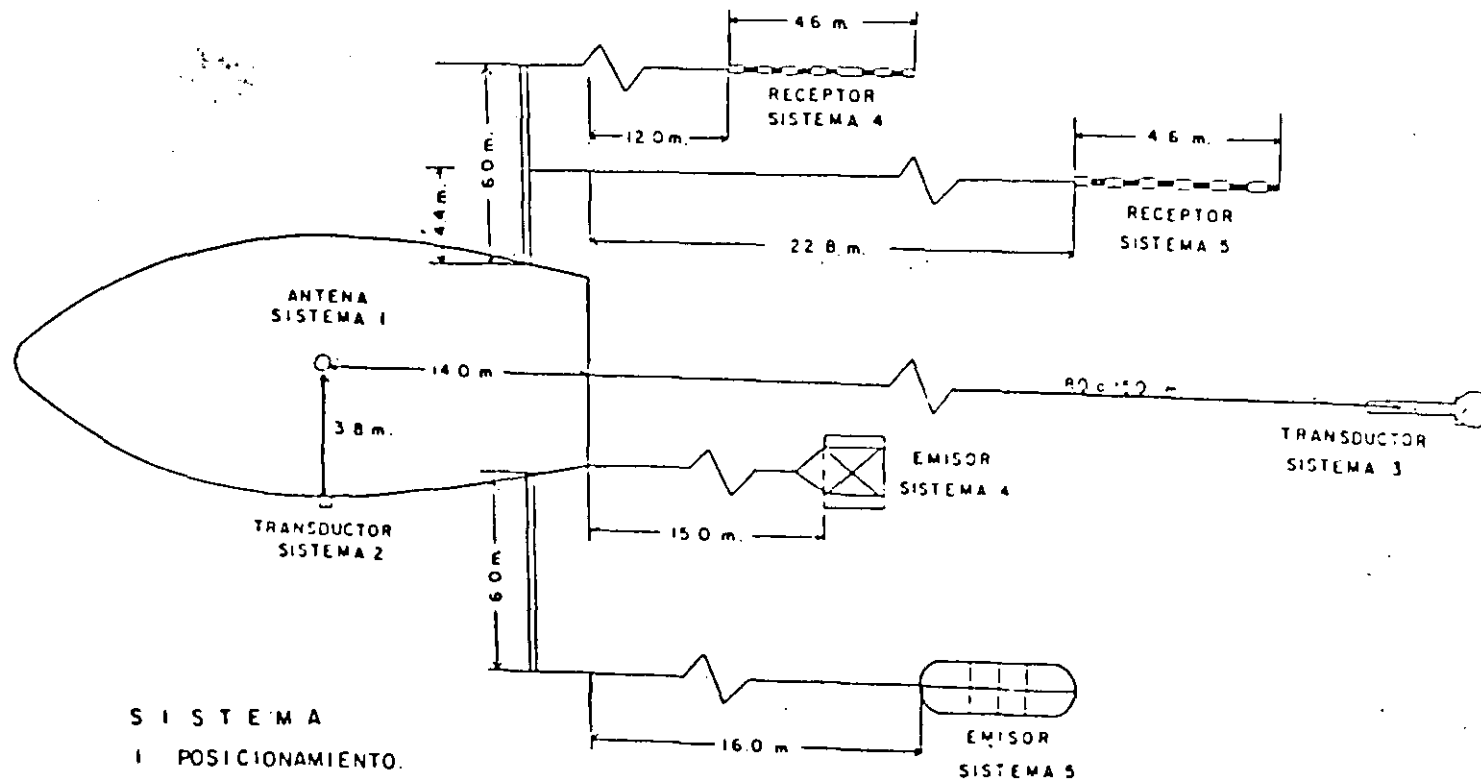
Al efectuar un levantamiento geofísico, debe considerarse que debe realizarse una correlación con sondeos de penetración estándar (puntuales) que se localizarán en los puntos más convenientes del área a levantar, de acuerdo a los resultados que se esperan obtener.



S I S T E M A S

- 1 POSICIONAMIENTO.
- 2 MEDIDOR DE PROFUNDIDAD.
- 3 SONAR DE BARRIDO LATERAL.
- 4 PERFILADOR SOMERO
- 5 PERFILADOR PROFUNDO.

DISPOSICION ESQUEMATICA EN PERFIL DE
LOS EQUIPOS EN EL AGUA.



S I S T E M A

- 1 POSICIONAMIENTO.
- 2. MEDIDOR DE PROFUNDIDAD.
- 3 SONAR DE BARRIDO LATERAL
- 4 PERFILADOR SOMERO
- 5 PERFILADOR PROFUNDO.

DISPOSICION ESQUEMATICA EN PLANTA DE
LOS EQUIPOS EN EL AGUA

5.- CONDICIONES QUE AFECTAN EL DRAGADO

Dentro de las principales condiciones que afectan directamente al dragado, tenemos las siguientes:

VIENTOS

Se define el viento, en general, como el movimiento de las masas de aire; sin embargo, una definición aceptada técnicamente, apoyada en la meteorología, es: corriente horizontal (o casi) de aire que circula con relativa proximidad a la superficie terrestre; una variación a esta definición está representada por los "vientos orográficos" que circulan en forma ascendente.

El viento se atribuye a las desigualdades de la densidad del aire, y a las presiones bajas y altas; el excesivo calentamiento del aire hace que éste se dilate y se anime de un movimiento ascendente dejando un lugar vacío en el lugar en donde se dilató, o centro de baja presión barométrica; este vacío se llena con aire más denso que procede de otras regiones o lugares de alta presión.

El viento es el principal generador de oleaje y su efecto sobre la costa es permanente, provocando, además, mareas de vientos y fuerzas sobre las estructuras; de ahí la importancia de su estudio desde el punto de vista de las obras marítimas y la ingeniería de costas.

A la velocidad con que sopla se le denomina intensidad y se expresa en unidades de longitud sobre las de tiempo (m/seg, Km/seg) para su medición se utiliza escala internacional llamada de BEAUFORT (modificada) que se presenta en la tabla 6

TABLA 6
ESCALA DE BEUFORT

Clasificación	Velocidad del viento a 10 m. de altura KMIH	Altura promedio de las olas en m.
0 Calma	0 - 1	0
1 Brisa	1 - 5	0
2 Viento suave	6 - 11	0 - 0.3
3 Viento leve	12 - 19	0.3 - 0.6
4 Viento moderado	20 - 28	0.6 - 1.2
5 Viento regular	29 - 38	1.2 - 2.4
D.T. 6 Viento fuerte	39 - 49	2.4 - 4.0
D.T. 7 Ventarrón	50 - 61	4.0 - 6.0
T.T. 8 Temporal	62 - 74	4.0 - 6.0
T.T. 9 Temporal fuerte	75 - 88	4.0 - 6.0
T.T. 10 Temporal muy fuerte	89 - 102	6.0 - 9.0
T.T. 11 Tempestad	109 - 117	9.0 - 14.0
H. 12 Huracán	118 -	más de 15m.
D.T. Depresión tropical	T.T. Tormenta Tropical	H. Huracán

Salvo condiciones de protección muy específicas, en la generalidad de los casos al llegar el viento al grado 5 viento regular, será necesario suspender la operación del dragado, al dificultarse permanecer en posición y como medida de seguridad del equipo y accesorios.

MAREAS

Quando se trate de mareas, surgirán dos preguntas:

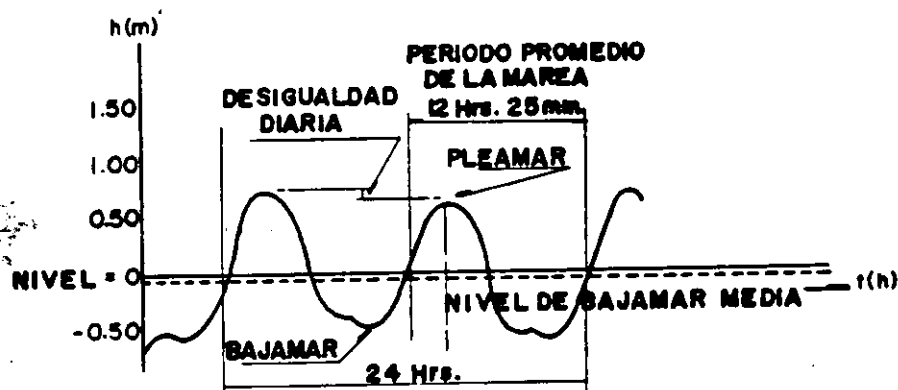
¿ Por qué es importante tener conocimiento acerca de las mareas ?

¿ Qué es exactamente una marea ?

Contestar la primera pregunta es muy simple. Las razones pueden ser :

- Reclamación de áreas costeras
- Cierre o apertura de bocas
- Problemas de seguridad de estructuras
- Problemas de instrusión salina
- Generación de energía
- Transporte de sedimentos
- - Etc.

La segunda pregunta se contesta parcialmente observando la siguiente figura : marea es la oscilación periódica del nivel del mar, producida principalmente por la atracción de los astros y la rotación de la tierra.



La variación de las mareas, ocasionara diversas corrientes con dirección variable, que se deben tener en consideración al realizar cualquier trabajo de dragado.

El dragado deberá contar con el calendario o el cálculo detallado de la fluctuación de la marea, ya que al llegar a la profundidad que indica el proyecto, no deberá rebasar más allá de la tolerancia que se ha concedido.

Un erróneo conocimiento de la marea puede ocasionar no llegar a la profundidad de proyecto, teniendo que regresar posteriormente a redragar el área, o profundizarse más allá de la tolerancia, volumen este que no podrá ser cuantificado para efecto de cobro. Ambos aspectos encarecerán la operación.

Las profundidades en los puertos están referidas al Nivel de Bajamar Media (N.B.M) para el Golfo de México y Mar Caribe, y a Nivel de Bajamar Media Inferior (N.B.M.I) para el Océano Pacífico. Ambas se obtuvieron tomando el promedio de las medidas más bajas registradas diariamente durante un período.

CORRIENTES

En general se pueden definir a las corrientes como el desplazamiento de una masa de agua, determinadas por dos características: dirección y velocidad.

La dirección de una corriente es el rumbo hacia el cual se dirigen; es decir, la forma de designar la dirección de una corriente es contraria a la que se utiliza en los vientos, ya que en éstos se considera de donde sopla y no hacia donde sopla. La velocidad de una corriente se expresa tradicionalmente en nudos; cuando se trata de aspectos relativos a la navegación (1 nudo = 1 milla náutica por hora = 1 853 ml/h), o bien en ml/seg.

Las corrientes para su estudio se pueden dividir en cuatro apartados: corrientes oceánicas, corrientes inducidas por el viento, corrientes por marea y corrientes en la costa producidas por oleaje. Aunque en relación a su ámbito también pueden clasificarse en corrientes locales y generales, en función de su área relativa de influencia, resultando obvia su diferenciación.

En relación a la corriente, se presentarán problemas cuando la dirección de la draga y la corriente sean diferentes.

Quando la corriente es en sentido transversal a una draga de succión con cortador, pueden existir problemas en el winche que hace abanicar la draga en el sentido contrario a dicha corriente. Para una draga grande, una velocidad de dos nudos puede ser el límite para no tener dificultades, en cambio para una draga de cangilones, esta velocidad puede subir a tres nudos.

En dragas autopropulsadas, los motores propulsores deberán tener la potencia necesaria para vencer la resistencia de la corriente.

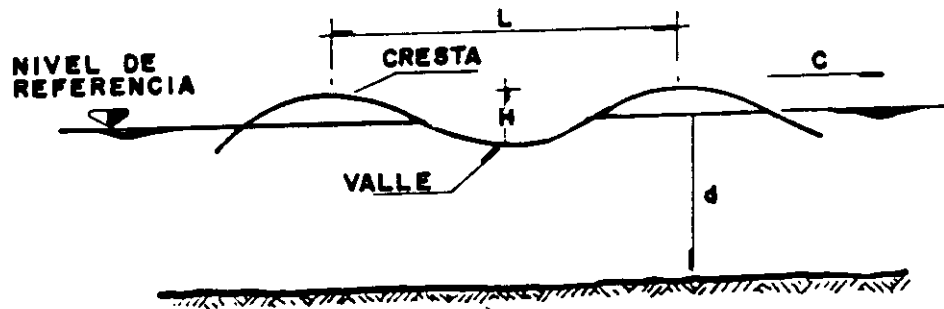
En el caso de ríos, generalmente las corrientes fuertes son producidas por avenidas, existiendo además el peligro de los obstáculos flotantes que pueden averiar seriamente al equipo al golpearlo, llegando incluso a producir vías de agua.

En este caso la operación deberá suspenderse.

OLEAJE

Si se para una persona en la playa y observa el mar, podrá ver que arriban a ella olas de diversos períodos y alturas; horas después, en la misma playa, el observador notará que la línea de costa ha retrocedido o avanzado, con respecto a la primera posición vista, debiéndose ello al efecto de la variación de nivel del mar inducida por las mareas, mismas que tienen un relativo largo período y no son perceptibles en pequeños lapsos de observación. Las olas, por el contrario, no han variado prácticamente en nada y pueden distinguirse con tan sólo unos instantes de observarlas; ello es debido a que son de "corto período".

Con la finalidad de describir el oleaje, se ha idealizado la siguiente onda:



Los principales problemas que se pueden presentar en una draga debido al oleaje, son deformaciones o roturas en la escala o en los zancos, los mismos fenómenos se pueden presentar en la tubería.

Si tenemos arena suelta, al extraerla con una draga de succión con cortador, podremos tener un magnífico rendimiento, el cual se desplomará si tenemos oleaje fuerte en un lapso del 50 al 75 % del tiempo.

En la tabla 7 se observan ciertas recomendaciones de alturas máximas de ola para diversos equipos de dragado.

T A B L A 7

MAXIMA ALTURA DE OLA PARA DRAGADOS.

TIPO DE DRAGA	OLA DE TORMENTA (m) (PERIODO 5 SEG.)	OLA EN MAREJADA (m) (PERIODO 10-15 SEG.)
Chalán pequeño equipado	0.3 - 0.5	0.2 - 0.4
Chalán grande equipado	0.5 - 1.0	0.4 - 0.8
Draga estacionaria pe- queña con tubería	0.2 - 0.5	0.2 - 0.5
Draga estacionaria me- dia con tubería	0.5 - 1.0	0.3 - 0.6
Draga estacionaria gran de con tubería	1.0 - 1.5	0.8 - 1.2
Draga autopropulsada	0.6 - 1.0	0.4 - 0.8
Draga autopropulsada con compensador de oleaje	2.0 - 4.0	2.0 - 4.0

TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

El transporte de sedimentos en el mar o acarreo litoral es el fenómeno que se lleva a cabo en una playa, por medio del cual las partículas sólidas de que está compuesta se transportan a lo largo de ella; se sabe que el arrastre de sólidos se produce principalmente entre la línea de playa y la zona de rompientes, aunque también fuera de ésta existe transporte.

El estudio del transporte de sedimentos es importante para diferentes aspectos:

- En ingeniería de costas el acarreo litoral, determina el diseño de protecciones costeras.

- En el dragado es importante por los problemas de volumen acarreado en función del tiempo, ocasionando azolves en zonas previamente dragadas.

Por otra parte, es importante asentar que el principal objetivo en el estudio de transporte de sedimentos es predecir si se tendrá una condición de equilibrio o existirá erosión o depósitos y determinar las cantidades involucradas. La cantidad de transporte de sedimentos, expresada como masa, peso o volumen por unidad de tiempo, puede ser determinada por medio de mediciones de campo o por métodos analíticos.

Las causas que provocan el transporte de sedimentos en las costas son básicamente las corrientes y el oleaje; provocan esfuerzos cortantes sobre los sedimentos sólidos y hacen que sean transportados en suspensión o por el fondo o distancias más o menos grandes y depositados en zonas tranquilas. Por ello antes de emprender la realización de una obra es preciso tomar en cuenta las posibles interacciones entre el fluido en movimiento y los sedimentos del fondo sobre los que éste actúa.

Por otro lado las vías navegables en desembocaduras de ríos están sujetas además del acarreo litoral en su desembocadura, al transporte de sedimentos en suspensión (arcillas, limos) que bajan de la cuenca, principalmente en época de avenidas, depositándose en las zonas de mayor profundidad, donde al aumentar el área hidráulica disminuye la velocidad.

TEMPERATURA

Referente a la temperatura, ésta puede ser muy alta o muy baja. Cuando se tiene un trabajo en condiciones tropicales (alta temperatura), nuestra atención debe estar enfocada al consumo de diesel en los motores, ya que éste se ve afectado, en cambio cuando tenemos un trabajo en condiciones de muy baja temperatura, tenemos que vigilar la lubricación de los motores, con el fin de prever cualquier posible daño.

TOPOHIDROGRAFIA

La topohidrografía del terreno, es la condición que en una forma prioritaria afecta el dragado, ya que resultan evidentes las condiciones más o menos sinuosas del fondo marino, sus pendientes, etc.

En el caso de un dragado con cortador y succión, las condiciones del frente pueden impedir que la draga abanique de acuerdo a su máxima capacidad.

En dragas autopropulsadas, pueden existir obstáculos que dificultan ponerse en posición o, que el recorrido sea muy corto, lo cual incrementará el costo del dragado.

Existen zonas muy difíciles de dragar, como pueden ser los rincones o esquinas de dársenas, donde no se puede acercar ningún otro equipo que no sea una draga estacionaria pequeña.

TRAFICO MARITIMO

Otra condición que afecta el dragado, es el tráfico marítimo en canales de acceso a los puertos, ya que éste, ocasionará la suspensión de las actividades al tener que retirar la tubería flotante, en el caso de las dragas estacionarias.

Todavía será más crítico el caso, cuando además de la tubería deba retirarse la propia draga con sus anclas y traveses, debiendo posicionarla posteriormente al paso de la embarcación.

En igual forma, una draga autopropulsada tendrá también que retirarse del sitio de trabajo, al cruzar un buque por el puerto, siendo este paro menos crítico que el de la draga estacionaria.

6.- ESTUDIOS TOPOHIDROGRAFICOS

En este capítulo daremos las principales características de los diferentes métodos para realizar levantamientos batimétricos, poniendo especial énfasis en los sistemas de posicionamiento, comparándolos y dando ventajas y desventajas.

Adicionalmente se describe el método más moderno de posicionamiento por medio de satélite, describiendo sus principales características.

Como se sabe para realizar el levantamiento topográfico de una zona cubierta por agua, es necesario contar con una embarcación en la cual se coloque un equipo capaz de medir la profundidad bajo la misma y, a determinados intervalos de tiempo o de distancia, hacer coincidir la medición de la profundidad con el posicionamiento del vehículo portador del equipo de medición de la profundidad.

La forma de medición de la profundidad puede ser muy diversa, desde la sondaleza que consiste en un tramo de cuerda con nudos a cada 50 cm. o un pie, hasta las ecosondas digitales que miden la profundidad por medio del cálculo del tiempo que tardan las ondas de sonido de baja o alta frecuencia en ir desde la embarcación hasta el fondo y regresar (eco), pasando por simples estadales de madera o aluminio de 4 o 5 m. de longitud.

En lo que respecta al posicionamiento, éste se puede realizar, para el caso de mediciones muy puntuales y en donde la precisión del posicionamiento no sea muy relevante, con un sextante visualizando dos puntos conocidos en la costa de los cuales se conoce la distancia entre ellos, pudiéndose obtener precisiones en los décimos de minuto los cuales significan algunos cientos de metros. Otro método es el de colocar dos

tránsitos en dos puntos de posición conocida en tierra, conociendo también de antemano la distancia entre ambos, lo que nos permitirá posicionar a la embarcación midiendo los dos ángulos de la base del triángulo formado por los aparatos y la embarcación en el momento de realizar la medición de la profundidad, esto es, la medición de la profundidad y de los ángulos debe de ser simultánea y sincronizada. Esto se hace por medio de bandereros.

Este método tiene el inconveniente de que la densidad de puntos de medición que se obtiene no puede ser muy alta, ya que cuando mucho la embarcación se puede posicionar cada 30 segundos y esto sólo si se cuenta con personal con mucha práctica para seguir a la embarcación, medir los ángulos rápidamente y apuntarlos. Otro inconveniente consiste en que, en cuerpos de agua muy amplios, este método solo puede cubrir franjas de agua cuando más de 3 kilómetros y esto sólo en casos excepcionales de muy buena visibilidad y Oleaje no muy severo.

Y por último la trayectoria de la embarcación es difícil de conservarla recta lo cual provoca que algunos de los transectos o secciones que recorre el vehículo se traslapen y queden algunas zonas con una densidad más alta de puntos y otras con poca información.

Adicionalmente este método sólo funciona durante el día y la ventaja es que se puede utilizar cualquier tipo de embarcación inclusive no cubierta, ya que el único equipo a bordo es la ecosonda, equipo que soporta bastante bien la brisa y no es muy costosa, dependiendo de la marca y modelo, siendo la normal una del tipo Raytheon de 5,000 a 6,000 U.S. dólares.

Una variación del método de los dos tránsitos consiste en colocar uno solo de ellos en uno de los puntos y medir el ángulo entre la embarcación y la línea base en tierra y sobre el tránsito un equipo capaz de medir la distancia entre el tránsito y la embarcación, ya sea por medio de estadía, o por un distanciómetro.

En la actualidad se han desarrollado métodos muy modernos con alcances de hasta 5 kilómetros, los que son muy adecuados en zona confinadas tales como canales de navegación o en trabajos que requieren una pronta movilización.

Un método más reciente, es aquel que consiste en colocar en lugar de los tránsitos, antenas respondedoras de radar, las cuales son interrogadas a cada cierto intervalo de tiempo por un equipo que va dentro de la embarcación; el mencionado equipo que va en el vehículo en movimiento es capaz de reconocer a cada una de las antenas respondedoras colocadas en tierra y de calcular la distancia que existe entre el equipo maestro a bordo y las mismas, por lo que, conocidas las coordenadas de los puntos de colocación de dichas antenas en tierra es posible resolver el triángulo y calcular la posición de la embarcación.

El método es bastante preciso y pueden conseguirse equipos que graben las distancias en cinta magnética, discos flexibles o duros, junto con la información de la profundidad ya digitalizada o cualquier otro tipo de información susceptible de digitalizarse como puede ser la salida de un perfilado somero del subfondo, de un sonar de barrido o de un termógrafo, etc.

Como inconvenientes del método están los siguientes:

- Necesidad de contar con una poligonal de apoyo terrestre para la colocación de las antenas, la cual puede en muchas ocasiones, resultar más costosa o del orden del levantamiento batimétrico mismo.

- El equipo requiere de energía eléctrica tanto en la lancha como en tierra para su operación, la cual es normalmente proporcionada por baterías o motogeneradores, piezas ambas que normalmente dan muchos dolores de cabeza, no obstante que con las nuevas tecnologías los consumos de energía son cada vez menores, del orden de pocos amperes o incluso décimas de amper. Para varios equipos la alimentación debe tener un voltaje de 24 volts, lo que implica tener que usar dos baterías de automóvil pesadas y delicadas en su manejo.

- Como para la medición es necesario que exista línea de vista entre la embarcación y las dos antenas en tierra, es necesario, frecuentemente cambiar de posición las antenas o colocar varias y, en muchas ocasiones, el acceso a los puntos de colocación es difícil, ya que frecuentemente éste es sólo por mar y en puntos escarpados, como sucede en muchas islas, recordando que adicionalmente a las antenas hay que llevar baterías y al menos una gente para que las cuide, instale, desinstale y oriente.

- A estos equipos se les debe alimentar con las coordenadas de las estaciones en tierra y en base a éstas, él mismo calcula las coordenadas y las graba o imprime. En el último caso, es decir, en el de optar por la impresión de los resultados, el paso de éstos al plano para la configuración es bastante tardado ya que es una gran cantidad de puntos, en general uno cada segundo. Por lo anterior lo más recomendable es grabar la información y utilizar algún paquete para computadora que plotee los datos y que obtenga y dibuje las líneas de nivel o batimétricas, es decir que las configure.

- Este tipo de equipos por su alto costo no es recomendable montarlos en embarcaciones ya que normalmente no soportan una brisa severa, siendo más adecuado emplearlos en tierra. La antena maestra debe tener de 3 o 4 m. de altura sobre el nivel del agua para tener una mejor cobertura.

Existen también los sistemas de posicionamiento por satélite que, desde aparición en los años sesentas, han venido mejorando mucho en simplicidad y su costo ha venido descendiendo sensiblemente.

Los primeros equipos eran bastante pesados y requerían algunas veces de horas para poder calcular la posición en las tres coordenadas de algún punto, actualmente existen algunos que pesan menos de 2 Kg. y obtienen posición hasta con intervalos de un segundo, además de consumir poca energía.

Una de las grandes ventajas de éste sistema es que pueden conectarse directamente con una microcomputadora portátil e ir almacenando la información en discos flexibles, además de que el posicionamiento sirve también para guiar a la embarcación y obtener una mejor cobertura del área a levantar.

Como principal ventaja de dichos sistemas está el hecho de que solamente requiere colocar una antena de posicionamiento en tierra, en algún punto que domine toda el área y el otro viaja en la embarcación, existiendo comunicación entre equipos por ondas VHF o UHF. Lo anterior implica la utilización de menor cantidad de vehículos y de gente.

Los equipos de posicionamiento cuentan con sensores que reciben en la banda L las señales de código C/A, enviadas por los 17 satélites actuales del sistema global de posicionamiento NAVSTAR, número de satélites que en un futuro será incrementado a 24.

Existe también el sistema de posicionamiento global o GPS, por sus siglas en inglés, es una red de posicionamiento y navegación de 10 mil millones de dólares, desarrollado por el Departamento de la Defensa de los Estados Unidos de Norteamérica y fue originalmente concebido como un control de blancos para el sistema de armamento. Desde hace algunos años, su uso se ha extendido al ámbito civil en la navegación terrestre, aérea y marina.

El GPS por el momento, tiene libre acceso para cualquier usuario. Cuando el sistema esté totalmente concluido, contará con 21 satélites operacionales y tres de repuesto.

Cada uno de los mencionados satélites, órbita la tierra a 17,700 kilómetros de altura dos veces al día, transmitiendo constantemente su posición en el espacio y en el tiempo usando relojes atómicos con una precisión de 1 segundo cada 300,000 años.

Con la información que envían los satélites, un equipo receptor es capaz de computar su posición (la del receptor) en cualquier punto de la tierra en cualquier momento del día.

La precisión del posicionamiento del equipo receptor depende de varios factores, principalmente de la recepción de información de diferentes satélites y de la altura de los mismos sobre el horizonte (a mayor altura, mejor precisión).

Los equipos receptores "leen" un mínimo de 3 satélites para posicionamiento en dos dimensiones y cuatro para tridimensional. Básicamente todos los equipos comparan el tiempo en el cual la señal de un satélite se recibe, con el tiempo en que la señal fue transmitida, pudiéndose calcular con esto la distancia entre el satélite y el receptor.

Para aumentar la precisión se deben usar dos equipos GPS intercomunicados, uno en tierra y el otro sobre la embarcación, llegándose a obtener precisiones hasta de 1 metro.

Como desventajas del método, es el hecho de que no se sabe si en el futuro el Departamento de Defensa de los Estados Unidos de Norteamérica seguirá permitiendo el acceso total al sistema o si codificará la señal para cobrar alguna cuota por su uso. En general los fabricantes de equipo arguyen que ya hay un número considerable de equipos civiles como para que se tome una medida demasiado drástica y se perjudique a todos esos usuarios, por el momento dadas las grandes ventajas del sistema habría que correr el riesgo.

La mayor parte de los equipos de los tres últimos métodos descritos que llamamos de Distancias, Distancia-Rumbo y GPS, se deben conectar directamente a una computadora y a través de una interfase poder alimentar también a la computadora con la información de la ecosonda, de un perfilador, de un termógrafo, etc. Es posible con un programa para el manejo de la información ir obteniendo en tiempo real la trayectoria de la embarcación, sus perfiles, y los datos para seguir caminos predefinidos o encontrar puntos, así como realizar postprocesos para obtener volúmenes, planos batimétricos, planos con isolíneas de cualquier tipo vistas tridimensionales.

La ecosonda es un instrumento de medición de profundidades de agua, que computa el intervalo de tiempo requerido para que una onda de sonido, que viaja a una velocidad constante conocida, vaya desde un punto, se refleje en una superficie y regrese.

Si se mide el tiempo entre la transmisión del sonido por medio de un transductor y la recepción del mismo, y la distancia es calculada, se está en condiciones de conocer el tirante del agua.

El ecosonda consta de un rollo de papel graduado donde se van registrando las diferentes profundidades del área en estudio.

Se debe calibrar previamente al inicio de cada trabajo.

Al emplear un ecosonda de baja frecuencia, (30 KHz.) nos permitirá atravesar fondos lodosos, hasta llegar al estrato resistente, el registro de lo anterior queda plasmado en dos gráficas simultáneas (la del área lodosa en la parte superior y la del fondo resistente en la parte inferior).

La configuración del fondo que imprime el ecosonda a través del transductor que va dentro del agua, será una línea de un espesor variable, tendiendo a ser más delgada e intensa, mientras más compacto o rocoso es el lecho marino, en cambio en suelos blandos o fangosos, la línea tiende a ser amplia y difusa, debido a que la señal que emite el transductor penetra una determinada profundidad en el lecho marino.

En estos casos, se toma como valor de la profundidad la línea media que se trace dentro del espesor dado por la señal e impreso en el papel del ecosonda.

Entonces es importante, el definir con exactitud la profundidad cuando el lecho consiste en lodo. ¿Se comporta como un barco en un lecho de lodo de la misma manera que como un fondo sólido? o, ¿El lodo actúa como un fluido con una densidad tal vez un poco más alta que la del agua? Esto último es lo que ocurre. Se ha encontrado que las capas superiores de lodo recientemente sedimentado actúan como agua gruesa, agua con mayor densidad.

Basados en investigación de laboratorio, se decidió que una densidad menor o igual a 1.2 solamente influye en la maniobrabilidad de un barco, de una manera muy ligera. Esto significa que la profundidad en la cual ocurra una densidad de 1.2 puede definirse como la profundidad accesible o navegable en un canal o dársena.

La sedimentación dentro del nivel que tiene una densidad de 1.2, se denomina la capacidad de paso de la quilla de un buque.

7.- AYUDAS EXTERIORES AL DRAGADO.

Las ayudas o señalamiento que facilitan el dragado pueden ser situados en tierra o en agua, dependiendo de las condiciones físicas de cada trabajo.

Cuando se va a dragar un canal, es indispensable contar en tierra con un señalamiento adecuado (balizas) y en agua (boyas), que nos indiquen los veriles o límites de la plantilla de dragado, así como el eje del canal, lo cual se consigue también por medio de imágenes

en pantalla en la computadora existente a bordo, la que procesa las coordenadas del canal o dársena, y determina la posición de la draga a través de un radio-posicionador.

Los señalamientos en tierra, pueden ser a base de estructuras fácilmente detectables a simple vista, normalmente se utilizan estructuras metálicas con un tablero superior, en forma de rombo pintado en un color llamativo que contraste con el fondo. Una entfilación constará de dos señales una más baja en el frente y la más alta en la parte posterior, con una separación aproximada de 30 m. entre una y otra.

Las señales en agua, son a base de boyas flotantes de fibra de vidrio o de tambores vacíos de 200 lt. pintados en un color llamativo. La colocación de estas señales se hace a una determinada distancia fuera del límite de la plantilla, en función de las características del equipo que se utiliza, como es su manga y la posición de la rastra.

Para el dragado nocturno, las señales visuales deben contar con luces alimentadas, por ejemplo con baterías solares, las cuales deben ser intermitentes y de diferentes colores para fácil identificación.

Cuando no se cuenta con luces, deberán adaptarse a las señales tanto terrestres como flotantes, mechones alimentados con diesel, o farolas de gas butano.

Pueden existir algunas estructuras en tierra como pueden ser las escolleras, en las que es muy sencillo pintar los cadenamientos y poner señales luminosas nocturnas.

Adicionalmente las dragas autopropulsadas cuentan con radar, en el que se observan los límites de la costa y los obstáculos flotantes, permitiéndonos en forma aproximada situar la unidad en la zona a dragar.

Sistema de posicionamiento Mini Ranger III

El sistema de posicionamiento Mini-Ranger III es un equipo para la localización de la posición de un vehículo, aeronave o embarcación referenciada con respecto a 2 puntos geográficos de coordenadas conocidas (puntos de referencia), opera bajo el principio de pulso de radar, a través de un radar, interrogador transmisor-receptor; localizado en la Unidad Móvil y un radar repetidor (estación de referencia), posicionado en cada punto geográfico conocido.

El tiempo de transmisión entre el transmisor receptor (consola de rangos) y el impulso de respuesta de las estaciones de referencia (antenas) es usado como base para determinar la distancia a cada estación de referencia. Esta información junto con la localización conocida de la estación de referencia puede ser trilaterada para obtener la intersección de la posición de la Unidad Móvil.

El equipo está compuesto de una consola de rangos con antena de banda y de frecuencia estandar o especial, antenas para estaciones de referencia omnidireccionales, adicionalmente el equipo es complementado con un procesador de datos, indicador de rumbos, terminal de operaciones, grabadora, plotter y la opción del video, además para reconocimientos hidrográficos se integra un ecosonda.

Operación General

El primer paso de planificación para el posicionamiento será el de obtener una carta o mapa del área que se intenta operar y definir la zona de trabajo, después de que esto ha sido concretado se seleccionarán varios puntos como sitios potenciales para la ubicación de las estaciones de referencia; determinándose su posición geográfica debiendo ser inspeccionadas visualmente para verificar su factibilidad de uso; por lo que los principales criterios de determinación de los sitios serán:

Distancia

*La operación estandar del sistema de señal de línea es de distancias arriba de 37 Km. y cuando es correctamente calibrado a esa distancia el rango probable de error es de 2 m.
Señal de línea*

El equipo opera con frecuencia de microondas y requiere que la señal de línea sea mantenida entre cada estación de referencia y el transmisor receptor pudiendo ser utilizado en áreas de follaje ligero, no en el caso de obstrucciones significantes como montes, edificios, estructuras o vegetación densa ya que interferirán la operación del sistema.

Acceso

Los sitios para las estaciones de referencia deberán ser de fácil acceso.

Suministro de energía

Las estaciones están diseñadas para operar con voltajes de 22 a 32 Volts DC o en corriente 115 o 230 VAC con el uso de convertidores.

Posiciones conocidas

Es importante que los sitios de las estaciones de referencia sean conocidos o se determine su posición y podrán ser utilizados sitios tales como faros, balizas de enfilación o cualquier estructura de ayuda para la navegación cuya localización geográfica sea conocida, si no se contara con esta información se deberán establecer bancos a través de técnicas normales de reconocimiento en su caso el sistema Mini-Ranger III por si mismo puede ser usado para establecer bancos locales.

Cobertura de antena

Deberán ser tomados en consideración los patrones de cobertura de las antenas de cada estación.

Desarrollo del método

Como se mencionó anteriormente el sistema Mini-Ranger III determina una posición mediante el método de trilateración, que es la técnica estandar de reconocimiento que ubica un punto cuando la longitud de los tres lados de un triángulo son conocidos. Como todas las técnicas de reconocimiento, la aproximación del punto depende en parte de tener

una geometría aceptable, esto significa que el ángulo de intersección entre dos líneas estará entre los 30 y los 150 grados.

Usando la anterior información se puede desarrollar un simple método para determinar una geometría aceptable. En la figura 12 se determina la posición de los puntos C, D y E. Aplicando como sitios de estaciones de referencia los puntos conocidos A y B se utiliza un compás para determinar la distancia que los separa trazando la intersección de los arcos de ambos puntos en sus dos extremos dando con esto los puntos F y G. Ahora se deberán usar éstos últimos como centros para trazar dos círculos y el radio de estos será la distancia A-B de donde las áreas de los círculos que no se sobreponen serán las áreas de geometría aceptable. El arco A X B define la máxima distancia permitida para mantener un ángulo de intersección mínima de 30 y el arco A y B define la mínima distancia permitida para mantener un ángulo máximo de 150 por lo tanto los puntos C, D y E se encuentran en área de geometría aceptable.

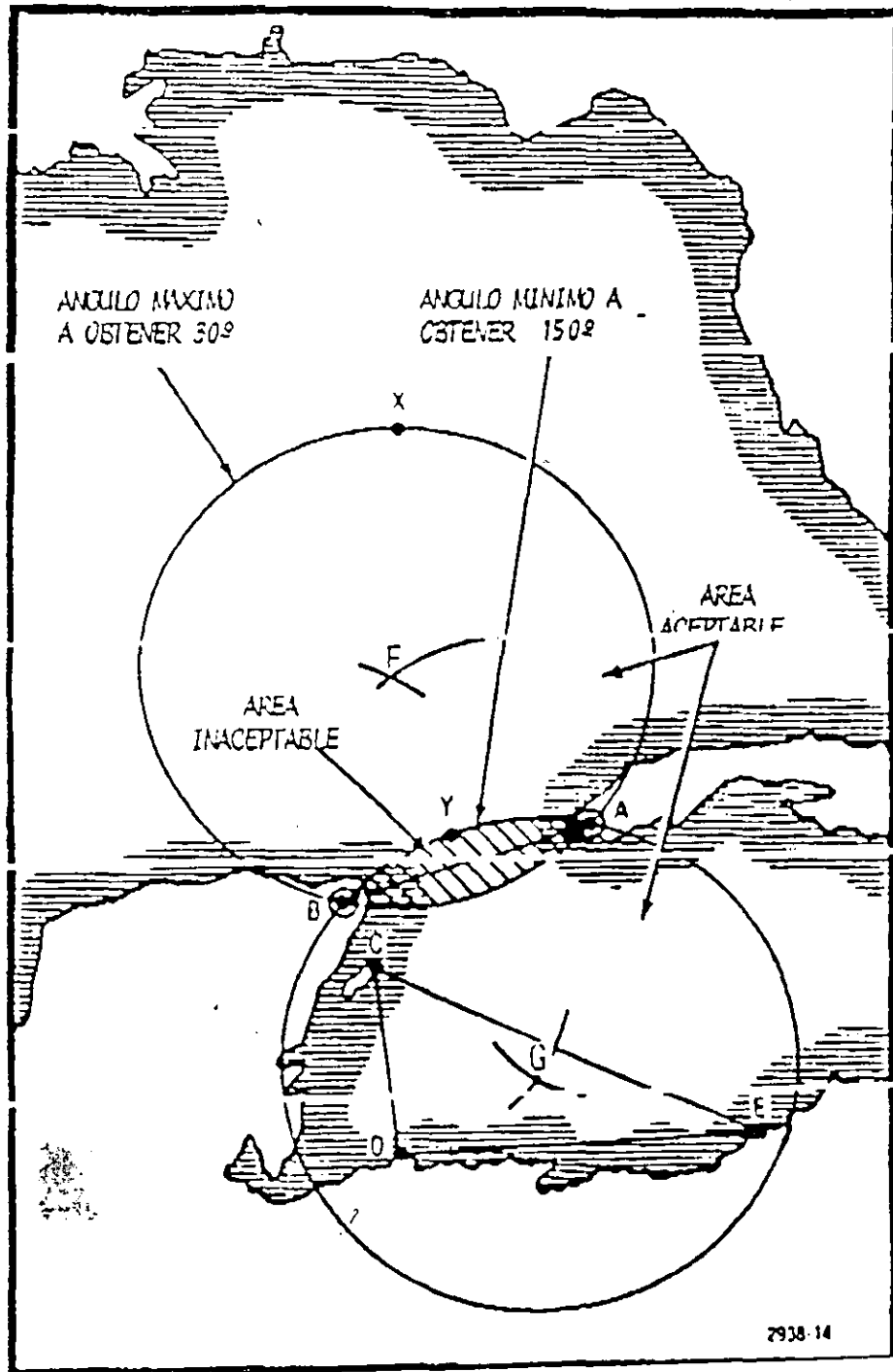


FIG. 12 PLANEACION DE AREAS ACEPTABLES

8.- PARTES PRINCIPALES DE UNA DRAGA DE SUCCION CON CORTADOR

LA BOMBA DE DRAGADO

Generalidades:

La bomba de dragado diseñada especialmente para este propósito, es la pieza más importante de las dragas hidráulicas de succión y su construcción y funcionamiento son determinantes en su economía y efectividad.

La construcción de las bombas de dragado, es el resultado de continuos estudios y experimentos, no sólo de la aplicación de las leyes de la hidráulica; sino que experimentalmente se determinan las dimensiones más convenientes para permitir el paso de los sólidos, evitar el desgaste excesivo y proporcionarles resistencia suficiente en todas sus partes.

Las partes principales de que se compone la bomba de dragado son:

- a) El impelente o impulsor
- b) La envolvente o carcaza
- c) Tapas de desgaste de la bomba
- d) Eje impulsor

Impelente: Este se construye de una aleación de acero al manganeso que resiste, en alto grado la abrasión.

Los impelentes de nuevo diseño tienen el cubo roscado, y en él se atornilla el eje evitando que la tuerca y cubierta de ésta, queden dentro de la entrada de la corriente de la mezcla, creando turbulencias y remolinos que causarían restricción o resistencia en la sección de la bomba como sucede en las antiguas.

Las aspas del impelente, son las que efectúan la función fundamental de servir de guía a la mezcla dragada al pasar a través de la bomba.

Teóricamente un mayor número de aspas, guía mejor al material succionado, pero aumenta grandemente las pérdidas por fricción y también se restringe el paso de los sólidos a través de la bomba, particularmente en el centro del impelente, donde convergen las aspas. Se han hecho pruebas de impulsores de tres, cuatro, cinco y seis aspas, habiendo obtenido mejores resultados con el de cinco.

Las aspas del impelente se extienden siempre hasta la periferia, pero no hacia el centro, pues impiden el paso de las piedras, basuras y otros sólidos.

La presión diferencial desarrollada por el impelente, causa una corriente que va de atrás de la descarga a la succión del mismo, a través del sello de la bomba. La cantidad

de fuga que tiene lugar, depende de la sobrepresión diferencial y de las dimensiones y forma de la trayectoria.

En una bomba correctamente diseñada, la cantidad de derrame es del 1 % al 2 % del total de lo que ha sido bombeado. Debido a este derrame el sello es una de las áreas de más rápido desgaste. El derrame permitido usualmente puede ser del 5 % al 10 %.

En el lado del eje de la bomba, lleva un casquillo para prevenir el derrame. El servicio de agua al sello, es proporcionado a una presión mayor de la carga creada por la bomba, a fin de asegurar una corriente positiva. La función del sello de agua, es prevenir el desgaste del material del eje y empaque del collarín por la acción abrasiva de los sólidos.

El espacio mínimo que debe existir entre el impelente y la envolvente es de 3 mm. aproximadamente (1/8").

Envolvente o carcaza: La envolvente o carcaza, es la pieza más costosa de la bomba de dragado, no solo por ser la más voluminosa y pesada, sino también debido a la cantidad de maquinado requerido.

Por tal motivo se diseña para hacerla resistente y duradera. Con ese fin el material empleado en su construcción, es usualmente una aleación de acero al manganeso que resiste el desgaste y de secciones gruesas para mayor solidez al impacto de piedras y otros materiales, que suelen pasar por la rastra o por la boquilla de succión. Se construye en dos mitades, la inferior va acondicionada para poderla afirmar a la base o polines. En la superior se dispone la descarga con su brida correspondiente para acoplar la tubería.

Las bombas modernas llevan por el interior de la carcaza, placas de desgaste intercambiables para aumentar la vida de la primera.

El diseño de la envolvente afecta grandemente la eficiencia de las bombas, pues en ella la energía de velocidad producida por el impelente, debe ser convertida eficientemente en energía de presión.

Las turbulencias, remolinos y pérdidas por choques son inevitables en estas piezas, pero siempre se procura reducirlas al mínimo.

La curvatura de la carcaza, es una espiral o voluta que provee al canal de un aumento gradual en sección transversal. La forma de ésta puede determinarse matemáticamente, pero se procede más fácilmente por métodos empíricos.

Tapas de la bomba: Son dos, de fundición o de placas de acero especial, una corresponde a la succión y lleva al centro la brida de acoplamiento de la tubería, y la otra al lado del eje.

Lleva el prensa-estopas y sello de agua, para evitar el desgaste del eje por abrasión de la arena. Las tapas generalmente están divididas en sentido diametral, formando una pieza superior y una inferior para facilitar el desmontaje. (figs. 13 y 14)

Eje: El eje es de acero y por un extremo va roscado para acoplarlo al impelente, por el otro lado está la brida de acoplamiento al motor o máquina de impulsión. Lleva una chumacera de empuje para contrarrestar el empuje axial.

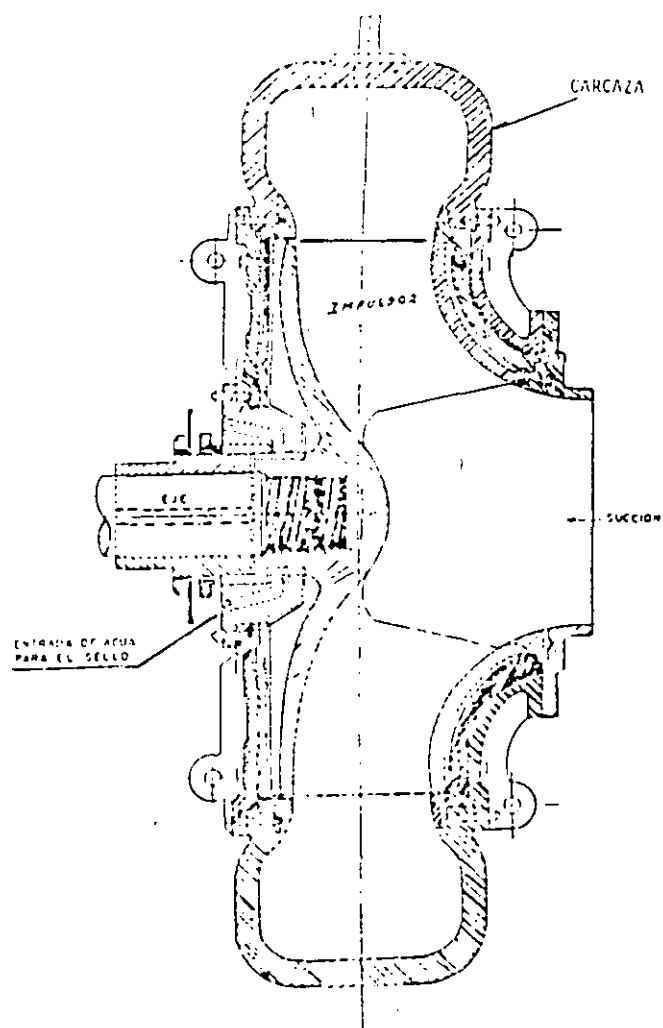


FIG. 1.) Sección transversal de la bomba centrífuga de dragado



FIG. 14) Carcasa de la bomba de dragado

Las bombas de las dragas de autopropulsión con tolva son generalmente proyectadas en lo referente a la carga, para succionar una mezcla de agua y sólidos cuyo peso específico es de 1 700 a 2 000 kgs/m^3 .

Los límites prácticos del contenido de sólidos para bombear esta mezcla, son del 8 al 15 % del volumen de la succión. Su proyecto de bomba sobre esta base, es capaz de dragar con eficiencia materiales, como arcillas, limos, arenas y gravas.

Para diseños prácticos, la velocidad de la bomba de dragado debe ser de 150 a 300 r.p.m.; es aconsejable usar la velocidad más alta posible dentro de este rango, ajustándola de acuerdo a la carga que debe ser desarrollada.

Para obtener un rendimiento efectivo máximo en el dragado, la capacidad de la bomba debe elegirse para que la tolva se llene en el menor tiempo posible, y sin que una cantidad apreciable de sólidos se pierda por el derrame o rebosadero.

Si la bomba no fue diseñada con la capacidad adecuada, tardará más tiempo para llenar la tolva y si está excedida, causará turbulencia en la tolva y mayor velocidad en el derrame, lo que ocasionará que el porcentaje de material retenido sea menor, aumentando consecuentemente el tiempo de dragado.

El rendimiento en el dragado en metros cúbicos por hora en la descarga, es función del diámetro de la tubería de descarga, la velocidad de la mezcla y el % de concentración de la misma.

La eficiencia en la bomba dragadora no es sinónimo de la eficiencia de la draga.

La eficiencia en la bomba dragadora, es el movimiento de una unidad de material por abajo del costo de la fuerza motriz, en cambio la eficiencia de la draga, es el movimiento de una unidad de material por abajo del costo total. El movimiento del material al mínimo costo en la planta de fuerza, no necesariamente representa una buena operación de la draga.

La eficiencia de la bomba es su eficiencia hidráulica, la que se ve afectada por pérdidas mecánicas.

Las pérdidas hidráulicas son ocasionadas por remolinos, turbulencia, choques y fricción de la mezcla. Estas se pueden reducir, pero no eliminar, teniendo grandes radios de curvatura en la bomba, evitándose un repentino cambio en la sección o un abrupto cambio de dirección.

Las pérdidas por fugas de agua, llamada pérdida en el gasto a la descarga, pueden llegar a ser fuertes, tanto en la succión como en la descarga, cuando no tienen buenas condiciones de funcionamiento las juntas de la línea.

Las pérdidas de carga mecánicas tienen lugar en conexiones, cajas de prensa-estopas y fricción en la tubería al desplazarse el fluido por ella.

Una longitud adicional equivalente a tubería recta, puede ser encontrada para los codos y partes del equipo.

Las pérdidas por fricción a través de las conexiones esféricas y en las rastras y boquillas de succión, se pueden calcular por la fórmula siguiente:

$$h_f = C v^2/2g$$

- h_f = Pérdida de carga en pies
 v = Velocidad en la tubería en pies por seg.
 g = Aceleración debida a la gravedad en pies por seg.²
 C = Coeficiente de fricción en la carga de succión.

El valor de C no ha sido determinado experimentalmente, pero los valores de 0.4 a 0.5 para las rastras y 0.075 a 0.10 para las conexiones esféricas son muy cercanos a la realidad. La magnitud de las pérdidas de fricción a través de estas partes, son pequeñas y los errores ocasionados por el uso de valores aproximados de C , son despreciables.

En las bombas modernas, el diámetro de la succión es usualmente mayor que el de descarga, lo que origina que la velocidad en esta última se incremente ligeramente.

●CORTADOR DE LA DRAGA

El cortador realiza la desintegración del suelo, removiendo los sólidos hidráulicamente por la bomba.

El desprendimiento del suelo es debido a fuerzas externas, las que deben ser mayores a las fuerzas internas del suelo. Las fuerzas externas dependen de la geometría del movimiento y de la fuerza producida por el cortador.

Las fuerzas internas dependen de las características del suelo, el que al ser atacado por los dientes del cortador, genera un esfuerzo a lo largo del plano principal de corte:

- La potencia y la fuerza en un cortador están determinadas por:
- La fuerza cortante a lo largo del plano de corte.
- La fuerza de penetración.
- La fuerza de fricción a lo largo de las cuchillas del cortador.
- La fuerza de inercia al acelerarse el suelo.

En general en el borde del cortador, se presenta la combinación de movimientos de rotación y traslación, teniéndose una variación del ángulo entre ambos movimientos.

En arcillas, la influencia de la velocidad del cortador sobre la fuerza cortante, no es muy grande, en cambio en arena, la influencia es significativa.

La potencia del cortador depende de la fuerza y la velocidad del corte. Al aumentar la velocidad se incrementará la fuerza.

Durante el proceso de corte en el suelo, se presentan varios tipos de esfuerzos, como es el caso de las arcillas donde ocurrirán deformaciones plásticas.

El esfuerzo cortante que se presenta en un suelo, depende de la cohesión del mismo y el esfuerzo normal del ángulo de fricción interna.

El proceso del corte, es la combinación del movimiento de rotación del cortador sobre su eje y el desplazamiento horizontal (abanicar) debido a la operación de los winches.

El corte en un terreno normal es hacia abajo, sin embargo en un terreno muy duro (rocoso o una arena muy cementada), el corte debe ser hacia arriba, debido a que la componente vertical de la resistencia a la excavación, puede llegar a ser mayor que el peso de la escala, entonces el cortador rebotará.

El diámetro de un cortador por lo general debe ser de 3 a 3.5 veces el diámetro de la tubería de succión. La distancia en sentido axial del anillo del cortador a los dientes más alejados de la espiral, debe ser del orden de 0.7 a 0.8 del diámetro del cortador.

La forma de la cuchilla o dientes dependerá del tipo y dureza del material a dragar.

Para terrenos muy compactos, el cortador va provisto de dientes que pueden reemplazarse cuando se desgasten. La velocidad del cortador variará de 15 a 40 r.p.m., regulándose en función de la dureza del material.

Ángulos de corte y espacio libre: Estos son los ángulos formados entre la cara superior de la cuchilla y la tangente al movimiento de corte, y entre la cara inferior de ésta y la tangente al movimiento citado.

El valor usual del primero oscila entre 20 y 45 de acuerdo con el tipo de suelo, empleándose los más agudos en los suelos suaves y los más abiertos en las arenas compactadas y rocas suaves.

El segundo generalmente oscila alrededor de 10 para minimizar las fuerzas de fricción entre el cortador y el suelo (fig. 15 a 19).

Elección del tipo de cortador: El tipo de material, y su compacidad o consistencia, influyen en la elección del borde y curvatura más adecuados para las cuchillas, además de determinar el diámetro del cortador. En relación con esto, se sabe que el cortador de bordes planos, mostrado en la fig 18, es el adecuado para suelos suaves o sueltos; el idóneo para rocas suaves, o para suelos muy duros o muy compactos, es el cortador de dientes. Los cortadores con bordes y vástagos en sierra son los indicados para reducir las cuchillas cuando se corta arcilla firme.

Sección y curvatura de cuchillas: La plasticidad y la consistencia de la arcilla permite elegir la sección y curvatura más adecuada para evitar la formación de terrones o reducir su tamaño, así como reducir las fuerzas de fricción entre el cortador y el suelo.

Fuerzas de fricción y adherencia: Están ligadas con la adhesividad del suelo y el ángulo de fricción existente entre éste y el acero a través de la relación:

$$T = a + \sigma \tan \phi$$

que proporciona el esfuerzo constante generado sobre las cuchillas. En ella:

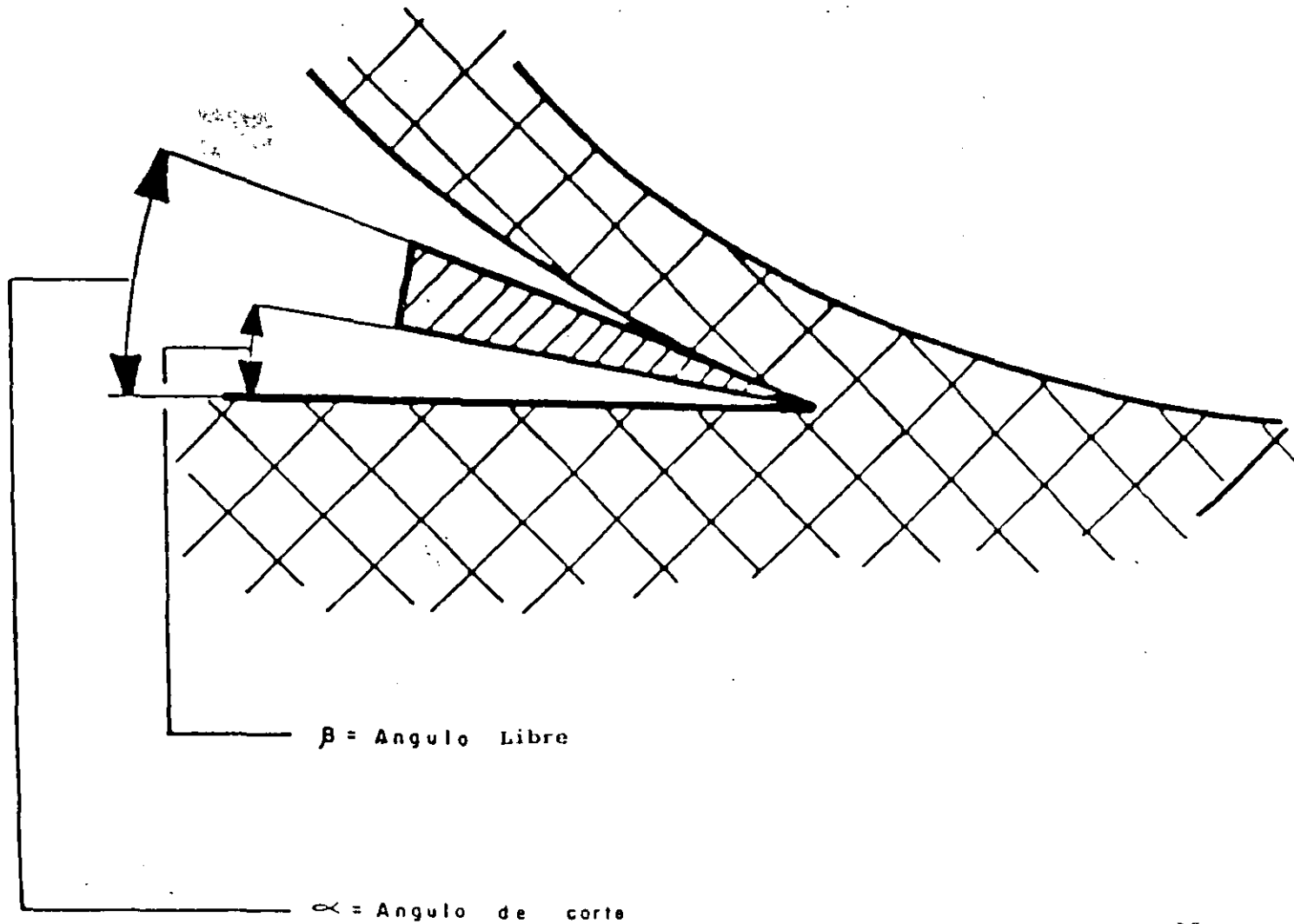
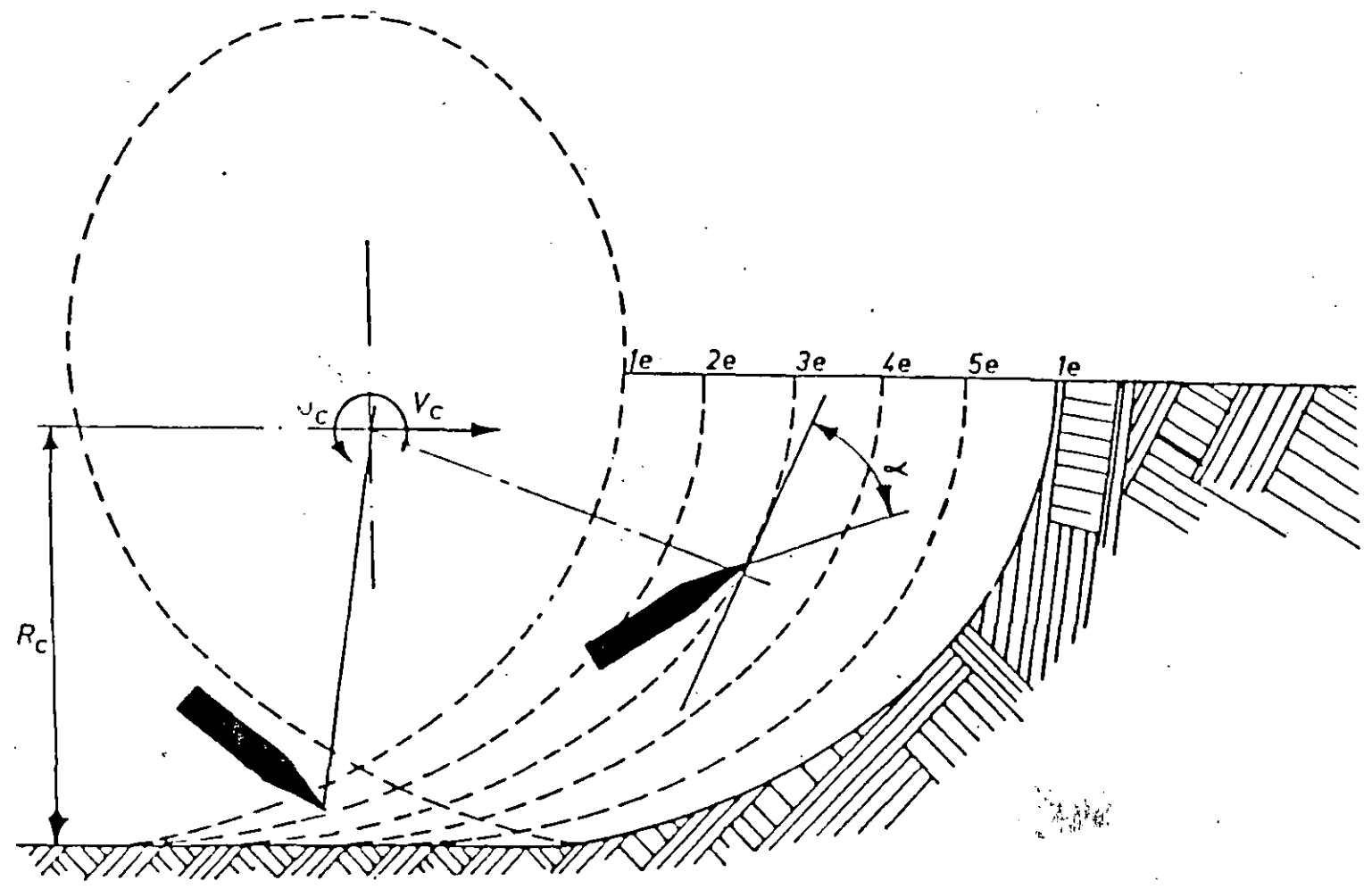
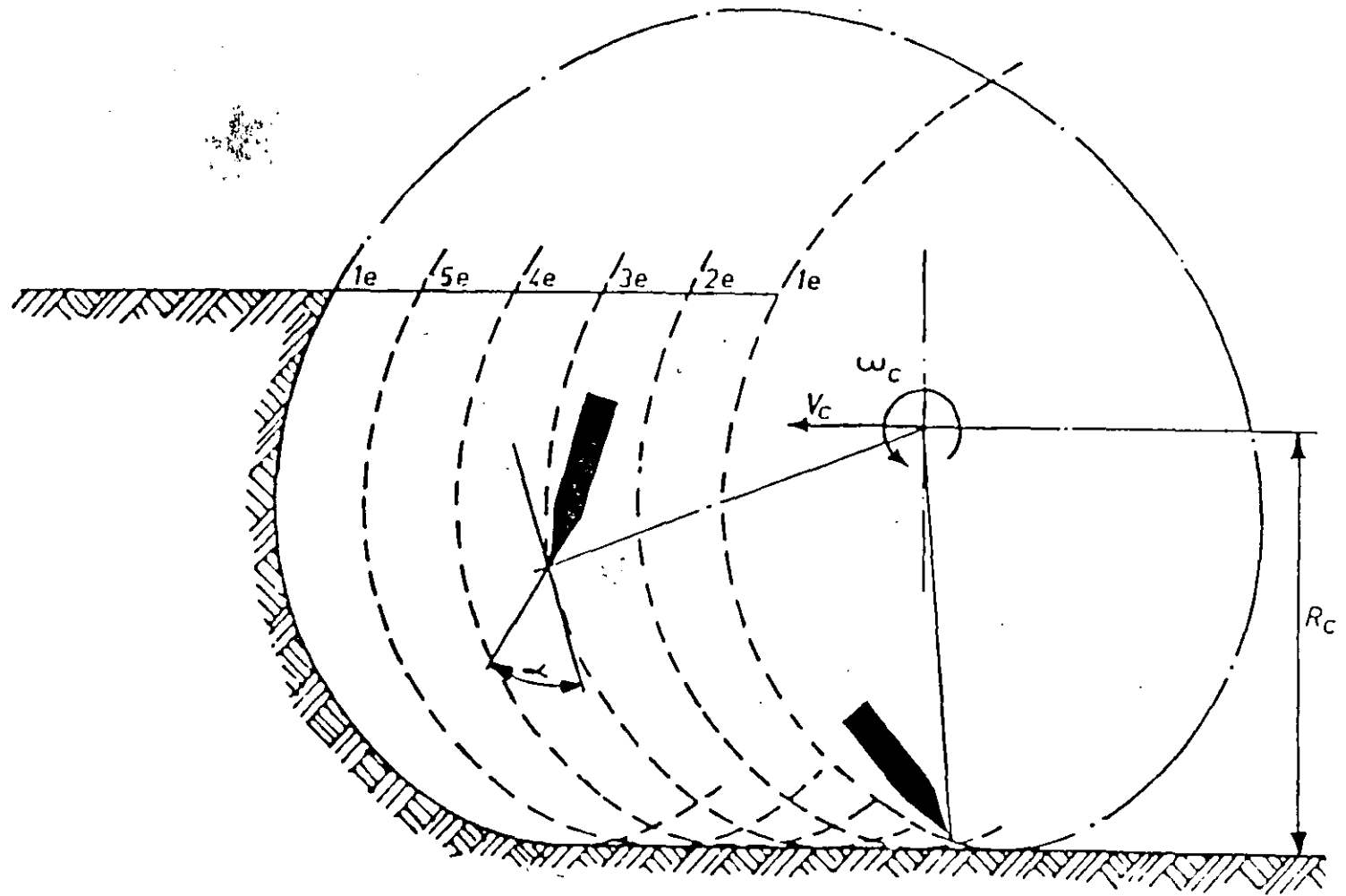


FIG. 15



CORTE HACIA ARRIBA

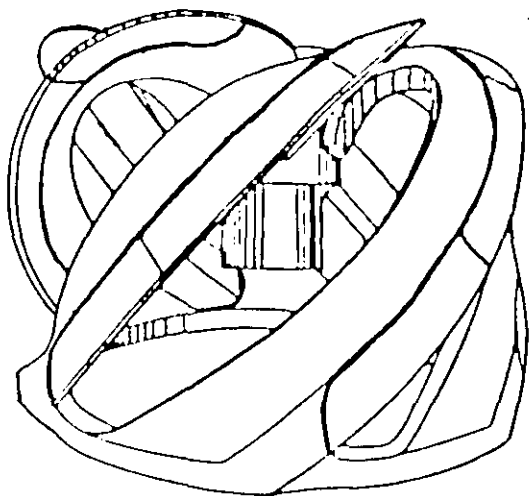
FIG. 16



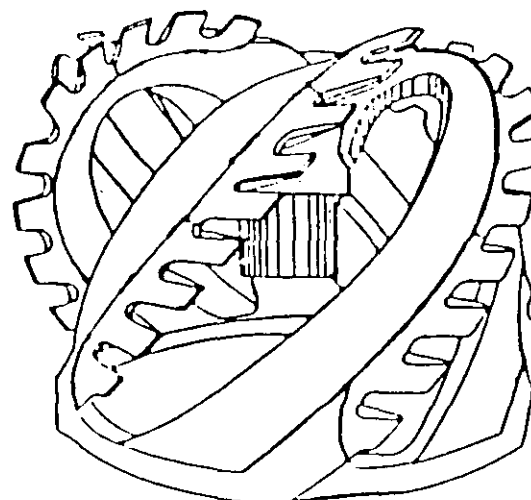
CORTE HACIA ABAJO

FIG. 17

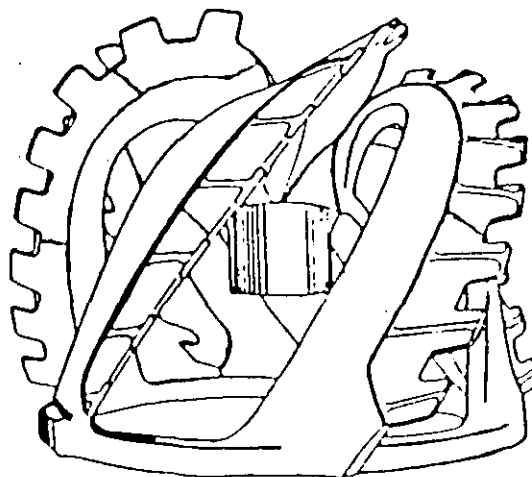
DIVERSOS CORTADORES



BORDO PLANO (Arena suelta o material blando)

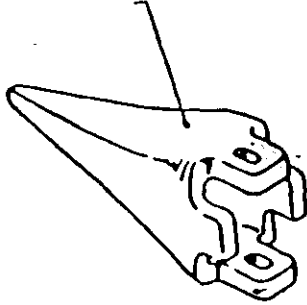


BORDO DE SIERRA (Material semicompacto y compacto)

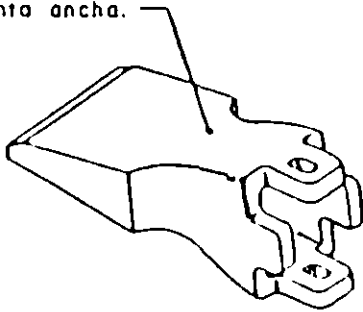


SIERRA CON PENETRACION HACIA ADELANTE (Material semicompacto y compacto)

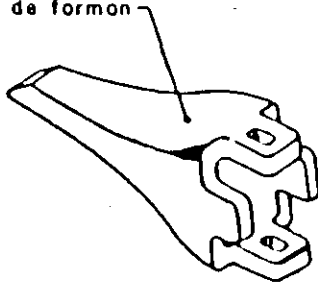
Punta de pico



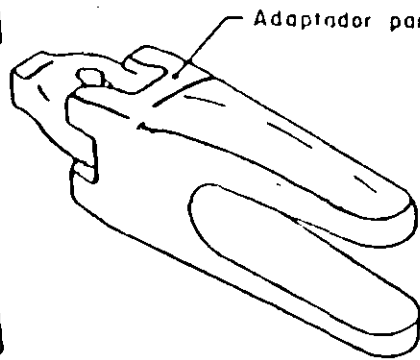
Punta ancha.



Punta de formón

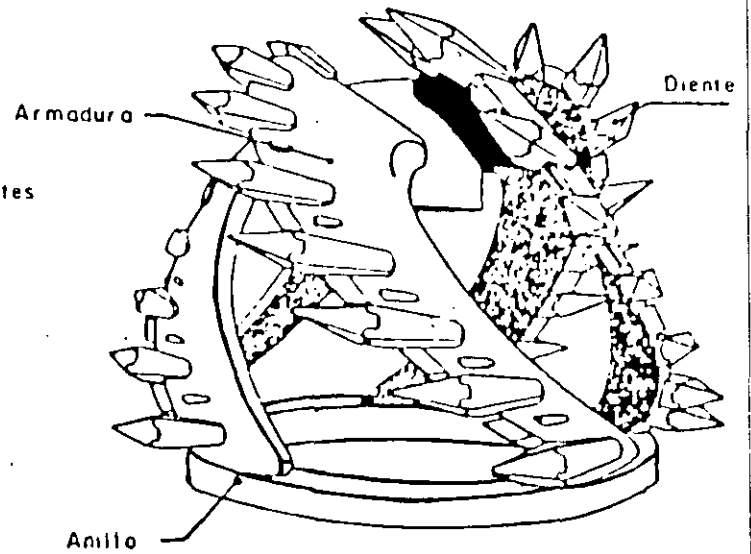


Adaptador para dientes



DIENTES DEL CORTADOR

FIG. 19



Anillo

DIENTES PARA MATERIAL COMPACTO

- a: adhesividad del suelo
 σ : esfuerzo normal sobre la cuchilla
 ϕ : ángulo de fricción entre la cuchilla y el suelo.

En términos generales y con base en la experiencia se han logrado obtener los siguientes valores (por cada abanicada):

H_D = Altura del corte que puede hacer el cortador

En arena suelta o semicompacta 3 diámetros del cortador.

En arcilla compacta 1.5 diámetros del cortador.

En material tepetatoso 1 diámetro del cortador.

La relación entre la velocidad de abanico y la velocidad del cortador, ambas en m./seg., para diferentes materiales son las siguientes:

$V_h/V_c = 0.02$ a 0.08 materiales duros como coral, tepetate.

$V_h/V_c = 0.08$ a 0.15 materiales normales como arena, arcilla.

$V_h/V_c = 0.15$ a 0.25 materiales como arcilla blanda, arena suelta.

Zancos. - Los zancos son piezas cilíndricas de acero reforzado, y de longitud suficiente para que el extremo inferior cónico o puyón, pueda penetrar en el fondo.

Los zancos se sitúan a popa de la draga y trabajan verticalmente en unas guías dispuestas al efecto.

Se emplean dos zancos, uno para avanzar la draga en el corte o paso, y el otro como punto de giro para abanicar la draga al efectuar el corte, denominándosele zanco de trabajo. La posición de éste, es siempre del lado en que va situado el codo giratorio o cuello de ganso, con objeto de que al bornear éste, tenga poca amplitud de movimiento.

Traveses. - Los cables de acero de los traveses, laboran en poleas colocadas a ambos lados de la escala de dragado, próxima al extremo inferior de la misma, y se emplean para bornear o abanicar la draga al efectuar el corte.

Cada cable se afirma por un extremo al ancla y por el otro al tambor correspondiente de la central de winches, que se opera desde la cabina de control.

Las anclas en las dragas estacionarias tienen una función primordial, ya que deberán estar sujetas firmemente al fondo para garantizar el borneo de la draga, a través de los cables de acero y winches correspondientes.

Para una mayor efectividad, es conveniente que el ángulo que forma el cable con la horizontal, no sea mayor de 20°

Los tipos más comunes de anclas son: Danforth, Pool, Delta, Stevin y Flipper Delta.

El ancla tipo Flipper Delta, puede resistir un tirón sin moverse del orden de 10 veces el peso del ancla. Es sin duda, la más eficiente de todas. (Figs. 20 y 21)

EMPLEO DE CABLES DE ACERO EN EL DRAGADO

Generalidades.- El cable de acero es un poderoso auxiliar en el dragado, cuyo uso a bordo en los aparejos de la escala, tubos laterales de succión en maniobras de los zancos, traveses, tirantes de la cabria, vientos de las chimeneas, etc., es tan extenso, que sin él, el dragado no podría realizarse.

Recomendaciones.- Los cables están contruidos por numerosos alambres de acero con características especiales y torcidos en cierta forma, para obtener en conjunto, la mayor resistencia, flexibilidad y, como consecuencia, seguridad en el servicio.

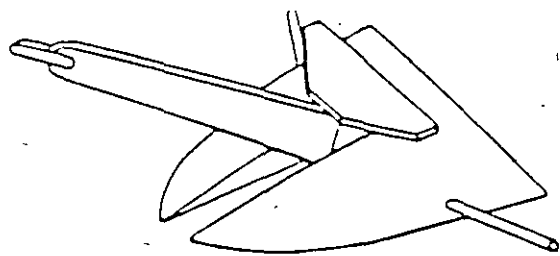
Mientras más numerosos sean los alambres que componen un cable de diámetro determinado, se aumentará su flexibilidad y conforme vaya disminuyendo el número, irá siendo más rígido, pero a la vez se incrementará la resistencia a la tensión, soportando mayores cargas, por lo que será su desgaste por fricción (Abrasión). Es decir, la flexibilidad está en relación inversa al diámetro de los alambres individuales que lo componen, a mayor diámetro de éstos, el cable tendrá menor flexibilidad.

Los cables se construyen de varias trézas llamadas torones, que van torciendo alrededor de un núcleo o alma de fibra, que los mantiene en su sitio y evita la fricción entre ellos. El alma de fibra puede ser de manila, sisal o henequén, impregnada de un lubricante adecuado. En casos especiales puede ser de algodón, plástico, fibras artificiales o acero.

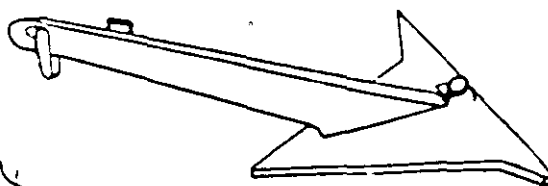
El alma de fibra, es conveniente cuando el cable va a estar sometido a aplastamientos. La fibra no debe contener humedad y no ser de naturaleza ácida.

El alma de plástico se debe elegir, cuando se necesite que reúna condiciones de impermeabilidad y resistencia a los ácidos y al calor.

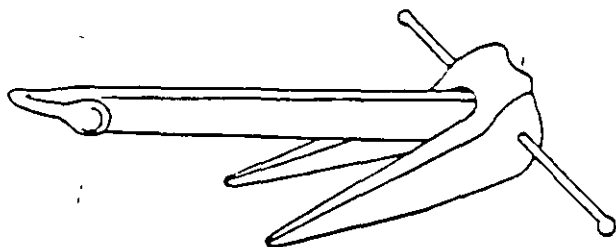
Los cables con alma de acero se recomiendan para trabajos que no van estar sujetos a aplastamientos severos, debiendo evitarse que se deformen, ya que una vez aplastados se deteriorarían rápidamente al pasar por las poleas. Este tipo de cable se emplea en aquellos lugares expuestos a muy elevadas temperaturas. (figs. 22 y 23)



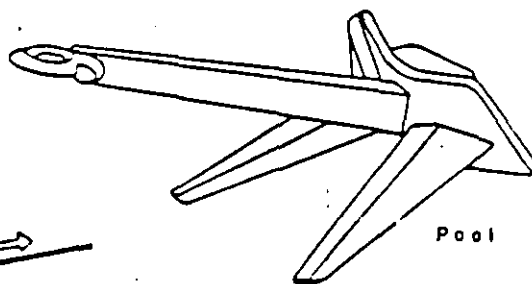
Stevin



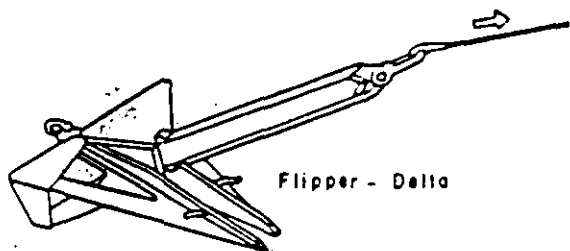
Delta



Danforth



Pool

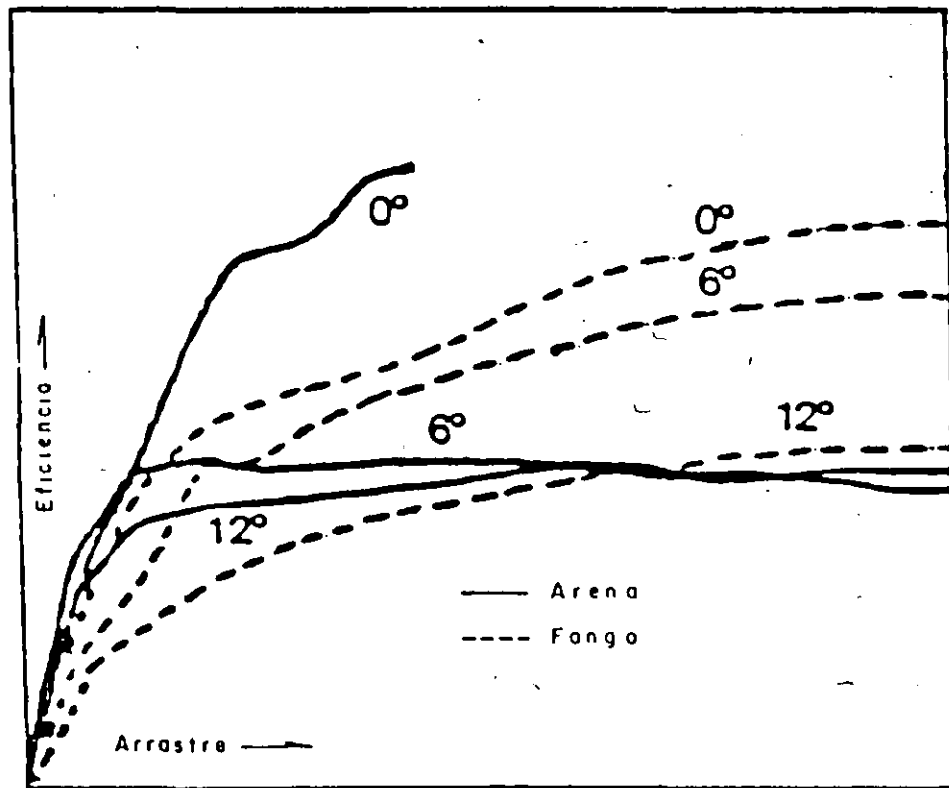


Flipper - Delta

DIVERSOS TIPOS DE ANCLA

FIG. 20

VARIACION DE LA FUERZA DE RETENCION EN ARENA O FANGO
SEGUN EL ANGULO DE TIRO



$$\text{Eficiencia} = \frac{\text{Fuerza de Retención}}{\text{Peso de Ancla}}$$

FIG. 21

TUBERIAS

La tubería metálica se fabrica en tramos con una longitud de 12 m. generalmente, y un espesor que puede variar de 8 a 15 mm. con el fin de que pueda resistir el momento flexionante que se presentará en el claro libre, al estar apoyada en dos pontones o flotadores.

La tubería flexible es a base de tramos metálicos rígidos de 12 m. de longitud, pero sus conexiones son a base de juntas esféricas o de manguitos de hule. Este tipo de tubería generalmente se usa como flotante sobre pontones.

Para la tubería en tierra se usan generalmente juntas bridadas, unidas con tornillo y tuerca con empaques de hule. En tierra la tubería se apoya sobre caballetes de madera.

Existen también tuberías de diversos materiales ahulados, con longitudes que pueden variar de 3 a 6 m. siendo algunos tipos rígidos y otros semiflexibles que pueden llegar a formar un arco de 30°. Esta tubería va unida por medio de juntas esféricas especiales, que deben ser resistentes al desgaste.

La tubería sumergida se usa en el paso de canales o ríos, que tienen un intenso tráfico de embarcaciones.

Esta será tubería de acero con uniones soldadas para darle hermeticidad, forrado con mortero lanzado el que se adhiere al tubo con una malla de gallinero.

La tubería metálica en la descarga de la draga estará sujeta a una cierta presión, por lo que es necesario que tenga un determinado espesor que podrá calcularse de la siguiente manera:

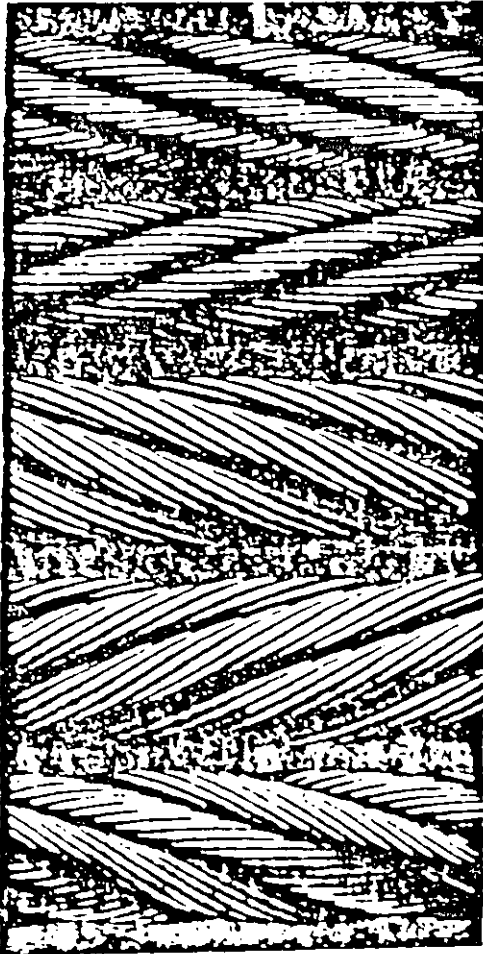
$$d \text{ min.} = \frac{p \times D}{2 E_T}$$

- d = Espesor mínimo de la pared de la tubería
 D = Diámetro interior de la tubería
 p = Presión a la descarga de la línea
 E = Esfuerzo de tensión del acero

Existe también tubería de polietileno de alta densidad, la que debe usarse en materiales finos como arcillas o limos, ya que la abrasión de un material grueso como arenas o gravas, la desgastaría rápidamente (Figs. 24, 25 y 26)

PONTONES

Los pontones son elementos metálicos o de fibra de vidrio, que sirven para apoyar la tubería flotante, pudiendo ser de diferente forma, según el trabajo a realizar. Es de primordial importancia su diseño para su estabilidad pudiendo absorber fuerzas de oleaje y viento de tal manera que no se giren, ya que destruirían la tubería sujeta en su parte superior.



REGULAR DERECHO

REGULAR IZQUIERDO

LANG DERECHO

LANG IZQUIERDO

ALTERNADO O HERRINGBONE

Fig. 22 - Torcido de los cables de acero.

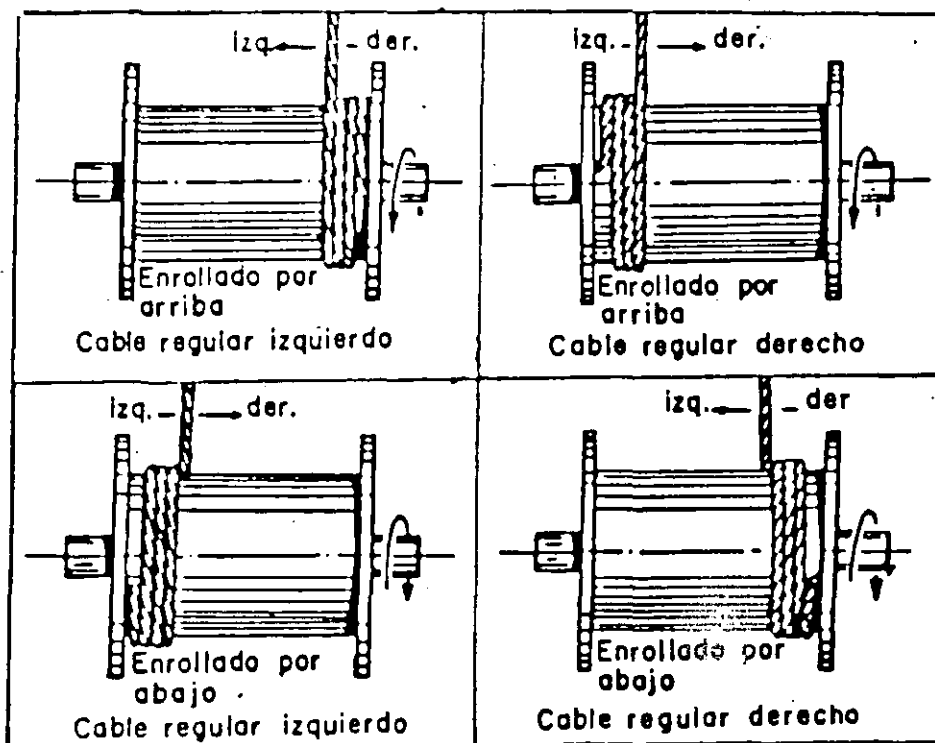


Fig. 23 Recomendaciones para enrollado en el tambor



Fig. 24 . Tubería flotante para descarga de una
draga estacionaria.

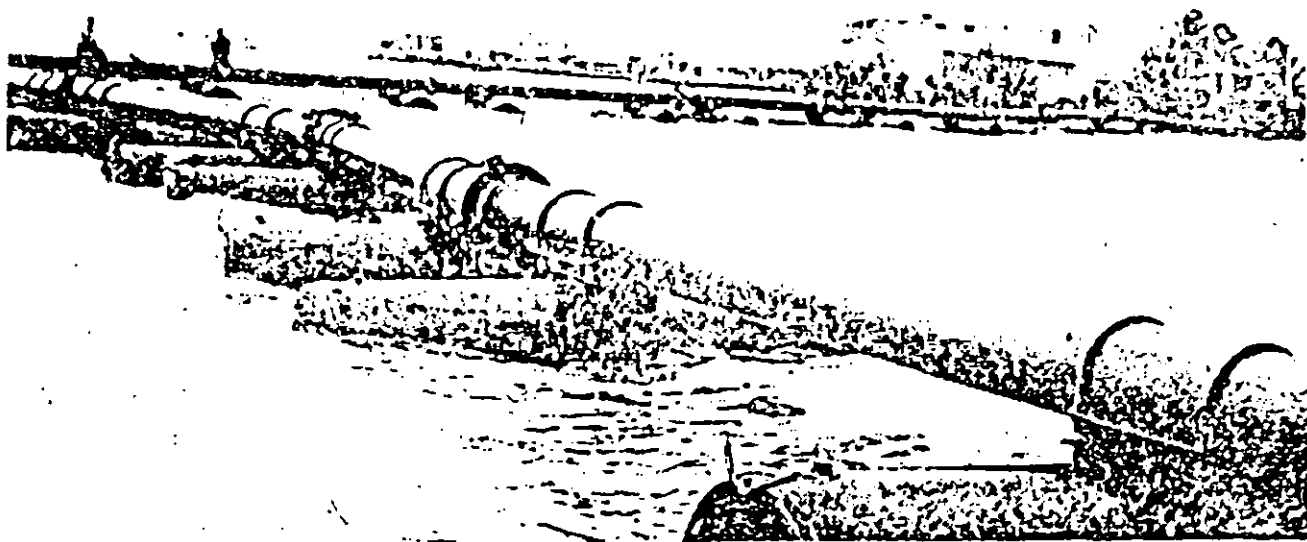


Fig. 25 . Tubería flotante sobre pontones.

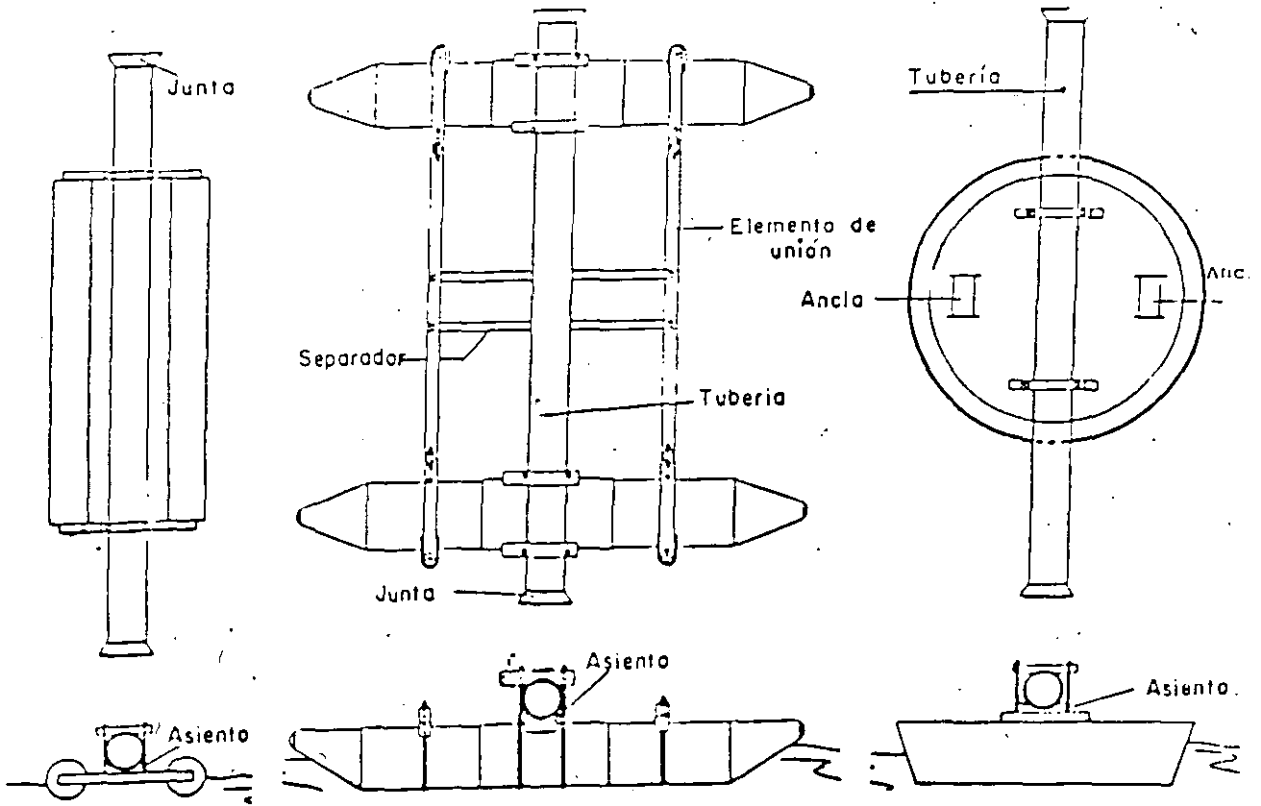


FIG. 26 PONTONES

TABLA 8

RENDIMIENTO EN EL DRAGADO EN FUNCION DE LA VELOCIDAD DE LA DESCARGA Y EL DIAMETRO DE LA TUBERIA

VELOCIDAD DESCARGA m./seg.	FLUIDO EN LA DESCARGA EN m ³ . / hr. (DIAMETRO EN PULGADAS)										
	6	8	10	12	14	16	18	20	24	27	30
3.0	210	370	580	830	1 010	1 340	1 700	2 120	3 070	3 910	4 800
3.3	220	400	640	920	1 120	1 470	1 870	2 320	3 380	4 300	5 280
3.7	240	440	700	1 000	1 220	1 610	2 040	2 540	3 690	4 690	5 760
4.0	270	470	760	1 090	1 310	1 740	2 220	2 750	3 990	5 080	6 240
4.3	290	510	820	1 170	1 420	1 870	2 390	2 960	4 300	5 470	6 720
4.6	300	550	880	1 250	1 520	2 000	2 550	3 170	4 600	5 860	7 200
4.9	330	590	930	1 340	1 620	2 140	2 720	3 380	4 920	6 260	7 680
5.2	350	630	990	1 420	1 720	2 270	2 900	3 590	5 220	6 640	8 160
5.5	370	660	1 050	1 500	1 830	2 400	3 070	3 810	5 530	7 030	8 640
5.8	390	700	1 110	1 580	1 930	2 540	3 230	4 020	5 840	7 420	9 120
6.1	410	730	1 170	1 670	2 030	2 670	3 400	4 230	6 140	7 810	9 600
6.4	430	770	1 220	1 750	2 130	2 810	3 580	4 440	6 450	8 200	10 080
6.7	450	810	1 280	1 840	2 230	2 940	3 750	4 650	6 760	8 600	10 560
7.0	470	840	1 350	1 920	2 330	3 070	3 920	4 860	7 070	8 990	11 040
7.3	490	880	1 400	2 000	2 430	3 200	4 090	5 080	7 370	9 380	11 520
7.6	510	920	1 460	2 090	2 530	3 340	4 260	5 290	7 680	9 770	12 000

NOTAS : Para obtener los m³./hr. de material sólido multiplique los valores de la tabla por el % de concentración de sólidos.

En tubería de 6 a 12 pulgadas de diámetro, el espesor de la pared es el nominal de mercado y para diámetros de 14 a 30 pulgadas, el espesor de la pared del tubo es de $\frac{1}{4}$ de pulgada, como mínimo.

9.- INSTRUMENTACION DE AYUDA A BORDO

Vamos a ver una breve descripción del tablero de mando de una draga, con los principales indicadores y palancas que se tienen para facilitar operaciones.

Palancas de winches y zancos.- Las posiciones centrales de las palancas son las posiciones neutrales. Cuando las palancas de los zancos son colocadas en la posición "caer", estos caen libre y rápidamente.

Borneo.- Una vez que el cortador está bajado hasta el fondo, se debe bornear la draga hacia babor mediante el cable del winche correspondiente, alojándose un tanto, mediante el freno, el cable del winche de estribor.

Nunca debe iniciarse el borneo mientras los dos zancos estén bajados en el fondo.

Motores Diesel.- El tacómetro indica el número de revoluciones por minuto; generalmente la velocidad será más o menos constante durante el trabajo, para lograr la máxima eficiencia.

Vacuómetro de la bomba de dragado.- Se debe tratar de alcanzar y mantener al máximo vacío, para la distancia de descarga empleada. La velocidad de la mezcla y por tanto el vacío de la bomba, para longitudes mayores de descarga, serán inferiores a las correspondientes a una tubería más corta, en situaciones normales.

El manómetro indica la presión existente en el tubo de descarga. El manómetro de la bomba de prensa-estopas y de la bomba de la tapa de aspiración, indica la presión del agua suministrada a la prensa-estopas de la bomba de dragado. La presión debe ser del 65 al 80 % a la presión de la bomba de dragado.

Accionamiento del cortador.- El manómetro indica la presión del aceite hidráulico y, por ello; la carga del cortador.

Manómetro de la bomba de dragado.- Indica la presión en la tubería de descarga. Al comienzo del dragado la presión se eleva al aumentar el porcentaje de material que contiene la mezcla transportada. Es difícil mencionar un valor máximo admisible, porque difieren las posibilidades de un lugar a otro, y varían para las diferentes distancias de depósitos. La experiencia enseñará al dragador, cómo conseguir el resultado óptimo.

Existen otras ayudas para el dragador, como es el giro compás que nos dará los grados de borneo, los manómetros de presión para los winches de los traveses para abanicar o bornear, mandos electrónicos de botón para activar o desactivar el embrague de la bomba dragadora, indicador de la profundidad de la rastra o succión, ya sea por medio de una regla o escala vertical o por medio de un sistema electrónico con representación gráfica en una pantalla, la cual permite efectuar correcciones por marea. Indicador en pantalla e impresora del registro del desplazamiento de la draga contra el tiempo, mediante una línea continua que nos indicará cuando la tolva ya no retiene más carga, así como la duración del ciclo (fig. 27).

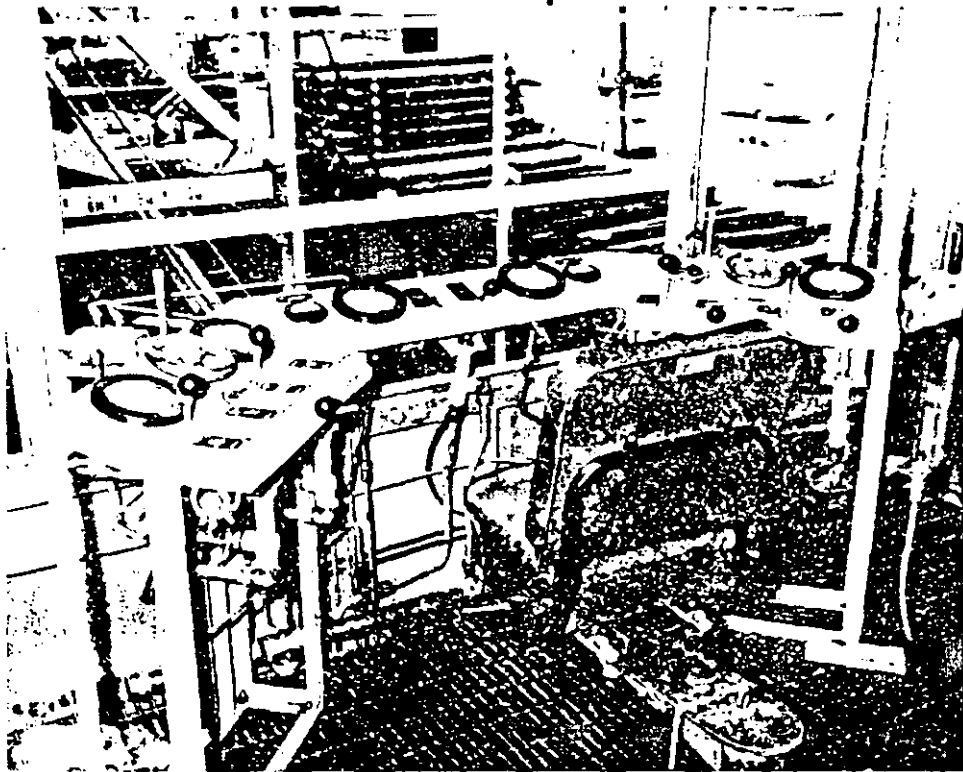


Fig. 27 Caseta de control de una draga estacionaria.

10.- OPERACION DEL DRAGADO

Al observar los resultados de cálculo, entre el material en tolva y el medido en sitio a base de levantamientos batimétricos, en teoría deberían ser iguales, pero en la práctica acusan una gran diferencia, aún en lugares donde no existen azolves frecuentes.

Por lo anterior, para obtener los óptimos resultados debemos capacitar al personal que realiza la medición en tolva, para que esta sea lo más apegada a la realidad.

Método para medir la carga en la tolva: La cantidad de sólidos que se asientan en la tolva, se puede medir sondeando después de parar el bombeo. Para este propósito se emplea un disco en forma de cazuela sujeto a una sondaleza. El disco generalmente usado es de 15 cm. con un peso de 510 grs. aproximadamente, y se supone que podrá reposar en el nivel superior de los sólidos asentados.

De 8 a 12 sondeos deberán ser efectuados en cada tolva, obteniendo un promedio de lecturas y en consecuencia el volumen de sólidos asentados, valor que se obtendrá al entrar con la lectura promedio en la gráfica de la tolva, que el fabricante elabora para cada draga.

Simultáneamente con las sondas de la mezcla, se toman muestras arriba del plano de los sólidos asentados. Para este propósito se ha diseñado un aparato muy sencillo que consiste en un recipiente cilíndrico que va asegurado a una regla graduada. Se baja hasta tocar el material asentado, y mediante la varilla que va unida a la tapa, se quita ésta,

llenándose el recipiente con el material obtenido a esa profundidad, y tapándolo de nuevo para que no sufra alteración alguna.

Se deberán obtener muestras en tolva a diferentes alturas, llevándose el registro de las mismas.

Todas las muestras así tomadas, se mezclan para obtener el promedio, lo cual nos dará el porcentaje de sólidos en suspensión contenidos en la carga.

La cantidad de sólidos en suspensión en cada carga, es calculada multiplicando el volumen total de la tolva, menos la porción asentada, por el promedio del porcentaje del material en suspensión.

El total de metros cúbicos de material en cada carga, es la suma de sólidos asentados más los que se encuentran en suspensión.

En las dragas autopropulsadas más modernas, existen algunos otros métodos para cuantificar el volumen de material depositado en la tolva, como es el indicador electrónico del peso en toneladas que registra la tolva, para lo cual primeramente al terminar de dragar, se espera a que se asiente la mayor parte del material en la tolva mientras navega a la descarga, para posteriormente expulsar por medio de bombeo el agua que se encuentra en la parte superior del material. Con el peso que registre en ese momento y el conocimiento previo de la densidad del material que se está dragando podremos conocer el volumen depositado en la tolva. Como complemento a lo anterior, también se registran los calados en proa, medio y popa.

Existe otro indicador que nos registra en pantalla e imprime posteriormente una gráfica de desplazamiento de la unidad en miles de toneladas, contra el tiempo; la cual es una línea continua que nos permitirá ver el inicio del llenado y el tiempo que tarda, y cuando la gráfica prácticamente se vuelve horizontal es que la tolva ya no recibe carga, o sea el material que está entrando es el mismo que sale por los vertederos laterales, lo que indica la necesidad de suspender el bombeo e ir a tirar el material, siendo esta la carga económica de la tolva (fig. 28).

Para fines de programación y control de las obras de dragado es determinante conocer los parámetros de operación de las dragas.

A continuación como un ejemplo práctico de lo expresado anteriormente, se reflejan los resultados obtenidos del muestreo en tolva y ciclo de operación de una draga autopropulsada, que no cuenta con aparatos de medición directa. Estos se derivan de la compilación de una serie de datos de campo que bajo un sistema establecido, son ordenados y analizados en gabinete.

El sistema aplicado al muestreo en tolva, requiere de pruebas primarias de laboratorio, y los datos del ciclo de operación se obtienen mediante mediciones de tiempos en campo.

Lo anterior permite conocer el peso específico del material extraído, depositado en tolva, y el comportamiento de la carga de sólidos durante el ciclo de operación. Dicho comportamiento es obtenido por incremento de calados, (midiendo con una regla graduada a partir de la cubierta, al espejo del agua), ya que esta draga no cuenta con aparatos de medición directa.

GRAFICA DE LA OPERACION CONTINUA DE UNA DRAGA AUTOPROPULSADA

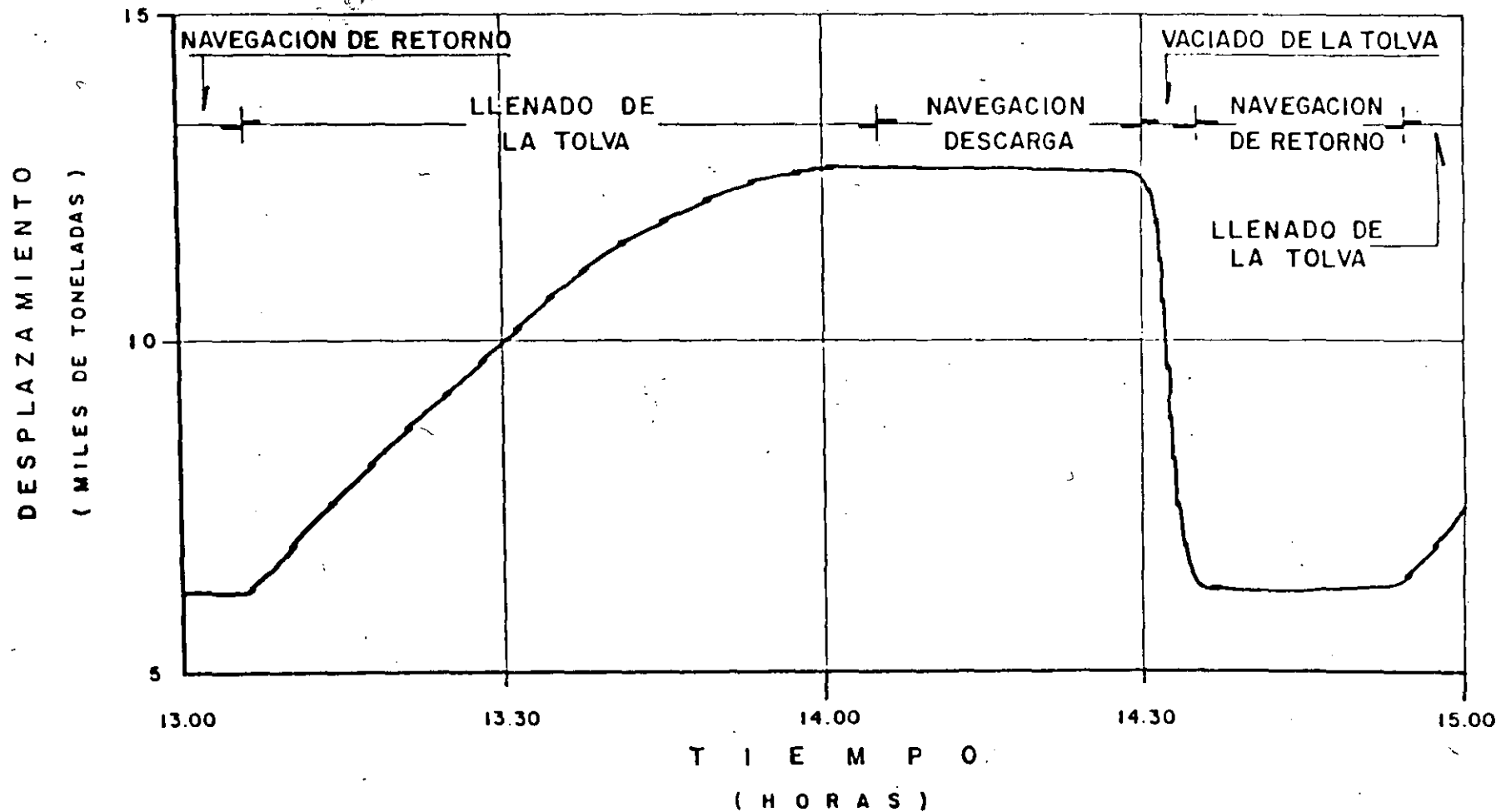


Fig. 28

Al término del tiempo efectivo de dragado se efectúa el aforo directo en tolva, con el objeto de medir el volumen de sólidos decantados, mismo que posteriormente será comparado con el volumen obtenido por métodos analíticos.

DESCRIPCION DE MUESTREO EN TOLVA Y MEDICION DE CALADOS

Las muestras que serán analizadas en el laboratorio se obtienen directamente de la tolva de la draga: La toma de la muestra se efectúa mediante un recipiente metálico de 20 litros de capacidad, sujeto a una cuerda de polipropileno que resista el tirante de tensión, posteriormente se vierte la cantidad requerida en recipientes de un litro. El muestreo se hace de forma continua hasta suspender el dragado.

Las muestras tomadas deben contener: Agua de la zona de dragado, mezcla o suspensión arriba de los sólidos decantados en tolva y material decantado.

Las pruebas de laboratorio aplicadas al muestreo son:

- a) Peso específico del material saturado (material decantado)
- b) Porcentaje de sólidos en suspensión arriba del plano decantado
- c) Peso específico del agua de la zona del dragado

Simultáneamente el muestreo se realiza la medición de calados, por ambas bandas de la draga.

El incremento de calados se obtiene por sustracción de las lecturas anteriores, del puntal de la draga.

ANALISIS DE LABORATORIO DEL MUESTREO EFECTUADO A BORDO DE LA DRAGA OPERANDO EN LA DARSENA DE CIABOGA EN TUXPAN, VER.

a) PESO ESPECIFICO DEL MATERIAL SATURADO $\gamma_s = \frac{W_{vs} - W_v}{V_s}$

- γ_s = peso específico del material saturado
- W_{vs} = peso del vaso lleno del material saturado
- W_v = peso del vaso vacío
- V_s = volumen que ocupa el material saturado

PESOS DE LOS RECIPIENTES VACIOS

- $W_1 = 145.7$ grs.
- $W_2 = 142.55$ grs.
- $W_3 = 150.85$ grs.

Volumen de los recipientes = 300 cm³

$$\begin{aligned}
\gamma_{s1} &= \frac{586.1 - 145.7 \text{ grs.}}{300 \text{ cm}^3} = 1.47 \text{ gr/cm}^3 = 1.47 \text{ ton/m}^3 \text{ (lodo)} \\
\gamma_{s2} &= \frac{601.7 - 142.55 \text{ grs.}}{300 \text{ cm}^3} = 1.53 \text{ gr/cm}^3 = 1.53 \text{ ton/m}^3 \text{ (lodo)} \\
\gamma_{s3} &= \frac{605.3 - 150.85 \text{ grs.}}{300 \text{ cm}^3} = 1.51 \text{ gr/cm}^3 = 1.51 \text{ ton/m}^3 \text{ (lodo)} \\
\gamma_{s4} &= \frac{561.3 - 145.7 \text{ grs.}}{275 \text{ cm}^3} = 1.51 \text{ gr/cm}^3 = 1.51 \text{ ton/m}^3 \text{ (lodo)} \\
\gamma_{s5} &= \frac{607.00 - 150.85 \text{ grs.}}{300 \text{ cm}^3} = 1.52 \text{ gr/cm}^3 = 1.52 \text{ ton/m}^3 \text{ (lodo)} \\
\gamma_{s6} &= \frac{603.4 - 142.55 \text{ grs.}}{255 \text{ cm}^3} = 1.81 \text{ gr/cm}^3 = 1.81 \text{ ton/m}^3 \text{ (arena)} \\
\gamma_{s7} &= \frac{531.6 - 145.7 \text{ grs.}}{275 \text{ cm}^3} = 1.79 \text{ gr/cm}^3 = 1.79 \text{ ton/m}^3 \text{ (arena)} \\
\gamma_{s8} &= \frac{368.3 - 142.55 \text{ grs.}}{125 \text{ cm}^3} = 1.81 \text{ gr/cm}^3 = 1.81 \text{ ton/m}^3 \text{ (arena)} \\
\gamma_{s9} &= \frac{582.5 - 150.85 \text{ grs.}}{250 \text{ cm}^3} = 1.73 \text{ gr/cm}^3 = 1.73 \text{ ton/m}^3 \text{ (lodo)} \\
\gamma_{s10} &= \frac{577.45 - 145.7 \text{ grs.}}{250 \text{ cm}^3} = 1.73 \text{ gr/cm}^3 = 1.73 \text{ ton/m}^3 \text{ (lodo)} \\
\gamma_{s11} &= \frac{578.75 - 142.55 \text{ grs.}}{250 \text{ cm}^3} = 1.74 \text{ gr/cm}^3 = 1.74 \text{ ton/m}^3 \text{ (lodo)} \\
\gamma_{s12} &= \frac{594.2 - 150.85 \text{ grs.}}{275 \text{ cm}^3} = 1.61 \text{ gr/cm}^3 = 1.61 \text{ ton/m}^3 \text{ (lodo)} \\
\gamma_{s13} &= \frac{577.25 - 145.7 \text{ grs.}}{275 \text{ cm}^3} = 1.57 \text{ gr/cm}^3 = 1.57 \text{ ton/m}^3 \text{ (lodo)}
\end{aligned}$$

PESO ESPECIFICO PARA CADA TIPO DE MATERIAL

$$\gamma_s = \frac{1}{3} (1.81 + 1.79 + 1.81) = 1.80 \text{ ton/m}^3 \text{ (promedio en arena)}$$

$$\gamma_s = \frac{1}{10} (1.47 + 1.53 + 1.51 + 1.51 + 1.52 + 1.73 + 1.73 + 1.74 + 1.61 + 1.57) = 1.59 \text{ ton/m}^3 \text{ (promedio en lodo)}$$

$$\gamma_s = \frac{1}{2} (1.8 + 1.59) = \underline{\underline{1.70 \text{ ton/m}^3}} \text{ (promedio de la mezcla)}$$

Wm = peso de la mezcla arriba del material decantado

Ww = peso del agua de la zona de dragado

Ws = peso del material dragado en promedio

NOTA: Se incluye el peso del vaso en las siguientes operaciones

$$\%_{ss1} = \frac{451.6 - 416.3}{655.55 - 436.3} \times 100\% = \frac{35.3}{219.25} \times 100\% = 8.34\%$$

$$\%_{ss2} = \frac{468.8 - 412.25}{658.7 - 442.25} \times 100\% = \frac{56.55}{216.45} \times 100\% = 11.34\%$$

$$\%_{ss3} = \frac{441.5 - 443.85}{663.85 - 443.5} \times 100\% = \frac{-2.35}{220.35} \times 100\% = 9.57\%$$

$$\%_{ss4} = \frac{455.9 - 442.25}{658.7 - 442.25} \times 100\% = \frac{13.65}{216.45} \times 100\% = 6.30\%$$

$$\%_{ss5} = \frac{450 - 416.3}{655.55 - 436.3} \times 100\% = \frac{33.7}{219.25} \times 100\% = 10.35\%$$

$$\%_{ss} = \frac{1}{5} (8.34 + 11.34 + 9.57 + 6.30 + 10.35) = 9.18\% \text{ (promedio)}$$

c) PESO ESPECIFICO DEL AGUA DE LA ZONA DE DRAGADO $\delta^w = \frac{Ww - Wv}{Vw}$

δ^w = peso específico del agua

Ww = peso del vaso lleno de agua

Wv = peso del vaso vacío

Vw = volumen que ocupa el agua

$$\delta^w_1 = \frac{436.3 - 142.55 \text{ grs.}}{300 \text{ cm}^3} = 0.98 \text{ gr/cm}^3 = 0.98 \text{ ton/m}^3$$

$$\delta^w_2 = \frac{442.25 - 145.70 \text{ grs.}}{300 \text{ cm}^3} = 0.99 \text{ gr/cm}^3 = 0.99 \text{ ton/m}^3$$

$$\delta^w_3 = \frac{443.5 - 150.85 \text{ grs.}}{300 \text{ cm}^3} = 0.98 \text{ gr/cm}^3 = 0.98 \text{ ton/m}^3$$

$$\delta^w = \frac{1}{3} (w_1 + w_2 + w_3) = \frac{1}{3} (0.98 + 0.99 + 0.98) = 0.98 \text{ ton/m}^3 \text{ (promedio)}$$

OBTENCION DEL VOLUMEN DE MATERIAL EN TOLVA

Para medir el volumen de material en tolva a través del sistema de franco bordo en las dragas autopropulsadas que no cuentan con sistema de medición electrónico, se procede de la siguiente manera:

1.- Se llena la tolva con agua y se mide ambos franco bordo obteniendo así una altura promedio, por ejemplo: 1.58 m. que sustraídos a los 5.8 m. que es el puntal de la draga (pd), dará como resultado 4.22 m., lo cual sirve para entrar en la tabla No. 10, donde obtenemos el peso de la draga llena de agua $Wdw = 3507 \text{ ton}$.

2.- Una vez obtenido el peso anterior se saca el agua de la tolva hasta quedar con agua residual.

3.- Al concluir el proceso del punto 2 se cierran las compuertas y se inicia el llenado de la tolva con mezcla.

4.- Al iniciarse el llenado de la tolva habrá personal tomando sus lecturas en ambas bandas, así como el muestreo en la tolva para obtener todos los datos necesarios que nos permitan determinar el comportamiento de la carga de sólidos en tolva.

5.- Al suspender el dragado se toma la última lectura de franco bordo, obteniendo un promedio de 1.11 m. que restado al puntal pd = 5.80 m., nos da un calado de 4.69 m., con esto entramos en la tabla No. 10 y nos da 3947 ton. de peso.

6.- Finalmente, con los datos obtenidos mediante este proceso y los resultados de laboratorio, se aplica el principio de Arquímedes llegando a la siguiente conclusión:

$$\text{DONDE: } V_s = \frac{W_{dm} - W_{dw}}{\gamma_s - \gamma_w}$$

V_s = volumen de sólidos en tolva (decantados y en suspensión)
 W_{dm} = peso de la draga con mezcla
 W_{dw} = peso de la draga llena de agua
 γ_s = peso específico de sólido
 γ_w = peso específico del agua

EJEMPLO:

$$V_s = \frac{3\,947 - 3\,507}{1.70 - 0.98} = 611 \text{ m}^3$$

OBTENCION DE LA TOLVA ECONOMICA

Aplicando este mismo sistema, se elaboran las tablas que se muestran a continuación, donde se obtiene el volumen de sólidos en tolva para diferentes tiempos, hasta determinar la carga óptima, o tolva económica, que como ya se dijo anteriormente, se presenta cuando el material que entra es el mismo que sale por los vertederos laterales, lo cual se puede apreciar en la gráfica, cuando la curva de llenado tiende a hacerse horizontal (fig. 29).

TABULADOR DE LA CARGA DE SOLIDOS EN TOLVA POR INCREMENTO DE CALADO

$\gamma_s = 1.70 \text{ TON./m}^3.$

$P_d = 5.80$

$\gamma_w = 0.98 \text{ TON./m}^3.$

$W_{dw} = 3,507 \text{ TONELADAS.}$

TIEMPO (MINUTOS)	FRANCO BORDO ESTRIBOR Fe. (m.)	FRANCO BORDO BABOR Fb. (m.)	FRANCO BORDO MEDIO $F_m = \frac{1}{2} (F_e + F_b)$	CALADO Pd - Fm	Wdm	Wdm - Wdw	$V_s = \frac{W_{dm} - W_{dw}}{\gamma_s - \gamma_w}$
0	2.40	2.40	2.40	3.40	2755	- 752	
1	2.35	2.38	2.36	3.44	2791	- 716	
2	2.19	2.25	2.22	3.58	2917	- 590	
3	2.09	2.08	2.08	3.72	3046	- 461	
4	1.99	2.05	2.02	3.78	3100	- 407	
5	1.89	1.95	1.92	3.88	3196	- 311	
6	1.60	1.55	1.57	4.23	3517	10	13
7	1.41	1.55	1.48	4.32	3598	91	126
8	1.39	1.55	1.47	4.33	3607	100	138
9	1.38	1.55	1.44	4.36	3635	128	177
10	1.35	1.55	1.45	4.35	3625	118	163
11	1.34	1.53	1.43	4.37	3644	137	190
12	1.34	1.53	1.43	4.37	3644	137	190
13	1.33	1.53	1.43	4.37	3644	137	190
14	1.33	1.53	1.43	4.37	3644	137	190
15	1.30	1.50	1.40	4.40	3673	166	230
16	1.30	1.50	1.40	4.40	3673	166	230
17	1.29	1.50	1.39	4.41	3682	175	243
18	1.29	1.49	1.39	4.41	3682	175	243
19	1.27	1.47	1.37	4.43	3701	194	269
20	1.27	1.45	1.36	4.44	3710	203	281
21	1.29	1.45	1.37	4.43	3701	194	243
22	1.29	1.45	1.37	4.43	3701	194	243
23	1.27	1.45	1.36	4.44	3710	203	281
24	1.27	1.45	1.36	4.44	3710	203	281

TABULADOR DE LA CARGA DE SOLIDOS EN TOLVA POR INCREMENTO DE CALADO

$\gamma_s = 1.70 \text{ TON./m}^3.$

$P_d = 5.80$

$\gamma_w = 0.98 \text{ TON./m}^3.$

$W_{dw} = 3,507 \text{ TONELADAS.}$

TIEMPO (MINUTOS)	FRANCO BORDO ESTIBOR Fe. (m.)	FRANCO BORDO BABOR Fb. (m.)	FRANCO BORDO MEDIO $F_m = \frac{1}{2} (F_e + F_b)$	CALADO $P_d - F_m$	W_{dm}	$W_{dm} - W_{dw}$	$V_s = \frac{W_{dm} - W_{dw}}{\gamma_s - \gamma_w}$
25	1.26	1.40	1.33	4.47	3738	231	320
26	1.26	1.39	1.32	4.48	3747	240	333
27	1.29	1.39	1.34	4.46	3729	222	308
28	1.27	1.39	1.33	4.47	3738	231	320
29	1.24	1.39	1.31	4.49	3756	249	345
30	1.25	1.37	1.31	4.49	3756	249	345
31	1.25	1.35	1.30	4.50	3765	258	358
32	1.22	1.35	1.28	4.52	3783	277	384
33	1.26	1.35	1.30	4.50	3765	258	358
34	1.24	1.35	1.29	4.51	3774	267	370
35	1.26	1.35	1.30	4.50	3765	258	358
36	1.26	1.35	1.30	4.50	3765	258	358
37	1.30	1.35	1.32	4.48	3747	240	333
42	1.30	1.40	1.35	4.45	3720	213	295
43	1.21	1.35	1.28	4.52	3783	276	383
44	1.23	1.35	1.29	4.51	3774	267	370
45	1.21	1.33	1.27	4.53	3793	286	397
46	1.21	1.33	1.27	4.53	3793	286	397
47	1.26	1.33	1.29	4.51	3774	267	370
48	1.25	1.33	1.28	4.52	3783	276	383
49	1.24	1.33	1.28	4.52	3783	276	383
50	1.24	1.33	1.28	4.52	3783	276	383
51	1.25	1.30	1.27	4.53	3793	286	397
52	1.20	1.30	1.25	4.55	3812	305	403

TABULADO... DE LA CARGA DE SOLIDOS EN TOLVA POR INCREMENTO DE CALADO

$\gamma_s = 1.70 \text{ TON./m}^3.$

$P_d = 5.80$

$\gamma_w = 0.98 \text{ TON./m}^3.$

$W_{dw} = 3,507 \text{ TONELADAS.}$

TIEMPO (MINUTOS)	FRANCO BORDO ESTRIBOR Fe. (m.)	FRANCO BORDO BABOR Fb (m.)	FRANCO BORDO MEDIO $F_m = \frac{1}{2} (F_e + F_b)$	CALADO $P_d - F_m$	W_{dm}	$W_{dm} - W_{dw}$	$V_s = \frac{W_{dm} - W_{dw}}{\gamma_s - \gamma_w}$
53	1.20	1.30	1.25	4.55	3812	305	423
54	1.20	1.30	1.25	4.55	3812	305	423
55	1.19	1.30	1.24	4.56	3821	314	436
56	1.20	1.30	1.25	4.55	3812	305	423
57	1.20	1.30	1.25	4.55	3812	305	423
58	1.20	1.30	1.25	4.55	3812	305	423
59	1.18	1.30	1.24	4.56	3821	314	436
60	1.19	1.30	1.24	4.56	3821	314	436
61	1.19	1.30	1.24	4.56	3821	314	436
62	1.19	1.28	1.23	4.57	3831	324	450
63	1.18	1.27	1.22	4.58	3840	333	462
64	1.18	1.27	1.22	4.58	3840	333	462
65	1.18	1.27	1.22	4.58	3840	333	462
66	1.18	1.27	1.22	4.58	3840	333	462
67	1.20	1.28	1.24	4.56	3821	314	436
68	1.20	1.28	1.24	4.56	3821	314	436
69	1.19	1.29	1.24	4.56	3821	314	436
70	1.20	1.28	1.24	4.56	3821	314	436
71	1.21	1.29	1.25	4.55	3812	305	423
72	1.20	1.29	1.24	4.56	3821	314	436
73	1.19	1.28	1.23	4.57	3831	324	450
74	1.20	1.29	1.24	4.56	3821	314	436
75	1.18	1.27	1.22	4.58	3840	333	462
76	1.17	1.25	1.21	4.59	3850	343	476
77	1.18	1.27	1.22	4.58	3840	333	462

TABULADOR DE LA CARGA DE SOLIDOS EN TOLVA POR INCREMENTO DE CALADO

$$\gamma'_s = 1.70 \text{ TON./m}^3.$$

$$Pd = 5.80$$

$$\gamma'_w = 0.98 \text{ TON./m}^3.$$

$$Wdw = 3,507 \text{ TONELADAS.}$$

TIEMPO (MINUTOS)	FRANCO BORDO ESTRIBOR F_e (m.)	FRANCO BORDO BABOR F_b (m.)	FRANCO BORDO MEDIO $F_m = \frac{1}{2}(F_e + F_b)$	CALADO $Pd - F_m$	W_{dm}	$W_{dm} - W_{dw}$	$V_s = \frac{W_{dm} - W_{dw}}{\gamma'_s - \gamma'_w}$
78	1.16	1.25	1.20	4.60	3880	353	490
79	1.13	1.22	1.17	4.63	3888	381	529
80	1.15	1.20	1.17	4.63	3888	381	529
81	1.15	1.20	1.17	4.63	3888	381	529
82	1.12	1.17	1.14	4.66	3917	410	559
83	1.09	1.17	1.13	4.67	3927	420	583
85	1.05	1.17	1.11	4.69	3947	440	611
85	1.05	1.17	1.11	4.69	3947	440	611
							611
							VOL. TOLVA ECONOMICA

DRAGA: 1,100/1400 m³

DIAGRAMA DEL CICLO DE OPERACION

LUGAR:

TUXPAN, VERACRUZ

DARSENA DE CIABOGA SECCION (5-600/4-500)

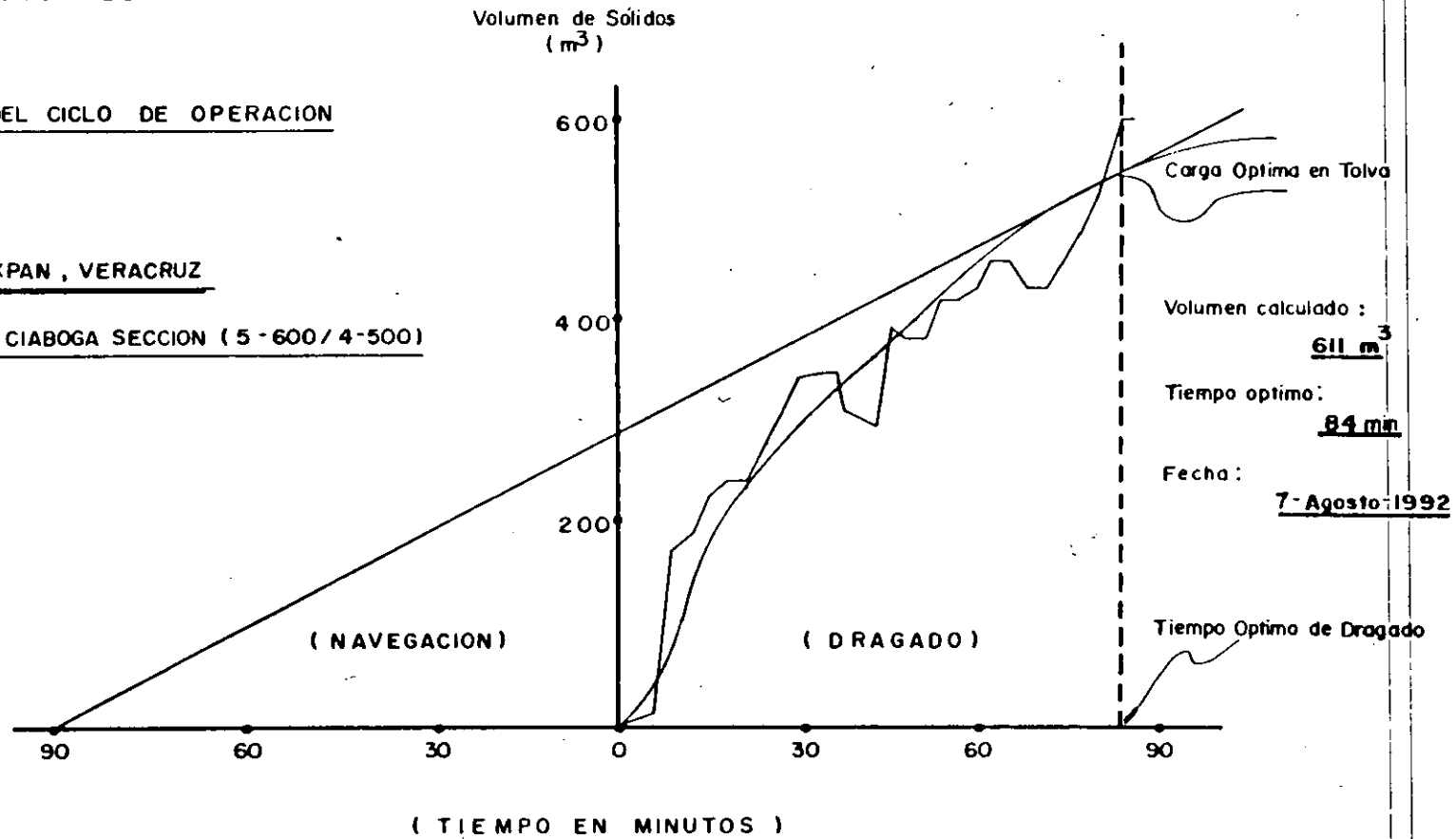


FIG. 29 GRAFICA DE LA TOLVA ECONOMICA

TABLA No. 9

Peso de una draga de 1,100 / 1,400 m3 de capacidad en tolva, en función del calado ⁸⁶

CALADO	PESO (TONS.)	CALADO	PESO (TONS.)	CALADO	PESO (TONS.)	CALADO	PESO (TONS.)
3.30	2 665	3.71	3 037.00	4.12	3 413.00	4.53	3 793.20
3.31	2 679	3.72	3 046.00	4.13	3 422.00	4.54	3 802.60
3.32	2 683	3.73	3 055.00	4.14	3 431.00	4.55	3 812.00
3.33	2 692	3.74	3 064.00	4.15	3 440.00	4.56	3 821.60
3.34	2 701	3.75	3 073.00	4.16	3 449.60	4.57	3 831.20
3.35	2 710	3.76	3 082.00	4.17	3 450.20	4.58	3 840.80
3.36	2 719	3.77	3 091.00	4.18	3 468.80	4.59	3 850.40
3.37	2 720	3.78	3 100.00	4.19	3 478.40	4.60	3 860.00
3.38	2 737	3.79	3 109.00	4.20	3 408.00	4.61	3 869.60
3.39	2 746	3.80	3 118.00	4.21	3 497.80	4.62	3 879.20
3.40	2 755	3.81	3 127.40	4.22	3 517.60	4.63	3 888.80
3.41	2 764	3.82	3 130.80	4.23	3 517.40	4.64	3 898.40
3.42	2 773	3.83	3 140.20	4.24	3 527.20	4.65	3 905.00
3.43	2 782	3.84	3 155.00	4.25	3 537.00	4.66	3 917.80
3.44	2 791	3.85	3 165.00	4.26	3 545.60	4.67	3 927.60
3.45	2 800	3.86	3 176.00	4.27	3 554.20	4.68	3 937.40
3.46	2 809	3.87	3 187.00	4.28	3 562.80	4.69	3 947.20
3.47	2 818	3.88	3 190.00	4.29	3 571.40	4.70	3 957.00
3.48	2 827	3.89	3 209.00	4.30	3 580.00	4.71	3 966.60
3.49	2 836	3.90	3 220.00	4.31	3 589.00	4.72	3 976.20
3.50	2 845	3.91	3 227.00	4.32	3 598.00	4.73	3 985.80
3.51	2 854	3.92	3 234.00	4.33	3 607.00	4.74	3 995.40
3.52	2 863	3.93	3 241.00	4.34	3 616.00	4.75	4 005.00
3.53	2 872	3.94	3 248.00	4.35	3 625.00	4.76	4 014.40
3.54	2 881	3.95	3 255.00	4.36	3 634.60	4.77	4 023.60
3.55	2 890	3.96	3 265.00	4.37	3 644.20	4.78	4 033.20
3.56	2 899	3.97	3 275.00	4.38	3 653.80	4.79	4 042.60
3.57	2 908	3.98	3 285.00	4.39	3 663.40	4.80	4 052.00
3.58	2 917	3.99	3 295.00	4.40	3 673.00	4.81	4 061.60
3.59	2 926	4.00	3 305.00	4.41	3 602.40	4.82	4 071.20
3.60	2 935	4.01	3 314.00	4.42	3 691.80	4.83	4 080.60
3.61	2 944	4.02	3 323.00	4.43	3 701.20	4.84	4 090.40
3.62	2 953	4.03	3 332.00	4.44	3 710.60	4.85	4 100.00
3.63	2 962	4.04	3 341.00	4.45	3 720.00		
3.64	2 971	4.05	3 350.00	4.46	3 729.00		
3.65	2 950	4.06	3 359.00	4.47	3 738.00		
3.66	2 989.60	4.07	3 368.00	4.48	3 747.00		
3.67	2 999.20	4.08	3 377.00	4.49	3 756.00		
3.68	3 008.80	4.09	3 386.00	4.50	3 765.00		
3.69	3 018.40	4.10	3 395.00	4.51	3 774.40		
3.70	3 028.00	4.11	3 404.00	4.52	3 783.60		

MEDICION DIRECTA DE VOLUMEN EN TOLVA

37

Para la cuantificación directa del volumen de sólidos en tolva, se realizaron un total de doce aforos con sondaleza, seis del lado de estribor y seis en babor, obteniéndose los siguientes resultados:

ESTRIBOR	BABOR
5.00	5.00
5.75	5.90
6.30	6.50
6.00	5.60
6.50	6.50
6.90	7.00
36.45	36.50

$$\frac{36.45 + 36.5}{12} = 6.08 \text{ Promedio}$$

Haciendo uso de la gráfica de la tolva que elabora el fabricante, encontramos que a este promedio de lecturas corresponde un volumen de 530 m³ de material sólido decantado.

Posteriormente, conociendo la capacidad de tolva (1 400 m³), el volumen de material decantado y el porcentaje de sólidos en suspensión, obtenido previamente en laboratorio, se está en condiciones de calcular el volumen total en tolva mediante las siguientes operaciones:

$$1\ 400\ m^3 - 530\ m^3 = 870\ m^3 \text{ MEZCLA ARRIBA DEL PLANO DECANTADO}$$

$$870\ m^3 \times 9.18\ \% = 80\ m^3 \text{ MATERIAL SOLIDO EN SUSPENSION}$$

$$530\ m^3 + 80\ m^3 = 610\ m^3 \text{ VOLUMEN TOTAL EN TOLVA}$$

Como se podrá apreciar, el volumen calculado es prácticamente igual al que se obtuvo mediante el sistema de franco bordo, que fue de 611 m³.

Finalmente a bordo de la draga se midió su ciclo de operación, obteniéndose los siguientes tiempos:

ACTIVIDAD	TIEMPO (HRS)
Dragando	1:21
Navegación a descarga	0:45
Navegación de retorno	0:45
Maniobras dentro de la operación	0:05
Duración del ciclo :	2:56 = 2.93 (sist. dec.)

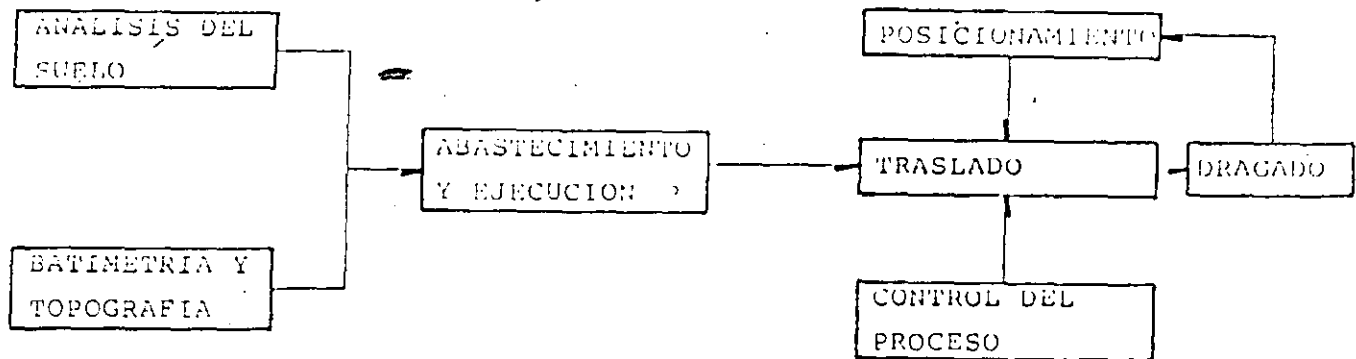
Con estos datos se calcula el rendimiento horario logrado por la draga.

$$\frac{610\ m^3}{2.93\ hr.} = 208\ m^3/hr.$$

ANÁLISIS OPERATIVO DE UNA DRAGA AUTOPROPULSADA

38

El análisis operativo para una draga de este tipo se puede resumir en el siguiente flujograma que por sí sólo se explica:



Se conoce como eficiencia operativa, al cociente de dividir el tiempo efectivo de operación entre el tiempo total que dura una obra, expresando el resultado en %.

El tiempo efectivo de una draga autopropulsada, lo integran la suma de horas utilizadas en bombeo, navegación a la descarga, navegación de retorno y maniobras, en cambio para una draga estacionaria será únicamente la suma de horas de bombeo y maniobras.

Los estándares internacionales aceptan como eficiencia operativa un 70% para dragas autopropulsadas y un 60% para dragas estacionarias.

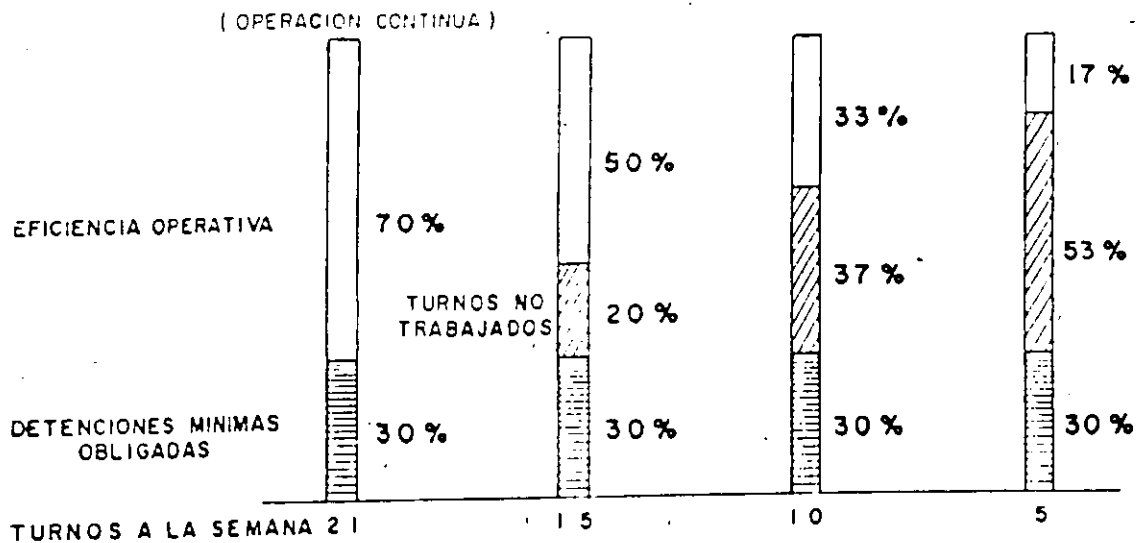
Desde luego los estándares anteriores, son bajo el sistema de operación continua que significa trabajar dos turnos diarios de 12 hrs. cada uno, los siete días de la semana. Al trabajar menos turnos la eficiencia operativa disminuye, como se observa en la gráfica (fig. 30).

Es muy difícil por lo expuesto anteriormente, que el fondo y taludes dragados queden exactamente con la geometría que marca el proyecto, por lo que siempre existirán tolerancias en el dragado, tanto vertical como horizontal.

La tolerancia vertical será como máximo de 30 cm. para dragado en ríos y dársenas, y de 50 cm. para dragados en mar abierto.

Por lo que respecta a la tolerancia horizontal, esta será variable y dependerá del ángulo de reposo que adquiera el fondo marino de acuerdo al tipo de material por dragar. Las tolerancias anteriores, serán aplicadas en la totalidad del área a dragar.

EFICIENCIA OPERATIVA EN FUNCION DEL NUMERO DE TURNOS TRABAJADOS EN PORCIENTO OPTIMOS INTERNACIONALES AUTOPROPULSADAS



ESTACIONARIAS

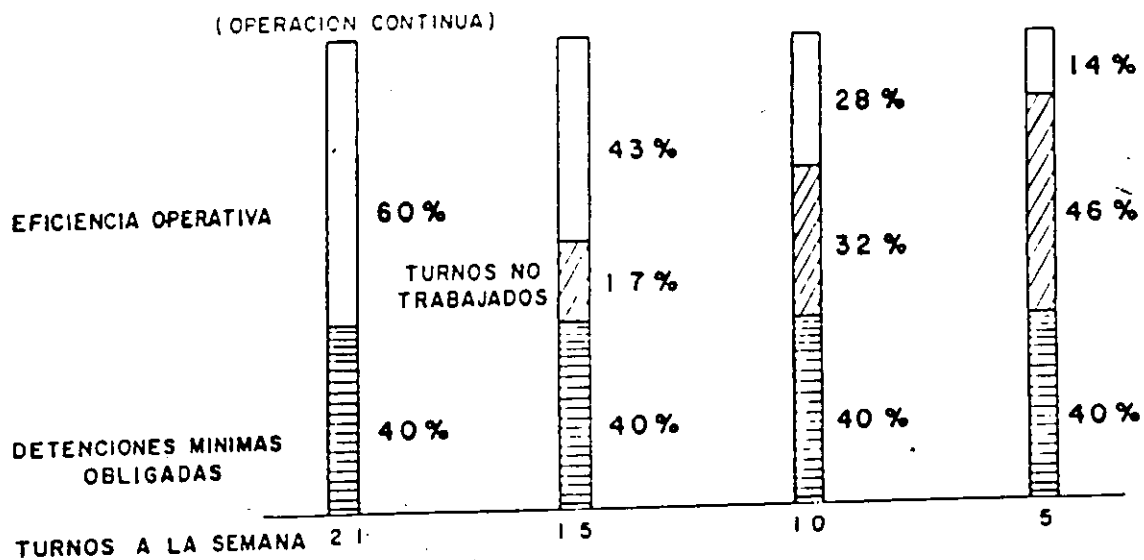


Fig. 30

PLAN DE OBRA

Toda obra de dragado debe tener un programa previamente establecido, éste se denomina PLAN DE OBRA.

En este documento, se detalla la obra a realizar suponiendo, de acuerdo al equipo que se usará, el rendimiento del mismo, la forma de atacar la obra, las metas a alcanzar, el equipo auxiliar básico y de descarga, el personal, la memoria de cálculo y el calendario de trabajo.

Lo más importante de este documento, es la retroalimentación que nos permita comparar los parámetros supuestos contra los que se hayan medido durante el desarrollo de la obra para detectar las desviaciones que se presenten y reprogramar el plan de operaciones original de acuerdo a los parámetros reales.

Existen dos formatos diferentes para calcular la producción por turno, uno para dragas estacionarias y otro para autopropulsadas (figs. 31, 32 y 33).

1) LOCALIZACION

CLAVE

Estado

Municipio

Lugar

Zona

Zona de tiro

2) TIPO DE OBRA

3) DESCRIPCION

4) JUSTIFICACION

5) OBJETIVO

6) METAS

7) COSTO TOTAL S

DRAGA AUTOPROPULSADA

MEMORIA DE CALCULO DE LA PRODUCCION POR TURNO:

DRAGA _____

CAPACIDAD DE LA TOLVA _____

LUGAR _____

ZONA _____

TIPO DE MATERIAL _____

CLAVE _____

PARAMETROS CONSIDERADOS	FORMA DE OBTENCION DE PARAMETROS	
	ESTIMADOS POR :	MEDIDOS POR:
		SUPERINTENDENCIA
FECHA		
DURACION DEL CICLO I (hrs)		
VOLUMEN SOLIDOS EN TOLVA V (m ³)		
TIEMPO UTIL POR TURNO T (hrs)		
PRODUCCION POR TURNO P (m ³)		

ECUACION DEL CALCULO: $P = \frac{T}{I} V$

VOLUMEN m ³	TURNOS		CALENDARIO DE OPERACIONES Y PRODUCCION MENSUAL (MILES M ³)											
	POR DIA	POR MES	ENE	FEB	MAR	ABR.	MAY	JUN.	JUL.	AGO	SEP.	OCT	NOV.	DIC.

DRAGA ESTACIONARIA

PROGRAMA

MEMORIA DE CALCULO DE LA PRODUCCION POR TURNO

Draga: _____ Area Seccion Descarga = A (m²) _____

Lugar: _____ Zona _____

Tipo Material _____ Clave _____

PARAMETROS CONSIDERADOS	FORMA DE OBTENCION DE PARAMETROS		
	ESTIMADOS POR	MEDIOS POR	
	GERENCIA REGIONAL		
Fecha			
Velocidad de descarga en el sentido de corte V (m/seg)			
Porcentaje de sólidos en el sentido del corte (%)			
Tiempo de bombeo en el sentido del corte T (hrs)			
Producción por turno P (m ³)			

Ecuación del cálculo $P = 3600 \cdot A \cdot V \cdot T$

3600 seg = 1 hora, ya que la velocidad está dada en m/seg

VOLUMEN (m ³)	DURACION TURNOS	TURNOS		CALENDARIO DE OPERACIONES Y PRODUCCION MENSUAL (miles m ³)												
		POR DIA	POR MES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	

COSTOS:

UNITARIO \$ _____ POR TURNO \$ _____ TOTAL \$ _____

Dentro de los diferentes tipos de informes que se tienen, destaca por su claridad y contenido el CONTROL DIARIO DE PRODUCCION, en el que se puede ver la distribución del tiempo, en los conceptos que integran la operación y los paros programados y no

programados, el volumen dragado, tipo de material, el detalle de la operación y zona de tiro. En la parte posterior de la hoja se pondrá el número de tolvas, por turno, así como el volumen por tolva y también un mayor detalle de las observaciones, principalmente si hubo paros por otras causas y qué mantenimiento rutinario, preventivo y correctivo se realizó, ya sea en cubierta o en máquinas (fig. 34).

Tomando como base este Control Diario de Producción y el Programa de Actividades, se pueden elaborar reportes semanales, los cuales reflejan de manera clara y precisa los avances logrados en cada una de las obras en ejecución, indicando volúmenes programados, realizados por semana y acumulados, porcentajes de avance y desviaciones.

Este informe incluye también, una serie de comentarios breves de las incidencias o acontecimientos más relevantes que se presentaron durante el desarrollo de los trabajos de cada una de las dragas, con el propósito de tener un panorama general del desempeño de la flota.

Una vez confrontados los volúmenes programados contra los realizados, se determina si el programa sufrió alguna desviación y en caso de que existiera, se analizan las causas que la motivaron para establecer las acciones correctivas tendientes a abatirla.

Comunmente, las desviaciones que se presentan en los trabajos de dragado se originan por las siguientes causas:

- Prolongación del mantenimiento mayor de la draga
- Modificaciones del programa
- Eficiencia operativa

En términos generales y dependiendo de las condiciones físicas de una draga, el mantenimiento mayor de la misma requiere una permanencia de dos a tres meses en Astillero.

Sin embargo, por diversas razones, existe la posibilidad de que este periodo se prolongue, lo que implica un déficit en la producción, siendo ésta más sensible cuanto mayor sea el potencial de la draga.

Es común que algunas de las obras consideradas en el programa original se modifiquen o en ocasiones se cancelen y asimismo, que se realicen otras no programadas.

Así por ejemplo, pueden presentarse azolvamientos inesperados, provocados por perturbaciones meteorológicas, que ponen en peligro la seguridad de las embarcaciones, haciéndose necesaria la movilización de una draga para la atención inmediata del puerto, aun cuando ésta se encuentre realizando alguna obra dentro del programa.

En toda actividad de dragado, invariablemente se presentan un sin número de imponderables que tienen un efecto directo en la eficiencia operativa y por lo tanto, pueden alterar el ritmo de trabajo de las unidades dando origen a las desviaciones.

Algunas de las alteraciones que afectan el plan de operaciones de una draga pueden ser corregidas de inmediato por la tripulación, sin embargo, existen otras que no pueden

CONTROL DIARIO DE PRODUCCION

10 2 A M D 7 NOMBRE DE LA DRAGA _____
 GERENCIA _____ NR DE LA DRAGA _____
 SUPERINTENDENCIA GENERAL _____
 DRAGANDO EN: _____
 DIA DE LA SEMANA _____

TIPO DE OPERACION	ACTIVIDAD	DISTRIBUCION DEL TIEMPO						VOLUMEN DRAGADO m ³		
		TURNO 1		TURNO 2		TURNO 3		TURNO 1	TURNO 2	TURNO 3
OPERACION	Dragado (18 - 27)									
	Mantencion e Descarga (28 - 36)									
	Maniobras (37 - 45)									
PARO PROGRAMADO	Mantenimiento Preventivo (46 - 54)									
	Rehabilitacion (55 - 63)									
	Treslado (64 - 72)									
PARO NO PROGRAMADO	Descanso (73 - 81)									
	Mantenimiento Correctivo (82 - 90)									
	Mal tiempo (91 - 99)									
	Otras Causas (100 - 102)									
TIEMPO REPORTADO								SITUACION DE LA DRAGA		

OBSERVACIONES

C	DESCRIPCION DE LA OPERACION Y EL DRAGADO											
	T. C	Ciclo de Ancho	Ciclo de Largo	Seccion	Volumen Dragado m ³	Ciclo de Material Dragado	Nº de Tiro	% de Tiro	Vol de Desc	Rebaba Efectiva Hrs	Rebaba Descarga Hrs	Reconstru- tor durante Bombar Hrs
1												
2												
3												
4												
5												
6												
7												

C	DESCRIPCION DE LA ZONA DE TIRO								
	Distancia del Lugar de Descarga mts	Zona de Tiro	Señal de Arriba (cm)	Señal de Abajo (cm)	Ancho Como (cm)	Avance Dia (cm)	Longitud de la línea Flotante mts	Longitud de la línea Fondeada mts	Profundidad de la Descarga en
1									
2									
3									
4									
5									
6									
7									

FIG. 34

EQUIPO AUXILIAR	
DESCRIPCION DEL EQUIPO	NOVEDADES

EL CAPITAN _____ EL JEFE DE MAQUINAS _____

(REVERSO FIG. 34)

ser controladas con la misma rapidez, en cuyo caso deben tomarse las medidas necesarias para reanudar las operaciones lo antes posible y evitar retrasos mayores.

A continuación se enlistan una serie de casos fortuitos que se presentan con más frecuencia: mantenimientos correctivos de fallas menores (son los más significativos), retiro de escombros y basura encontrados en la zona de trabajo, paro de actividades para dar paso a buques, por encontrar material no dragable o fuera de especificación, mal tiempo, etc.

Con cierta medida, todo programa de dragado debe tomar en cuenta el factor "imponderables", y la eficiencia lograda dependerá en alto grado de la preparación y habilidad del personal operativo.

Para llevar el control de las obras y verificar la medida en que se van cumpliendo las metas previstas, es necesario elaborar un reporte mensual de operaciones, el cual, para mayor claridad, puede hacerse a base de formatos.

Básicamente la información recopilada en dichos formatos es la siguiente:

- Volúmenes dragados durante el mes y acumulados por puerto, obra y draga*
- Desglose de tiempos utilizados en cada una de las actividades desarrolladas por las dragas*
- Gráficas comparativas de volúmenes programados - realizados (individual por cada draga y global por toda la flota)*
- Croquis de localización, donde se indican las zonas dragadas*

Cabe destacar la importancia de incluir en este informe, una descripción del estado físico que guardan las obras en cuanto a profundidades y dimensiones mínimas aprovechables que se lograron en los canales de navegación y dársenas; así como resaltar los beneficios que obtienen los usuarios de los puertos con los avances alcanzados en el período.

Durante la ejecución de los trabajos, es muy importante que se realicen batimetrías de control que permitan verificar los avances físicos de la obra y ubicar las zonas críticas donde se deberá concentrar el dragado.

Otro de los aspectos relevantes que debe tomarse en consideración para llevar un buen control de las obras, es la determinación de los rendimientos obtenidos por las dragas. Esta información no solamente refleja la productividad de las unidades, sino que también es de gran utilidad para la realización de diversos trabajos, entre los que destacan: análisis de precios unitarios, elaboración de planes de obra y estructuración de programas a largo plazo.

Es evidente que el rendimiento de una draga, varía de acuerdo al puerto donde trabaja, ya que cada uno de ellos presenta una problemática muy particular. Por ello, es recomendable obtener sistemáticamente los parámetros de producción, en todos los sitios donde operan las dragas y crear una serie de estadísticas de productividad, lo más completa posible.

Respecto a la obtención de estos parámetros, cuando las mediciones se hacen directamente en campo, los resultados se apegan más a la realidad y por lo tanto son más

confiables; aunque, dada la complejidad inherente a este tipo de mediciones, el tiempo requerido para efectuarlas es significativo y no siempre se está en la posibilidad de hacerlas a bordo de la draga.

Sin embargo, cuando no se cuenta con el personal y tiempo suficiente para realizar la medición directa, los rendimientos se pueden calcular por medios analíticos, tomando como base el CONTROL DIARIO DE PRODUCCION, lográndose resultados aceptables.

En las tablas adjuntas, se pueden apreciar el cúmulo de información que es posible obtener para cada una de las dragas, tanto autopropulsadas como estacionarias, lo cual es producto de la recopilación diaria de los datos que intervienen en las operaciones matemáticas.

RESUMEN DE RENDIMIENTOS 1991

(DRAGAS AUTOPROPULSADAS)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
TIPO DE DRAGA	PUERTO	ZONA	TIEMPO UTILIZADO (HRS)	DURACION CICLO (HRS)	TOLVAS/DIA	VOLUMEN TOLVA (M ³)	ARQUEO (M ³)	TIPO DE PES	RENDIMIENTO OPERATIVO (M ³ /H)	PESES (1000)	TIPO DE OPERACION	TUBOS/DIA	EFICIENCIA OPERATIVA	TIPO DE MATERIAL	DISTANCIA A ZONA DE TIRO (DESDE ZONA DE OPERACION)
1,300 M ³	PTO. MORENO	CANAL PRINCIPAL INT. Y DARSENA FISCAL	19.31	2.45	7.9	621	4,925	25	254	120	C	3		Arena Fina Suelta y fango	3 Millas E. al mar.
	"	"	7.20	2.68	2.7	726	1,950	18	271	35	M	1		"	"
	SALINA CRUZ	DARSENA DE PEMEX.	17.84	2.74	6.5	299	1,944	25	109	50	C	3	47%	Arena Fina y fango	3 Millas S-E. al mar.
4,000 M ³	MANZANILLO	NUOVA DARSENA DE CONTENEDORES	19.41	1.60	12.1	1,196	14,447	25	744	303	C	3		Fango	1.5 Millas W. al mar.
	"	"	17.56	2.60	6.8	1,510	10,193	25	580	255	C	3		"	3 Millas W. al mar.
	ENSENADA	CANAL Y DARSENA FISCAL	16.12	3.62	4.5	2,128	9,470	25	587	235	C	3		Arena Fina Suelta y Conch.	3 Millas S-W. al mar.
	TOPOLCAMPO	NVA. DARSENA DE CONTENEDORES ENTRE LA BAYONA DE OQUIPA (CANAL DE MATERIAL A 3 KM. DEL ACUÓ MUELLE.)	18.07	3.70	4.9	2,250	11,025	25	610	275	C	3	61%	Arena Fina Suelta y fango	3 Millas Punta Copas
1,250 M ³	"	"	19.47	2.49	7.8	3,800	29,640	25	1,522	740	C	3		Arena Gruesa Suelta, Conch.	1.7 Millas (Material depositado a 200mts. del Nuevo Muelle.)
	LAZARO CARDENAS	DARSENA DE GRANOS	17.28	3.60	4.8	500	2,400	25	139	60	C	3		Fango A. G. Gravello.	2 Millas S-E. al mar.
	PICHILINGUE	MUELLE DE CONTENEDORES	22.42	3.20	7.0	387	2,710	25	121	65	C	3		Arena semi Gruesa y Conchuela Compactas y Boleo	3.5 Millas W. al mar.
	MANZANILLO	NVA. DARSENA DE CONTENEDORES	20.05	1.71	11.7	327	3,826	25	191	95	C	3	52%	Fango y Arcilla.	2 Millas E. al mar.
4,000 M ³	GUAMAS	CANAL DE NAVIGACION EN DARSENA DE CEMENTOS DE GRANOS	20.51	3.00	6.8	700	4,760	25	232	120	C	3		Fango y Arcilla.	3.5 Millas S-W. al mar.
	PTO. ALTAMIRA	CANAL DE NAVEGACION	15.95	2.39	6.7	650	4,355	25	273	110	C	3		Arc. Comp. Arena F. Suelta	3 Millas N.W. al mar.
	TAMPICO	CANAL FISCAL (11,000/21,500)	18.64	1.75	10.7	550	5,830	25	313	145	C	3	55%	Fango y Arena Fina Compac.	3.5 Millas N.E. al mar.
	"	DARSENA FISCAL (11,000/13,400)	18.55	4.25	4.4	990	3,960	25	213	100	C	3		Fango y Arena fina Suelta.	9.5 Millas N.E. al mar.
475 M ³	TUXPAN	CANAL EXT. Y ENTRE ESC.	18.25	2.99	6.1	978	5,965	25	327	150	C	3		Arcilla y Arena F. Suelta.	4 Millas E. al mar.
	FRONTERA	CANAL DE ACCESO EXTERIOR	17.83	2.15	8.3	255	2,199	25	123	55	C	3		Arena F. con Limos y Arcs.	1.5 Millas S-W. al mar.
	"	"	12.61	2.31	5.5	250	1,375	18	109	25	M	2	33%	"	"
1,250 M ³	TUXPAN	TRANSF. GRANULERAS	17.15	2.42	7.1	260	1,880	25	98	40	C	3		Arcilla	3 Millas S-E. al mar.
	FRONTERA	CANAL DE ACCESO EXTERIOR	18.64	1.90	9.8	456	4,467	25	240	110	C	3		Arena F. con Limos y Arcs.	1.5 Millas S-W. al mar.
	"	"	11.86	1.98	6.0	530	3,189	18	268	60	M	2	33%	"	1.5 Millas S-W. al mar.
2,750 M ³ 35.5" φ	TUXPAN	CANAL INT. Y DARSENA FISCAL	18.95	2.50	7.6	554	4,210	25	222	105	C	3		Arc. y Arena Fina Suelta	5.5 Millas E. al mar.
	ALTAMIRA	ZONA DE NAVEGACION DE ATRAQUE (CONSERVACION)	19.69	2.95	6.7	650	4,355	25	221	110	C	3		Arcilla, Arena Fina Suelta	3 Millas S. al mar.
	TAMPICO	CANAL FISCAL (11,000/13,800)	19.95	4.79	4.2	1,342	5,636	25	283	140	C	3		Fango y Arena Fina Suelta	9 Millas N. al mar.
	"	DARSENA FISCAL (11,000/13,400)	19.95	4.59	4.3	1,255	5,396	25	270	135	C	3	65%	"	9.5 Millas N. al mar.
500 M ³ 22.6" φ	COAZACOALCOS	CANAL DARSENAS FISCAL	18.80	3.93	4.8	1,235	5,928	25	315	150	C	3		"	7.5 Millas N-W. al mar.
500 M ³ 22.6" φ	TUXPAN	CANAL EXTERIOR Y ENTRE ESC.	17.59	4.07	4.3	300	1,290	25	73	30	C	3	49%	Arena Fina Suelta.	3 Millas E. al mar.

NOTAS:

El rendimiento operativo/hora, incluye los conceptos de bombeo y maniobras.

Se consideraron 18 días efectivos de trabajo en operación usual y 25 en continua.

①.- Se obtuvo un bajo rendimiento debido a que se encontró material rocoso, que la draga no pudo remover.

②.- Al reducir la distancia de tiro, se redujo el ciclo y aumento la producción.

③.- Debido a la corta distancia entre la obra y la zona de explotación del banco y a que la draga cargaba material suelto en tolvas al 95% de su capacidad, la producción fue altamente satisfactoria.

④.- La draga de 4,000 M³ tuvo un bajo rendimiento, ya que durante todo el año trabajó con una sola escata y en el caso de Tampico, dragó material compacto en la bocana.

NOMENCLATURA:

M³ OPERACION NORMAL
M³ OPERACION CONTINUA

CLAVE: PESQUERA

RESUMEN DE RENDIMIENTOS DE 1991.
(DRAGAS ESTACIONARIAS)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
TIPO DE DRAGA	PUERTO	ZONA	TIEMPO OPERATIVO/DIA	TIEMPO EFECTIVO (DÍAS)	PRODUCC. (M3)	PRODUCC. /DÍA (M3/DÍA)	PRODUCC. /MES (M3/MES)	M3/MES (1000) OPERACION	TIPO DE OPERACION	TURNO	EFICIENCIA (%)	TIPO DE MATERIAL	ZONA DE TIRO
24" ø	EL TOBARI	CANAL DE LLAMADA	14.01	18.95	1,554	25	82	40	C	3	42%	Arcilla Comp. Arena F. y Conch.	hasta 350 mts. a ambos lados del Canal.
			13.65	18.68	1,628	18	87	30	M	3			
27" ø	PICHILINGUE TOPOLGAMPO	CANAL Y DARSENA DARSENA COMERCIAL (RELLENOS DE PATIOS)	10.48	14.51	3,553	25	245	90	C	3	63%	Arena Semi-Gruesa y Conchuela Compactas y Boleo Arena Gruesa Suelta y Conchuela	1600 mts. E. en la playa. 600 mts. N. a Tierra en zona derelleno.
			12.49	19.67	7,610	25	307	150	C	3			
16" ø	TAMPICO	DARSENA FISCAL	13.61	18.18	1,445	18	79	25	M	3	38%	Fango y Arena Fina Suelta.	50 mts. S. al río.
21" ø	TAMPICO ALTAMIRA	DARSENA FISCAL 3ra. POSICION DE ATRACQUE (CAPA SUPERIOR)	14.50	19.60	1,457	25	74	35	C	3	58%	Fango. Arc. Comp. y Arena G. Suelta	40 mts. Sur al río. 800 mts. S-E a Tierra.
			14.67	20.50	1,800	25	82	45	C	3			
21" ø 22.5" ø	ALTAMIRA	3ra. POSICION DE ATRACQUE CAPA INTERMEDIA CAPA INFERIOR	11.63	14.59	1,000	25	69	25	C	3	65%	Arena Gr. Arc. Comp. y Material Travertino. Arena Gruesa Compactada.	1,300 mts. S-E a Tierra.
			12.53	18.68	1,850	25	69	45	C	3			
21" ø	ENSENADA	NVA. DAR. C. GUADALAJARA.	10.99	16.14	1,100	18	68	25	M	3	58%	Arena Fina Compactada.	200 mts. S. al Mar.
21" ø	ALTAMIRA TAMPICO	3ra. POSICION DE ATRACQUE CAPA SUPERIOR CAPA INFERIOR DARSENA FISCAL	16.74	21.97	1,890	25	89	45	C	3	75%	Arc. Comp. y Arc. Gr. Suelta. Arena Gruesa Compactada. Arena Fina Suelta y Fangos	850 mts. S-E a Tierra. " " 40 mts. Sur al río.
			16.90	21.25	180	25	8	5	C	3			
			15.34	20.45	1,050	25	90	45	C	3			
21" ø	TETAPA MANZANILLO	MARINA-TETAPA RELLENO PARTE POSTERIOR DEL MUELLE	11.63	19.25	4,105	25	216	165	C	3	50%	Arena Fina Fangos y Piedra. Arena Gruesa Suelta	1000 mts. N.W. a Tierra. 400 mts. N.E. a Tierra en zona derelleno.
			12.86	19.60	2,780	25	112	70	C	3			
21" ø	TETAPA	MARINA-TETAPA	10.28	23.98	3,005	25	143	75	C	3	50%	Arena Fina Suelta y Fangos	1000 mts. N.W. a Tierra.
23" ø	EL CUYO BOCA CHICA	CANAL Y DARSENA CANAL DE NAVEGACION	11.34	16.42	1,110	18	68	20	M	3	50%	Arena Gruesa Suelta. Fango y Arena Fina Suelta.	350 mts. W. a la Playa. 170 mts. W. a la Laguna. 170 mts. W. a la Laguna.
			15.75	21.95	2,200	25	100	55	C	3			
			12.83	19.58	1,920	18	98	35	M	3			

NOTAS:

- 1.- El tiempo operativo/día y rendimiento operativo/hora, incluye los conceptos de bombeo y maniobras.
- 2.- Para efectos de programación se consideraron 18 días efectivos de trabajo en operación normal y 25 en continua.
- ①.- La fuerte producción se debió a que la draga reconteo el material suelto, acarreado por la draga de 4,000 M3 y depositado frente al nuevo muelle.
- ②.- Se obtuvo una baja producción al encontrar elementos extraños en la zona de operación.
- ③.- La producción bajo sustancialmente, por encontrar material muy compacto en profundidades mayores de 8.0 mts.
- ④.- Se consideró el periodo total de operaciones: oct/90 a jul/91.
- ⑤.- Se consideró el periodo total de operaciones: dic/90 a abr/91.

NOMENCLATURA:
MOP OPERACION NORMAL
MOC OPERACION CONTINUA

CLAVE: RESOUR-E

1.- PROGRAMAS DE MANTENIMIENTO

El mantenimiento, es el conjunto de actividades desarrolladas con el objeto de conservar las propiedades físicas de la draga, en condiciones de funcionamiento seguro, eficiente y económico.

Su objetivo es optimizar la disponibilidad de equipo, para la operación.

El proceso del mantenimiento debe ser continuo, ya que las interrupciones provocan pérdidas y la corrección de condiciones defectuosas, origina un incremento de costos y una disminución en la productividad.

A continuación presentamos una relación de los equipos de dragado más usuales que deben ser programados para su mantenimiento.

EQUIPOS DE DRAGADO:

- Dragas
- Remolcadores
- Chalanes
- Embarcaciones auxiliares: lanchas topohidrográficas, de servicio, de salvamento
- Grúas
- Tiende tubos, cargadores frontales
- Estaciones de rebombeo
- Equipo auxiliar de descarga: tubería, flotadores, conexiones radiales.
- En general cualquier equipo que contribuya a realizar la labor de dragado.

PLANEACION DEL MANTENIMIENTO

La planeación del mantenimiento puede ser tan simple como la identificación de las actividades a realizar, sin embargo el objetivo de la planeación es lograr desarrollos futuros, obtener metas sobre todo a plazos medianos y largos que se puedan cuantificar determinando sus repercusiones en la empresa.

En una planeación adecuada se debe tomar en consideración la identificación de fines, la que consiste en determinar los objetivos y metas que se desean alcanzar a corto, mediano y largo plazo, entre las que podemos mencionar como importantes:

- Prolongar la vida económica de los equipos
- Obtener permanentemente de los equipos, rendimientos próximos a los de diseño.
- Evitar al máximo reparaciones y trabajos de emergencia

- ◆ Reducir los costos del mantenimiento correctivo y de la adquisición de refacciones de emergencia.

- PERIODO QUE DEBE ABARCAR LA PLANEACION

La planeación del mantenimiento por el tiempo que contempla puede ser:

A LARGO PLAZO:

La que se encuentra íntimamente ligada con los pronósticos de demanda y la planeación estratégica de alta gerencia en la administración total. El tiempo físico para el que se elabora el plan puede variar.

En la administración pública normalmente es un sexenio.

A MEDIANO PLAZO:

Son aquellos planes que están vinculados con los objetivos, política y procedimientos del mantenimiento a efecto de que estos sean afines con la problemática de la empresa. Estos planes normalmente se ligan a los presupuestos y se conocen como Planeación Táctica.

A CORTO PLAZO:

Esta contempla la planeación operativa, ya que está íntimamente ligada al desarrollo de los proyectos, por lo que viene a ser una planeación específica de los trabajos de mantenimiento.

Este tipo de planes abarca tanto el mantenimiento que hay que efectuar diariamente como el que hay que realizar de manera periódica en forma cíclica.

Este tipo de planeación se elabora por los técnicos del grupo de control del mantenimiento por ser de carácter rutinario.

PRESUPUESTO

Este se integra con base en las necesidades del parque de maquinaria para su operación y conservación durante cierto periodo u obra que en el caso de la Administración Pública es el ejercicio presupuestal (anual) pudiendo dividirse en los siguientes capítulos:

MANTENIMIENTO MAYOR

- a) En seco
- b) A flote
- c) Refaccionamiento

MANTENIMIENTO PREVENTIVO

- a) Refaccionamiento
- b) Mano de Obra (en su caso)

MANTENIMIENTO RUTINARIO

- a) Materiales (consumibles)
- b) Refacciones menores
- c) Mano de obra (en su caso)

GASTOS ADMINISTRATIVOS DEL MANTENIMIENTO

- a) Salarios
- b) Supervisión
- c) Viáticos y pasajes

ADQUISICION DE BIENES COMPLEMENTARIOS

- a) Tubería, flotadores, conexiones
- b) Dientes, bases

No existe un factor preestablecido para el cálculo del costo del Mantenimiento Preventivo y Mayor, la estimación de éste debe basarse en la experiencia y los antecedentes de reparaciones anteriores. Algunos expertos en este campo mencionan con muchas reservas, ya que puede variar importantemente de draga a draga dependiendo de su tamaño y de su antigüedad, como aceptable una estimación del costo del 7.5% anual del precio de adquisición del equipo.

La diferencia fundamental entre el mantenimiento preventivo y el correctivo, es ejecutar el trabajo antes o después de presentarse la falla.

El mantenimiento rutinario es el que se realiza sistemáticamente, con la fuerza laboral propia como la limpieza de la unidad, pintura, chequeo de niveles y relleno de ser necesario, calibraciones, engrases, etc.

El mantenimiento preventivo, es aquel en el que se toman las medidas necesarias anticipadamente y en fechas preestablecidas, para tratar de evitar al máximo la presentación de fallas en los equipos, para lo anterior se deberá hacer una programación detallada la cual en gran medida estará basada en la experiencia y en los tiempos de operación que fijan los fabricantes de los diversos equipos.

El logro de la implantación de un sistema de mantenimiento preventivo, a través de una justificación económica, raramente es factible, ya que el impacto inicial refleja una elevación

de costos. Este mantenimiento se vuelve más necesario mientras más mecanizado y automatizado sea el equipo.

Para realizar el trabajo, existen además de la programación, algunos otros formatos de control como pueden ser las órdenes de trabajo, las requisiciones de almacén, etc. No siempre será necesario parar la unidad para realizar el mantenimiento preventivo, dependiendo del motor o sistema que se trate.

PROGRAMA DE MANTENIMIENTO MAYOR

En virtud de que las Sociedades Clasificadoras norman que todo barco debe entrar a dique para inspección de casco, sistema de propulsión y gobierno cada 18 meses o como máximo cada dos años, resulta económico restituir al equipo sus características de operación originales en un período similar.

El mantenimiento mayor es similar al preventivo, o sea que es programado, debiendo para la unidad por un tiempo más o menos largo (1 a 3 meses), ya que será necesario que suba a astillero o entre a dique seco, para realizar trabajos que no es posible hacer a flote, como pueden ser el sandblast, protección anticorrosiva y colocación de ánodos de sacrificio en el casco, cambio de planchas en mal estado, reparación de propelas y palas golpeadas, etc.

En este tipo de reparación, es necesario efectuar un conjunto de inspecciones, servicios y cambio de partes de largo período de duración, las que están incluidas en los principales sistemas de la draga.

Estas reparaciones se llevan a cabo por tiempo calendario o por horas de operación de cada sistema.

Otra posibilidad que genera reparaciones mayores la constituyen los accidentes que puede sufrir una draga, con la salvedad que esta acción no es planeada.

SUPERVISION:

La magnitud, complejidad y costo que representa la ejecución del mantenimiento mayor a un equipo de dragado además del costo que representa el tener un equipo inactivo, hacen indispensable que se asigne un supervisor a cada reparación.

Esta supervisión puede ser interna, esto es pertenecer a la empresa o puede ser contratada.

CORRECCION DE FALLAS

Este tipo de reparaciones se origina por un desperfecto que sufre la maquinaria en operación, el que deberá ser evaluado por el supervisor de maquinaria.

Si se trata de un daño menor, se realizará la reparación inmediata, consiguiendo en el mercado local la pieza de repuesto. Si el daño es mayor, la draga debe suspender su operación, con el consiguiente retraso en su programa de ejecución, mientras las piezas

afectadas se envían al taller o se adquieren las que no sean susceptibles de reparar, muchas de ellas de importación, lo que originará varios días o semanas de demora.

MEMORIAS Y REPORTES DE EJECUCION DEL MANTENIMIENTO

El objetivo de mantener un archivo de memorias y reportes de trabajos en donde se deberá indicar el tipo de falla, origen, forma de reparación, costo y materiales empleados es tener un "Historial de cada equipo".

Del análisis de este registro histórico se obtendrá:

- **Detección de partes sensibles o débiles de los equipos**
- **Determinación de rendimientos y tiempos de reparación**
- **Determinación de necesidades de refaccionamiento**
- **Calificación del trabajo**
- **Costeabilidad de la reparación**

REHABILITACION

La rehabilitación incluye aquellos trabajos de inspección, ajuste, servicio, cambio de partes y repuestos que se ejecutan en las unidades, cuando estas sobrepasan el período de su vida económica. Estos trabajos se aplican, si no a todas, si a la gran mayoría de sistemas que integran una draga, incluyendo el casco, su limpieza y protección anticorrosiva y su ejecución deberá ser en un astillero o dique seco. El objetivo es tratar que los sistemas reparados, regresen lo más cerca posible de su estado original.

Es importante recalcar esta actividad en el ámbito portuario de los países en desarrollo, donde se tiene falta de divisas y restricción a las importaciones, lo que ha dado como resultado proceder a rehabilitar en lugar de hacer nuevas adquisiciones.

Para esta actividad debemos verificar lo siguiente:

- 1.- **Justificación económica al comparar el costo de rehabilitar contra el que tiene una unidad nueva.**
- 2.- **Ventajas en el ahorro de divisas**
- 3.- **Análisis financiero**

Es conveniente pensar en rehabilitar una unidad cuando se pueden lograr los objetivos siguientes:

- 50% del costo de la unidad nueva
- 80% de la vida de una unidad nueva

12.- COSTOS EN EL DRAGADO

El aspecto medular dentro del dragado, es el costo del mismo, el cual tiene que ser competitivo, para lo cual se plantean tres preguntas:

- 1.- ¿ Qué tipo de draga es la más apropiada para un determinado trabajo ?
- 2.- Habiendo escogido la draga idónea, ¿cómo ejecutar el trabajo de manera de obtener los máximos rendimientos y el menor costo?
- 3.- Son especialmente importantes los costos de acondicionamiento y traslado de la draga y su equipo auxiliar, los que se cargan a la obra a realizar.

FACTORES QUE INTERVIENEN EN EL RENDIMIENTO DE UNA DRAGA

Para efectos del costo, el rendimiento de una draga depende de los siguientes factores:

- 1.- El tipo de draga.
- 2.- La naturaleza del material.
- 3.- El volumen de material a dragar
- 4.- La profundidad del dragado.
- 5.- La distancia entre los sitios de dragado y depósito
- 6.- Accesibilidad al sitio de dragado.
- 7.- Las condiciones físicas del lugar.
- 8.- El manejo del material desde el punto de vista de la contaminación.

DRAGAS AUTOPROPULSADAS DE TOLVA

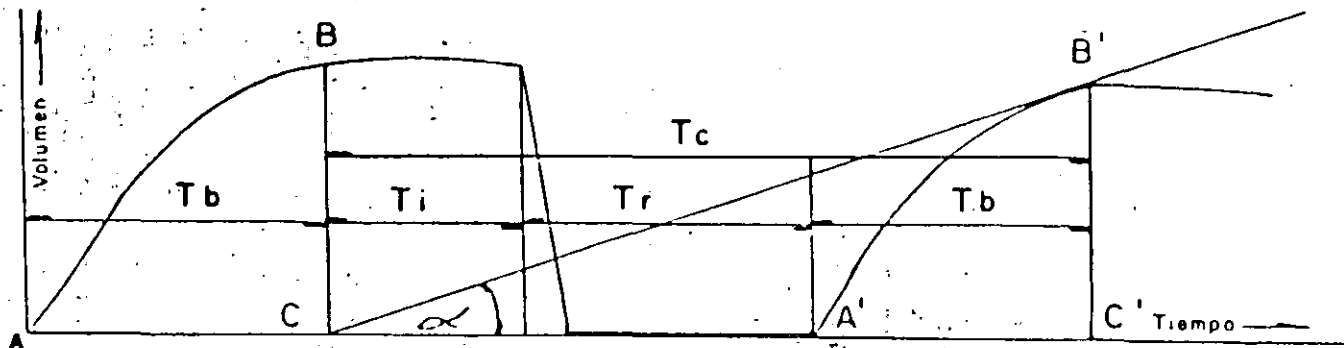
Carga económica de la tolva.- El tiempo que dura el bombeo, depende de la clase de material que se drague. Si consiste en arena o grava que se asienta rápidamente, se bombeará hasta la capacidad máxima de carga en la tolva; si se draga material ligero, arcillas por ejemplo, deberá prolongarse el bombeo por algún tiempo ya que alguna parte del material dragado se desbordará por los vertederos, en mayor volumen a medida que se va llenando la tolva.

Por lo anterior podremos definir como carga económica de la tolva, aquella en la que se obtenga el máximo volumen depositado en el menor tiempo.

Siempre se deberá suspender el dragado cuando la tolva ha recibido la carga económica, ya que de seguir bombeando para completar la capacidad faltante, significaría un exceso de tiempo en depositarse, con un rendimiento muy bajo.

Se llama pérdida por desbordamiento, la relación entre la cantidad de material que sale por los vertederos y la que se bombea a la tolva, por unidad de tiempo. En el caso más desfavorable esta relación será la unidad. La representación gráfica de la tolva económica la podemos ver en la (fig.35) donde se observa el ciclo completo del dragado, pudiéndose detectar que la mayor producción se obtendrá cuando la tang. sea la máxima.

Por lo mismo dicha tangente, indicará el momento en que el bombeo debe suspenderse para ir a vaciar la tolva.



- T_i = Tiempo Navegación a la descarga
- T_r = Tiempo Navegación de retorno
- T_b = Tiempo de bombeo
- T_c = Tiempo total del ciclo

fig 35 Gráfica del ciclo de operación de una draga autopropulsado con tolvo.

ALTERNATIVA 1

Tiempo del ciclo

Llenado 2.000 hr./ciclo

Navegación 3 mill/5 nudos+3 mill/8 nudos 0.975 hr./ciclo

Tiro, maniobras y posicionamiento. 0.500 hr./ciclo

3.475 hr./ciclo

Rendimiento

4 000 m3. (cap. tolva) X 0.6 (factor de llenado) = 2 400 m3./ciclo

Costo unitario directo

$$\frac{1\ 230\ \text{dl./hr.} \times 3.475\ \text{hr./ciclo}}{2\ 400\ \text{m3./ciclo}} = 1.78\ \text{dl./m3.}$$

ALTERNATIVA 2

Tiempo del ciclo

2.875 hr/ciclo

Rendimiento

4 000 m3 (cap. tolva) x 0.4 (factor llenado) = 1 600 m3/ciclo

Costo unitario directo

$$\frac{1\ 230\ \text{dl/hr} \times 2.875\ \text{hr/ciclo}}{1\ 600\ \text{m3/ciclo}} = 2.21\ \text{dl/m3}$$

ALTERNATIVA 3

Tiempo del ciclo

2.675 hr/ciclo

Rendimiento

4 000 m3 (cap. tolva) x 0.3 (factor llenado) = 1 200 m3/ciclo

Costo unitario directo

$$\frac{1\ 230\ \text{dl/hr} \times 2.675\ \text{hr/ciclo}}{1\ 200\ \text{m3/ciclo}} = 2.74\ \text{dl/m3}$$

Comparación :

Alt. 1.- 60% en 2.0 hr.; costo 1.78 dl./m3.

Alt. 2.- 40% en 1.4 hr.; costo 2.21 dl./m3.

Alt. 3.- 30% en 1.2 hr.; costo 2.74 dl./m3.

La tolva económica (alternativa 1), da un costo directo del ciclo que es 20% menor que la alternativa 2 y 35% menor que la alternativa 3.

Analicemos ahora el costo unitario directo para una draga estacionaria de 20 pulgadas de diámetro

Costo horario activa draga 20"	140	dls.
Costo horario inactiva draga 20"	85	dls.
Costo horario remolcador 1750 H.P.	40	dls.
Costo horario Chalán de 300 ton.	15	dls.
Tubería de 20" por metro lineal	115	dls.
Conexiones esféricas, pieza	5 325	dls.
Flotadores, pieza	4 260	dls.
Codos giratorios de 20" pza.	5 650	dls.
Factor de reposición	1.20	
Movilización y maniobras	24	hrs.
Volumen a dragar	12 000	m ³
Rendimiento esperado	115	m ³ /hr.
Tipo de material fango y arena fina		
Únicamente tubería flotante (100 m.)		

Draga de 20" flotante	24 hr. x 95 dl/hr.	2.280
Remolcador	24 hr. x 40 " "	960
Chalán	24 hr. x 15 " "	360

		S U M A	3.600
	$\frac{3.600 \text{ dl.}}{12.000 \text{ m}^3}$		0.28 dl/m³

OPERACION

20" Línea de tiro flotante de 20" x 100 m.		
	$\frac{115 \text{ dl.} \times 100 \text{ m.} \times 1.20}{8.000 \text{ hr.}}$	= 1.72 dl/m³

FLOTADORES

	$\frac{4.500 \text{ dl.} \times 15 \text{ flot.} \times 1.20}{10.376 \text{ hr.}}$	= 4.45 dl/m³
--	--	--------------------------------

CODO GIRATORIO DE 20"

	$\frac{5.650 \text{ dl.} \times 1.20 \times 1.20}{8.000 \text{ hr.}}$	= 0.95 dl/m³
--	---	--------------------------------

CONEXIONES ESFERICAS

	$\frac{8.000 \text{ dl.} \times 0.11 \times 1.20}{8.000 \text{ hr.}}$	= 0.19 dl/m³
--	---	--------------------------------

EQUIPO DE DRAGADO

Draga activa	140 dl/hr.
Remolcador	40 dl/hr.
Chalán	15 dl/hr.

	S U M A 195 dl/hr.
--	---------------------------

	$\frac{195 \text{ dl/hr.} \times 12.000 \text{ m}^3}{115 \text{ m}^3 \text{ hr.}}$	= 1.81 dl/m³
--	--	--------------------------------

COSTO DIRECTO	0.28 + 1.81	= 2.09 dl/m³
----------------------	--------------------	--------------------------------

13.- EL DRAGADO Y SU RELACION CON EL MEDIO AMBIENTE.

Desde los tiempos inmemoriales los trabajos de dragado han tenido en todos los países de la tierra una importancia capital, ya que han servido para rellenar tierras inundables, permitir el tráfico de embarcaciones, construir canales, dársenas portuarias, regularizar cauces de ríos, proteger costas, crear playas artificiales, mejorar suelos, explotar bancos de materiales, etc., actividades todas estas ligadas al desarrollo de las poblaciones, sus habitantes y sus medios de vida.

Actualmente sin embargo, grupos de personas que se dicen defensoras de la naturaleza, objetan y critican la realización de este tipo de trabajos, que a lo largo de los años han demostrado que si bien es cierto que han modificado a la naturaleza, ha sido en beneficio de la misma y sobre todo de la especie humana.

En casi todos los países se han dictado leyes y reglamentos tendientes a proteger el medio ambiente, cada vez más deteriorado, tal vez por otro tipo de factores que tienen una mayor repercusión de tipo negativo en el medio, que los producidos por los trabajos de dragado.

Nuestro país tiene una de las legislaciones más avanzadas en esta materia como es la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente y sus reglamentos correspondientes, que hacen obligatorio que para todo trabajo de este tipo, se presente una manifestación de Impacto Ambiental a fin de poder obtener la autorización para su realización.

LOS TRABAJOS DE DRAGADO

Múltiples son los objetivos que se pueden obtener con los trabajos de dragado según sea su finalidad, tipo de material por dragar, el equipo a utilizar y la forma de disposición del material producto del dragado.

Dependiendo del tipo de material, será como se impactará al medio ambiente desde el momento de su extracción hasta su depósito.

Será pues necesario tener plenamente definido el trabajo de dragado a realizar y las características del medio que se va a modificar, así como los beneficios que se van a obtener a fin de que puedan evaluarse adecuadamente los diferentes factores y que del balance de los mismos, se determine la conveniencia de su realización, las medidas de mitigación de efectos en su caso y las formas de control que se establezcan a fin de verificar su realización.

Una manifestación de impacto ambiental deberá cubrir los siguientes aspectos:

1.- Datos Generales

Información de tipo general sobre la empresa o institución que realizará el trabajo de dragado y la empresa responsable de la elaboración del Estudio de Impacto Ambiental.