

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO PROYECTO Y CONSTRUCCION
DE OBRAS MARITIMAS

1. ING. JUAN VALERA ADAM
DIRECTOR GENERAL DE PUERTOS INDUSTRIALES
COMISION COORDINADORA DE PUERTOS
INSURGENTES SUR 617-2° PISO
NAPOLES
MEXICO, D.F.
523 79 69

2. ING. MARIO RODRIGUEZ DE LA GALA VELAZQUEZ
SUPERINTENDENTE GENERAL
DIRECCION DE PROYECTOS DE OBRAS DE
INFRAESTRUCTURA
PEMEX
MARINA NACIONAL NO. 329
EDIFIC. DE LA TORRE 9° PISO
MEXICO, D.F.
546 39 23 y 254 20 44 Ext.23644

3. ING. LUIS HERREJON DE LA TORRE (COORDINADOR
SUPERINTENDENTE GENERAL
TERMINALES DE OBRAS MARITIMAS
PEMEX
SULLIVAN NO. 138-9° PISO
COL. SAN RAFAEL
MEXICO, D.F.
546 17 45 y 254 20 44 Ext. 2397

4. ING. JULIO PINDTER VEGA
DIRECTOR DEL PROGRAMA DE EQUIPAMIENTO
FIDEICOMISIO PARA EQUIPO MARITIMO Y
PORTUARIO
CUERNAVA NO. 5
COL. CONDESA
MEXICO, D.F.
553 89 74 y 553 87 11 Ext.46

5. ING. AGUSTIN CORICHI FLORES
SUBDIRECTOR GENERAL
CONSULTORES EN INGENIERIA FLUVIOMARITIMA, S.A.
PETEN 543 P.B.
COL. LETRAN VALLE
03650 MEXICO, D.F.
575 73 38 y 575 25 11

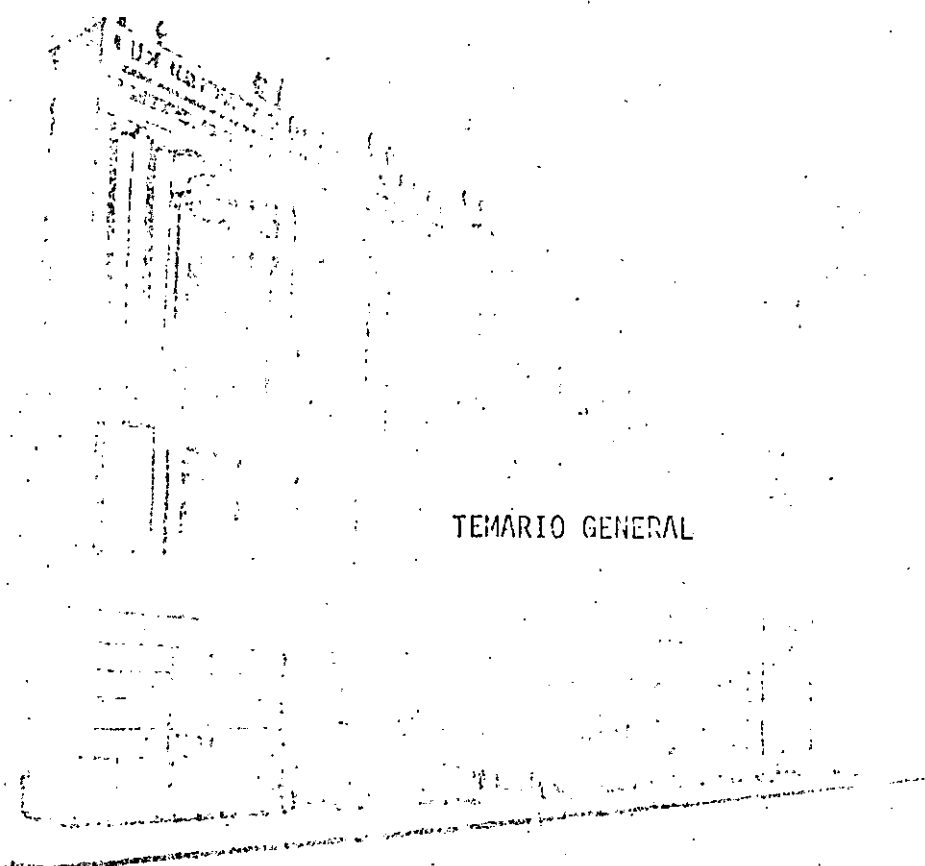
PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS 1985.

Fecha	Tema	Horario	Profesor
Septiembre 9	PLANEACION PORTUARIA	17 a 21 h	JUAN VALERA ADAM
" 10	INGENIERIA DE RIOS Y COSTAS	17 a 21 h	AGUSTIN CORICHI FLORES
" 11	OBRAS EXTERIORES	17 a 21 h	AGUSTIN CORICHI FLORES
" 12	DIMENSIONAMIENTO	17 a 21 h	JULIO PINDTER VEGA
" 13	OBRAS INTERIORES	17 a 21 h	JULIO PINDTER VEGA
" 17	ESTRUCTURAS DE ATRAQUE	17 a 21 h	LUIS HERREJON DE LA TORRE
" 18	INSTALACIONES ALEJADAS DE LA COSTA	17 a 21 h	ING. LUIS HERREJON DE LA TORRE
" 19	DRAGADO	17 a 21 h	MARIO RODRIGUEZ DE LA GAI
" 20	PROTECCION AMBIENTAL	17 a 21 h	MARIO RODRIGUEZ DE LA GAI
" 21	COLOQUIO	9 a 11 a.m.	
" 21	CLAUSURA	11 a 13 h	



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

PROYECTO, DISEÑO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS Y PORTUARIAS.



TEMARIO GENERAL

SEPTIEMBRE, 1985.

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS

TEMARIO GENERAL

I PLANEACION PORTUARIA
Ing. Juan Valera Adam

Introducción.

Planeación.

Aspectos fisicos de la planeación.

Aspectos sociales y politicos de la planeación.

Aspectos economicos de la planeación.

La seguridad y eficiencia.

II INGENIERIA DE RIOS Y COSTAS
Ing. Agustin Corichi Flores

Movimientos del mar.

Modificaciones de las ondas.

Variaciones del nivel del mar.

Corrientes.

Previsión del oleaje.

Nociones de dinamica litoral.

Defensas de costas.

Planifica-i3n litoral.

Contaminaci3n marina.

Relaci3n rios - costas.

Factores de cauces naturales.

Gastos solidos.

Defensas ribereñas.

III OBRAS EXTERIORES
Ing. Agustin Corichi Flores

Tipos de obras.

Filosofia de estructuraci3n.

Factores de diseño.

Dimensionamiento.

Proyectos típicos.

IV DIMENSIONAMIENTO PORTUARIO Y OBRAS INTERIORES

Ing. Julio Pindter Vega

Antecedentes.

Manejo de carga en general.

Costo relativo entre transporte marítimo, terrestre, y el costo de terminal.

Tráfico marítimo mundial.

Evolución del tonelaje mundial.

Principales flotas mercantes del mundo.

Tendencias en las dimensiones de embarcaciones.

Comercio exterior nacional vía marítima.

Características de embarcaciones y su aplicación en la ingeniería portuaria.

Clasificación de embarcaciones.

Flete marítimo.

Servicios al barco.

Clasificación de cargas.

Movimiento de carga en un puerto.

Conocimiento del embarque.

Barcos de carga general.

Barcos para contenedores.

Transbordadores (ferry, Ro/Ro).

Barcos de pasajeros.

Barcos graneleros.

Barco tanque.

Las operaciones en el puerto.

Sistemas de operaciones en terminales de carga en general.

Dimensionamiento de una terminal para manejo de carga general fraccionada.

Terminal de contenedores.

Equipamiento de una terminal de contenedores.

Sistema de manejo de contenedores en patio.

Terminal para transbordadores.

Marinas.

Puertos e instalaciones pesqueras.
Terminales para manejo de minerales a granel.
Instalaciones para manejo de petroleo.
Clasificación de obras portuarias.
Clasificación de muelles.
Dimensionamiento portuario.
Diversos metodos para dimensionamiento portuario.
El congestionamiento y su influencia en el dimensionamiento.
Etapas del proceso de preparación, de un plan de desarrollo portuario.
Bibliografía.

IV.1 TERMINAL DE CONTENEDORES (Subtema)

Antecedentes.
Evolución cronologica del transporte intermodal.
Evolución del manejo de carga.
Costo de una terminal de carga en general.
Planeación de una terminal de contenedores.
Nomenclatura de equipos para manejo de contenedores.
Equipamiento de una terminal de contenedores.
Sistema de manejo de contenedores en patio.
Comparación de los diversos sistemas de manejo de contenedores.
Comparación cualitativa de sistemas para manejo de contenedores.
Tipo y dimensionamiento de contenedores.

Anexo 1 : DIMENSIONAMIENTO DE OBRAS INTERIORES

Terminales maritimas para el manejo de granel mineral.
Teoría de colas y modelos de simulación.

V BASES PARA EL ANALISIS DE ESTRUCTURAS MARITIMAS Ing. Luis Herrejon de la Torre

Introducción.
Algunos terminos usados.
Criterios de calculo.
Mareas.
Viento.
Cargas vivas y sismos.
Impactos de embarcaciones.

Fuerzas de las amarras.
Análisis de la estabilidad general.
Sistemas de defensas.
Estructuras de atraque.
Cimentación de pilotes.
Diques de alba.
Muros de gravedad.
Pared de tabla-estaca.
Ejemplos de muelles normales a la costa, en L o en T.
Maniobras de carga y descarga alejadas de la costa.
Rompeolas y escolleras.
Líneas de conducción bajo el agua.
Plataformas marítimas.
Estudios oceanográficos.
Referencias.

VI DRAGADO
Ing. Mario R. de la Gala V.

Datos históricos.
Diferentes tipos de dragas y sus aplicaciones.
Trabajos previos al dragado.
Usos del material extraído.
Métodos para estabilizar los rellenos.
Generalidades sobre el dragado de los puertos mexicanos.

VII PROTECCION AMBIENTAL
Ing. Mario R. de la Gala V.



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

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS

I N T R O D U C C I O N

ING. JUAN VALERA ADAM

SEPTIEMBRE, 1985.

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM

CURSO: PROYECTO Y CONSTRUCCION
DE OBRAS MARITIMAS

TEMA: CONCEPTOS GENERALES PARA
LA PLANEACION PORTUARIA

SEPTIEMBRE DE 1985.

ING. JUAN VALERA

INTRODUCCION

Se presentan enseguida comentarios y conceptos que en su conjunto pretenden ser un prólogo a los temas específicos que constituyen este curso. Por tanto haremos señalamientos de carácter general y comentaremos sobre los criterios de tipo conceptual asociados a la planeación del puerto, criterios en los que debe prevalecer el papel del puerto como factor decisivo del desarrollo de la región en que está enclavado.

En una primera parte nos ocuparemos de la planeación general, de los aspectos que deben tenerse en cuenta en el proceso de determinar el sitio para la ampliación de un puerto existente que se ve requerido para atender un volumen mayor de servicios o bien, para asentar un nuevo puerto. Comentaremos los aspectos físicos, los políticos y sociales y los económicos que ineludiblemente inciden en la selección del sitio más conveniente. Incursionaremos después en los aspectos de criterio más general para planear el dimensionamiento de las obras de infraestructura marítimo portuaria en las que los conceptos de seguridad y eficiencia son fundamentales.

ALGUNOS ANTECEDENTES

La evolución de los puertos a través de la historia, los ha llevado a ser promotores del desarrollo. En el tiempo en que se inició el comercio utilizando las rutas marítimas, se crearon puertos que eran solo el apoyo de esa actividad; posteriormente se crean puertos en los que pudieran embarcarse los recursos naturales de que disponía en sus colonias los países conquistadores y por supuesto, desembarcar los productos manufacturados que enviaban a ellas. En la era industrial surgen desarrollos portuarios formados por instalaciones que las propias industrias construyen para su servicio propio y que al compartir una misma porción de costa o de río

Se organizan como puertos en donde, por supuesto, también con viven algunas instalaciones para el servicio público.

La planeación de los puertos va haciéndose obligada cuando el desarrollo del conjunto puerto-ciudad llega a niveles conflictivos, el puerto tiende a buscarse nuevas áreas, que generalmente coinciden con las que la ciudad reclama para crecer, en donde pueda asegurar la expansión a la que se ve obligado para atender, en volúmenes cada vez mayores, los servicios a la carga y a los transportes marítimos y terrestres; ya no depende solo de los comerciantes de la ciudad, de las industrias que le dieron origen o de los yacimientos de recursos naturales; su influencia se ha extendido tierra adentro y vive en competencia con otros puertos que pueden servir a los mismos tráficos. La competencia se dá sobre la reducción de los costos finales para el usuario a través de disminución de tarifas, de nuevos ser vicios o técnicas de mayor eficiencia, o aliándose, para dar servicios en paquete, con los diferentes modos de transporte.

La situación se acentúa en las últimas décadas; el desarrollo del transporte presenta nuevas características, y exige la creación de puertos con mayor amplitud en las áreas marítimo portuarias, con instalaciones capaces de atender el rápido desarrollo tecnológico de los barcos y del manejo de mercancías, y finalmente, disponiendo de grandes áreas terres tres que ofrecen a las industrias, las que a su vez, buscan la proximidad inmediata a los diferentes modos de transporte y a los servicios que les son indispensables.

En este escenario, surge el nuevo concepto de los puertos industriales que van creándose para participar mas eficientemente en la cadena del transporte a la vez que parti cipando en el desarrollo industrial, y constituyéndose en una posibilidad para atender propósitos de interés nacional, como

es desarrollar zonas rezagadas, favorecer la desconcentración urbana de zonas congestionadas, o bien, crear las condiciones propicias para el asentamiento de industrias y de las actividades económicas que estas inducen, para fomentar el crecimiento del producto interno a gran escala.

CONCEPTOS PARA LA PLANEACION GENERAL

La planeación de un nuevo puerto, es el caso mas general en cuanto a la selección de sitio y a las condiciones que debe cumplir en cuanto a su destino; un caso menos general para la planeación serían las ampliaciones a puertos existentes; en este caso, están dados, entre otros, los factores que determinan la localización de nuevas áreas para el puerto y los factores que definen los alcances territoriales de su influencia: su posición respecto a los centros de producción o de consumo y los aspectos comerciales, sociales y políticos característicos en su entorno.

Un puerto nuevo va a crear un nuevo esquema económico, político y social a través de una transformación mas o menos rápida de las características que presenta la zona en el momento en que se selecciona, dentro de ella, el sitio de un asentamiento.

Por tratar lo más general, elegimos el caso de un nuevo puerto para hablar sobre los aspectos mas relevantes que atenderá la planeación y que pueden agruparse por una parte los aspectos físicos, y por la otra los sociales, económicos y políticos

LOS ASPECTOS FISICOS

Pueden considerarse como los principales aspectos físicos a resolver, los marítimos y/o fluviales y los de las áreas terrestres, que entre sí no son totalmente independientes.

Entre los aspectos marítimos, el requerimiento primordial es la posibilidad de disponer o de crear áreas protegidas, con la suficiente tranquilidad de las aguas para permitir las operaciones del barco y de su carga y descarga; el otro requerimiento de gran importancia por el peso que llega a tener en el análisis económico, es el de los costos del mantenimiento de la profundidad, que llevan a la consideración de los problemas de azolve.

Es interesante señalar que en ambos temas, los avances en los procedimientos de construcción y equipos de mayor productividad, y los avances en la investigación de los fenómenos hidráulico-marítimos, han permitido el aprovechamiento de áreas de tierra de muy baja o nula productividad como tales y por consiguiente de muy bajo precio. Es ahora posible dragar en ellas las dársenas del puerto totalmente libres de azolves, contrariamente a la necesidad que hace algún tiempo había de reducir los volúmenes de dragado aprovechando profundidades existentes ya sea en ríos o en cuerpos de agua influenciados por ellos, aportadores de sedimentos siempre. Por otra parte se ha hecho más accesibles la creación de dársenas exteriores que permiten a bajo costo disponer de grandes profundidades cercanas a la costa; también se ha ampliado el rango en que es económico crear suelo ganando áreas al mar; la construcción de islas o de puertos frente a la costa, en profundidades del orden de 20 metros y mayores en algunos casos, ha llegado a ser económicamente factible gracias a equipo y procedimientos altamente productivos.

El planeador dispone así de un número amplio de posibilidades para aprovechar las mejores condiciones en cuanto a condiciones del fondo marino, corrientes, oleaje, vientos, accesibilidad de los barcos, eliminación de azolves y aprovechamiento de tierras improductivas de bajo costo.

Las áreas terrestres tienen un gran peso en la evaluación de alternativas, una selección acertada liberará al puerto de un futuro conflictivo para su expansión. Son frecuentes los casos de puertos operados muy eficientemente, situados ventajosamente, pero que están estrangulados por la ciudad, la que a su vez podría desarrollarse en las áreas que ocupa el puerto.

Tampico y Veracruz son dos ejemplos: en el primero fué necesario sacrificar el parque de beisbol para poder disponer de un patio para contenedores cuya eficiencia es discutible por la distancia al muelle y porque la ruta que ha de seguir el equipo no es franca; en Veracruz sucede algo semejante. Sin embargo es necesario decir que en ambos casos, lejos de considerarse soluciones criticables, son las salidas únicas para el desarrollo de los servicios del puerto. Pudiera también citarse a Marsella en donde las adecuaciones a las áreas y procedimientos del puerto no eran suficientes para mantenerse en la competencia y creó en 7 000 ha., sus nuevas áreas (FOSS) a veinte kilómetros, aprovechando por cierto áreas prácticamente inutilizables para otro propósito productivo y por supuesto de bajo costo de adquisición.

La consideración de estas situaciones indican la necesidad de planear el nuevo puerto dotándolo de terrenos suficientes para su desarrollo a largo plazo. Sería imperdonable crear un puerto sin dotarlo de todas las posibilidades de expansión de áreas y de servicios.

En un paréntesis, cabe aquí tratar sobre lo que para la planeación de puertos puede considerarse largo plazo, y solo para formarse idea vale la pena preguntarse: ¿En cuánto tiempo se impuso el contenedor al grado de obligar al puerto a crear áreas despejadas a cualquier costo? puede considerarse que en quince años la fisonomía portuaria había cambiado por esta razón.

¿En qué plazo los barcos alcanzaron las proporciones que ahora son comunes? En la primera mitad los cincuentas, los Liberty (del rango de 10 000 TPM) eran la marca, en los setentas ya navegaban portacontenedores de 30 000 TPM, graneleros de 200 000 TPM y buques tanque de 500 000 TPM.

No es predecible la forma que tomará el desarrollo pero es indiscutible que la tendencia es el crecimiento. El aumento del tráfico continuará y con él la actividad económica. Es aceptable pronosticar también que la velocidad del crecimiento también irá en aumento.

Estas consideraciones indican que se acorta el plazo para llegar a la obsolescencia o a la reforma de las instalaciones portuarias y por tanto a reducir el horizonte considerado como largo plazo.

En contraposición, la infraestructura marítimo portuaria básica, requiere de inversiones altas cuya recuperación no puede planearse en plazos menores de cincuenta años; encima, su vida es mucho mayor: un rompeolas de talud por ejemplo, aún degradado sigue siendo una protección, su reparación siempre tiene un costo mínimo comparado con la inversión inicial y por tanto su vida útil podría considerarse ilimitada.

Esta otra consideración indica, en sentido contrario que el horizonte del largo plazo es muy amplio.

El largo plazo al que debe referirse la planeación portuaria parece razonable considerarlo en el rango de 50 a 80 años.

Otro tema, que surge como interrogante al enfrentar la tarea de planear un puerto, es la extensión territorial suficiente para resolver la expansión a largo plazo.

A reserva de las consideraciones que haremos mas adelante sobre este muy importante aspecto, resultan útiles las siguientes cifras para tener una idea preliminar: para un puerto industrial es conveniente una reserva de 7 a 10 000 has.; una reserva, también para el largo plazo, de 2 a 3 000 has. es razonable para un puerto comercial.

Todavía dentro de la macroplaneación del puerto, debe darse atención a las posibilidades de acceso económico a las redes nacionales de carreteras y de ferrocarriles, la proximidad a un aeropuerto es valiosa. Las posibilidades de abastecimiento de agua, las de suministro de energía eléctrica y de energéticos son de particular importancia si se trata de un puerto industrial.

Para cualquier tipo de puerto es indispensable atender las posibilidades de protección contra inundaciones así como las de evitar aportaciones de azolve acarreado por las corrientes superficiales que concurran al sitio. El estudio cuidadoso de la hidrografía, y de la geología de la cuenca para identificar y ponderar esas posibilidades, es de suma importancia en la macroplaneación; sus conclusiones pueden llegar a cancelar alguna alternativa propuesta.

La protección del medio ambiente es otro factor de decisión para el planeador. No puede soslayarse el hecho de que está manejándose la creación de centros de trabajo y frecuentemente la creación de centros de población o cuando menos el desarrollo de los existentes en la zona, así que el estudio del impacto ecológico que producirá la transformación del sitio y después el mantenimiento de condiciones óptimas del medio ambiente, tendrá que verse con un interés que va mas allá del cumplimiento de la legislación vigente o de tratados internacionales, las condiciones de vida del hombre está de por medio.

Concatenado con lo anterior, la planeación básica

tendrá en cuenta las posibilidades del manejo de los efluentes generados por el propio puerto, y aquí deberá de examinarse toda la información disponible y las exploraciones relativas a corrientes, batimetría general y características físicas del agua en la región, que permitan la identificación preliminar de las posibilidades y las condiciones para aceptar los efluentes en el mar, esto es particularmente importante cuando se trata de efluentes industriales.

La información geológica de la región y del sitio, revela frecuentemente desventajas económicas de consideración al evaluar los aspectos de dragado y de cimentación de las obras de infraestructura, y en su caso de las industriales, así como del aprovisionamiento de materiales de construcción: un sitio en donde pueda disponerse de roca a costo accesible para construir los rompeolas, tendrá ventaja apreciable sobre otro en donde obligadamente tendría que acudirse a los elementos artificiales.

Las condiciones sísmicas y de viento suelen tener también peso en la evaluación para la selección de sitio.

Algunos otros factores físicos podría ser necesario considerar en casos específicos.

La evaluación de los sitios analizados, por lo que toca a los factores físicos, conviene hacerla cualitativamente por una parte y por otra parte considerando los costos estimados todavía al nivel de la fase de la planeación, la macroplaneación, en que nos encontramos. No sería congruente tratar de manejar costos puntuales cuando hasta este punto, la selección de sitio, se han manejado la información zonal y exploraciones de tipo general. Recordemos que una vez seleccionado el sitio, es obligatorio entrar a la investigación que habrá de confirmar o no los datos preliminares.

Como ejemplo de evaluación cualitativa, podríamos hacer referencia al cuadro de calificaciones que sirvió para la selección de sitio en el estudio del Programa de Puertos Industriales.

<u>C o n c e p t o</u>	<u>P u n t o s</u>
Acceso marítimo	5
Tenencia y uso de la tierra	5
Posibilidades de expansión del puerto industrial	5
Facilidades de acceso de trabajadores y empleados a los centros de trabajo	5
Integración y compatibilidad con el sistema regional	4
Integración al desarrollo actual de la industria en la zona	4
Riesgo de inundaciones	4
Suministro de materias primas	3
Combustible y energía eléctrica	3
Agua potable	3
Problemas de cimentación	3
Impacto ecológico	3
Contaminación y eliminación de aguas residuales	3

Esta evaluación cualitativa no podría ser válida para comparar zonas, solo lo es para los sitios en una misma zona.

Paralelamente, como ya se dijo, se realizará la evaluación económica en la que se harán intervenir factores de evaluación de las alternativas, como el costo por hectárea habilitada, la estimación de la inversión en dragado de construcción, o el de las conexiones a las redes carretera y ferroviaria, calculado sobre el costo prevalente por kilómetro y todos ellos, por supuesto sobre los trazos preliminares.

LOS ASPECTOS SOCIALES Y POLITICOS.

La mención en segundo término de los aspectos sociales y políticos que concurren en la planeación, en ninguna forma significa que pretenda dárseles menor importancia. Por lo contrario, no haberles dado la importancia que revisten, ha sido la razón del fracaso de no pocos proyectos.

Los fenómenos sociales presentes y los que se generarán por virtud de la ampliación de un puerto o por la creación de otro, son muy numerosos y muy complejos; por ello es aconsejable la participación de especialistas en la materia a lo largo de todo el proceso de la planeación y después, durante la instrumentación del proyecto. Solo para los propósitos de esta exposición, pueden mencionarse los dos que siguen:

* El que surge cuando no se ha resuelto oportunamente el asentamiento de la población que llegará al sitio. Es imperativo ofrecer a niveles satisfactorios, los medios y las posibilidades para que las personas a las que se planteará la alternativa de empleo, puedan disfrutar de condiciones de vida adecuadas y atractivas. Resolver con toda anticipación este problema, es evidentemente importante cuando el proyecto que se maneja lleva el propósito de desarrollar zonas deprimidas, o el de favorecer la desconcentración de otras sobrepobladas. No puede descuidarse ninguno de los capítulos de la planeación urbana, es tan importante la casa como contar con la escuela, el hospital, la iglesia, las diversiones y los servicios de todo tipo.

* El aumento súbito de la población y después sus variaciones bruscas provocadas por las etapas de la construcción masiva, se traducen en problemas sociales y políticos muy serios que son previsibles y solucionables en buena medida si se toman en cuenta desde la planeación.

Puede citarse, como un caso ilustrativo, la construcción de la Siderúrgica Lázaro Cárdenas-Las Truchas y del puerto allí mismo, en donde tardíamente empezaron a aplicarse medidas correctivas, lo que ocasionó que se presentaran fenómenos como los que se citan adelante:

Originalmente la población en el sitio, lo que era la congregación Melchor Ocampo, era de unas 1 000 personas; en 1960 los entonces ya municipios Lázaro Cárdenas y La Unión, la zona directamente involucrada, tenía 18 000 habitantes, en 1970 había 37 500 efecto de las primeras obras de desarrollo (Presa La Villita). La obra realizada en la Siderúrgica y el puerto en los tres primeros años, requirió el empleo en un momento dado de unas 12 000 personas y un aumento de la población consecuente, a unas 75 000 personas en 1977 concentradas principalmente en Lázaro Cárdenas, Guacamayas y La Mira. Se presentaron problemas de habitación y de abasto con el siguiente aumento incontrolado del costo de la vida, y se presentó también, ante un cambio tan súbito y radical, la lógica falta de capacidad del gobierno local para controlar el fenómeno y para prestar los servicios de todo tipo que requería una población creciendo al ritmo de duplicarse en siete años. Al terminarse la primera etapa de la planta, el desempleo de una gran cantidad de gente trajo consigo un aumento en la criminalidad, que pudo llegar a ser de gran magnitud de no ser porque una gran parte de los desocupados no había perdido su arraigo en sus lugares de origen, a donde regresaron sin mayor problema.

Cuando se inició la segunda etapa de la Siderúrgica, y estaban en construcción varias plantas industriales de importancia y también se construía la infraestructura del puerto industrial, los problemas fueron mucho menores; la conurbación de los tres centros de población, estaban ya mejor equipados, y si bien puede considerarse que no se habían cumplido totalmente los programas, los problemas sociales y políticos no fueron de la magnitud que lo que fueron entre 1971 y 1975.

La población de la conurbación ha seguido creciendo mayormente en las áreas que se previeron para ello; ya no depende este crecimiento poblacional solo de las obras de construcción de la infraestructura del puerto industrial y de las industrias, ya que hay también una vida económica propia generada por la propia conurbación; en 1984 la población llegaba a 110 000 habitantes.

Este ejemplo ilustra la importancia que debe darse en la planeación a los problemas sociales y políticos, y también demuestra el valor que tiene la dotación oportuna y amplia de tierras específicamente reservadas y protegidas para garantizar el desarrollo sano de la población en el largo plazo.

LOS ASPECTOS ECONOMICOS

Aunque es evidente, vale la pena enfatizar que solo la cuantificación de los beneficios económicos que producirá el proyecto es la que finalmente decide su realización. Aquí nuevamente es indispensable la participación de expertos de primer nivel en el trabajo total de la planeación de un puerto nuevo o de la expansión de un puerto, y después durante la instrumentación del proyecto.

La planeación de los aspectos económicos se inicia por el estudio de viabilidad del proyecto, es decir, por la determinación del beneficio que se obtendrá al ampliar un puerto existente o al crear uno nuevo, y la comparación con su costo. Si se trata de ampliar un puerto, el estudio tomará en cuenta los pronósticos de crecimiento de la carga con las debidas salvedades y previsiones a que obliga una actividad tan ligada a la eventualidad puesto que depende de un intrincado juego de intereses comerciales internacionales.

Si se trata de un nuevo puerto industrial cuyo éxito depende de que se asiente en él la industria y además manejar un volumen adecuado de carga, el planeador tendrá que acudir, además de

a los pronósticos de carga, a los planes de desarrollo del país y al análisis de las tendencias mundiales del desarrollo.

El problema se amplía cuando hay que estudiar la viabilidad de un proyecto mediante el que se trata de resolver un problema regional o nacional como es el caso del Programa de Puertos Industriales que como ya es conocido, participa en las soluciones para que el crecimiento demográfico y el industrial se dé en las costas y no se superponga en las áreas ya densamente ocupadas de nuestro país.

Resulta interesante citar la técnica que los economistas mexicanos utilizaron en el análisis económico del Programa de Puertos Industriales ante: 1.- pronósticos de carga con un grado de exactitud poco satisfactorio, puesto que están vinculados a determinantes del comercio internacional y al desarrollo de la economía mundial, ambos factores prácticamente imprevisibles, 2.- la forma impredecible en que se han desarrollado los puertos industriales exitosos en varios países del mundo, y 3.- ante la muy poco precisa respuesta que es posible dar a la interrogante de cuáles serían los niveles de inversión industrial en los diversos plazos, los que a su vez irían marcando el paso de las inversiones en infraestructura, posteriores a la inicial, que corresponde a las obras indispensables para permitir el arranque del funcionamiento de cada puerto industrial del programa.

La justificación inobjetable se obtuvo por la vía de comparar la inversión en los proyectos, contra la cuantificación de lo que costaría a la nación, en los diferentes plazos, no contar con ellos. No contar con ellos significaría no tener otra salida que continuar construyendo el país sobre los esquemas de deseconomías y desperdicio que representan las concentraciones exageradas en regiones sobre los mil metros de altura sobre el nivel del mar, alejadas de la costa

en donde debe asentarse en el futuro todo el crecimiento demográfico e industrial del país.

El análisis financiero es otro motivo de atención en la planeación, a través de él se identifican los montos de los recursos que a diferentes plazos serán necesarios para la ejecución del proyecto, identificando así mismo las fuentes de las que se obtendrán y finalmente la forma de recuperación de la inversión.

La planeación financiera que resulta de este análisis, es una valiosa guía para el desarrollo del puerto en su totalidad; no debe perderse de vista que el puerto debe cumplir con los propósitos nacionales para los que fué creado sin olvidar que también debe lograr la recuperación de la inversión que la nación hizo en su infraestructura. Este criterio de recuperación de la inversión es el que, al observarse, puede garantizar el desarrollo y el manejo sano del puerto, única forma de alcanzar las metas básicas que le toca alcanzar dentro del desarrollo regional y nacional.

La estrategia de inversión, parte de la financiera, en los puertos de nueva creación, debe seguir dos criterios básicos:

1.- La inversión inicial, totalmente a cargo de la nación en nuestro medio, debe restringirse a lo que requiera la infraestructura indispensable para permitir el arranque del puerto, la iniciación de su operación con eficiencia y con seguridad, tales que su prestigio y la confiabilidad de sus servicios comiencen a cimentarse desde el momento de su apertura.

2.- Las inversiones subsecuentes, que en forma creciente irán siendo atendidas con los recursos generados por el puerto, deben realizarse solo en la medida y con la oportunidad que indique una labor continua de identificación de la demanda industrial y de servicios a la carga y a los transportes marítimos y terrestres.

Esta estrategia da racionalidad al criterio de amplitud en las reservas territoriales, en los derechos de vía, y en las provisiones para manejar el crecimiento del tráfico marítimo portuario, criterio que debe prevalecer en la planeación a largo plazo que demandan los puertos. Varios ejemplos aclaran lo asentado:

El puerto diseñado para recibir graneleros de 200 000 toneladas que abastecerán mineral de hierro a una siderúrgica, no necesitará ofrecer profundidades del orden de 21 metros en el acceso y en la dársena correspondiente sino hasta que se llegue al volumen de producción de acero de proyecto. El dragado del puerto podrá iniciarse con 12 metros por ejemplo, para dar servicio a la siderúrgica en su primera etapa, y a la carga general, manejo de equipo industrial y contenedores; sin embargo las obras de protección deberán construirse completas desde la primera etapa.

Lo mismo ocurre con las vialidades ferroviarias y para tránsito automotor; solo es necesario reservar los derechos de vía tan amplios como los que se necesitarán para la ampliación máxima prevista, pero en la primera etapa, una sola línea ferroviaria y dos o cuatro carriles en las calzadas serán las mínimas y suficientes.

Las tierras deben ser adquiridas totalmente desde el principio para controlar la especulación o que su uso para propósitos diferentes, pueda limitar la expansión; sin embargo, ya se dijo antes, habrá que preferir un sitio donde se aprovechen tierras de productividad mínima o nula que por tanto son de bajo costo. La inversión para comprarlas aún comparada con la inversión inicial total, es una proporción reducida.

Aquí vale la pena hacer dos observaciones útiles para confirmar criterios:

La inversión en infraestructura alcanza entre el 7 y

el 10% de la inversión industrial en un puerto que ya ha alcanzado un grado importante de desarrollo.

. La inversión en reservas territoriales es, aún en los casos mas desfavorables en que no hay superficies improductivas de valor casi nulo, una pequeña fracción de la inversión en infraestructura.

En Altamira se invirtieron en reservas territoriales, 539 millones de pesos, y hasta 1984 (rompeolas inconclusos y un solo muelle, canal de acceso y la dársena indispensable, accesos terrestres terminados) se habían invertido 11 500 millones de pesos; por el lado de inversión industrial, en solo una de las tres plantas establecidas hasta 1984, se habían invertido 18 900 millones de pesos.

Dos criterios son importantes para planear la recuperación de la inversión:

El primero es que al puerto debe considerársele un organismo que tendrá que alcanzar su autosuficiencia económica tras un período razonable de consolidación de su trabajo y que por tanto su operación presentará pérdidas en sus primeros años.

El segundo muy importante, es que la recuperación de las obras mayores de infraestructura queda fuera de la responsabilidad del puerto, es la nación la que las aporta en función del desarrollo regional y nacional que representa el puerto y en razón de que los valores que alcanzan son de magnitud tal que incidiría en forma muy importante en el precio de los servicios portuarios. Este criterio general, es aceptado en un buen número de países, en México, en sus puertos de tamaño medio que le son indispensables para sustentar el desarrollo se está estudiando la conveniencia de incluir en este criterio

no solo las obras civiles citadas sino algunos equipos indispensables para impulsar el desarrollo del puerto, los que podrán ser rentables solo cuando se alcancen niveles de operación que permitan pagarlos sin elevar tarifas a niveles fuera de competencia.

La planeación general, a la que nos hemos venido refiriendo a grandes rasgos ha debido basarse en información regional y zonal en lo referente a los aspectos físicos para llegar a la definición del sitio más adecuado dentro de la zona de estudio y a un juego de proposiciones preliminares de arreglo del plan maestro y de las soluciones de las obras clave de la infraestructura. En lo referente a los aspectos económicos, la planeación general concluye en la determinación de la viabilidad económica del proyecto.

Es decir, referente a los aspectos físicos, se ha llegado a una selección de sitio y a unas ideas preliminares del plan maestro de la infraestructura; ambos deberán ser confirmados o reformados con el resultado de estudios y exploraciones puntuales y con el análisis profundo de los proyectos específicos.

De aquí, deberá pasarse al diseño y al proyecto de las obras de infraestructura y al análisis económico de las alternativas de solución presentadas individualmente y en su conjunto.

Habrán que pasar de la geología zonal y eventualmente exploraciones de suelo para conocer alguna característica particular que presente dudas, al estudio detallado del suelo en el sitio elegido; y del conocimiento del oleaje sobre datos estadísticos en mar profundo, a la observación directa de las características oceanográficas en el sitio donde habrían de levantarse las obras marítimas y portuarias.

Este siguiente paso: el diseño y todavía después el mismo proyecto de detalle habrán de modificar o confirmar las

proposiciones de la planeación general y, en ocasiones, podrán demostrar la necesidad de cambiar el sitio de la obra que a la luz de la información general se juzgó el mejor. En algunos casos, la información más detallada que indispensablemente requiere el diseño y el proyecto de las obras llevará a la necesidad de revisar en su totalidad las conclusiones del trabajo de planeación general en los aspectos físicos o en los económicos.

La posibilidad de que ocurra esta situación es función de la complejidad del proyecto, pero sin duda, reducirla a un mínimo, depende de la experiencia del planeador y de su habilidad para hacerse de la información más amplia posible y después, para manejarla y procesarla.

Es importante que los resultados obtenidos en esta fase de la planeación indiquen claramente sus alcances como factores de decisión.

LA EFICIENCIA Y LA SEGURIDAD

Puede afirmarse que una gran parte del éxito del puerto descansa en las obras marítimas y portuarias en cuyo diseño se han conservado el horizonte y los propósitos perseguidos por la planeación general y cuando se han establecido como objetivos a conseguir, prioritariamente, la máxima seguridad y una alta eficiencia en los tres capítulos principales de los servicios que el puerto prestará: los servicios al barco, a la carga y al transporte terrestre. Si se trata de un puerto industrial, debe adicionarse la observancia estricta de las previsiones de seguridad de las industrias así como de la protección de la ecología contra las emisiones y manejo de materias nocivas.

Sobre la eficiencia del puerto no abundaremos ma yormente, solo se dejará señalado, reiterando, que el puer to vivirá continuamente compitiendo con otros puertos pa- ra lograr ser rentable. Independientemente de la eficien- cia que debe lograrse en los sistemas operativos y adminis- trativos, el puerto estará mejor habilitado para elevar la eficiencia de sus servicios si desde la planeación general y hasta el proyecto estructural de su infraestructura, se tiene en mente que en general, el incremento en costo que eventualmente significa una instalación operativamente mas eficiente, es menor que el incremento que a la larga obtie- ne el puerto solo por dar servicios mas eficientes en esa misma instalación. En la evaluación de alternativas de so- lución de proyectos de infraestructura, debe tener un peso importante la eficiencia de su operación.

El énfasis que en los últimos años se ha dado a la seguridad, se ha motivado principalmente porque en virtud de la sofisticación tecnológica cada vez está mas involucra- da la vida del hombre y ésta es invaluable; este solo hecho hace justificable cualquier esfuerzo técnico y económico pa- ra lograr seguridad.

En las obras marítimas y portuarias y en las ins- talaciones industriales, se ha concedido cada vez mayor im- portancia a la seguridad porque tiene relación directa no solo con la seguridad del hombre sino con la conservación de la ecología, las consecuencias de un derrame de petróleo o de cualquier sustancia tóxica son bien conocidas. La po- ca seguridad para la navegación portuaria, toca a pérdidas económicas cada vez mayores no solo porque los barcos se han sofisticado y han crecido aumentando en forma importan- te su costo. Sino porque un accidente de navegación dentro del puerto, puede paralizar las actividades portuarias y even- tualmente la producción de las industrias en un puerto in- dustrial.

En el mundo portuario, la preocupación por la seguridad se revela en diferentes formas, quizá la mas significativa es que todas las agrupaciones de la especialidad ya sean mundiales o regionales, gubernamentales o no, tienen un comité que se dedica a investigar, a producir recomendaciones y a procurar legislación de carácter internacional en busca de mejorar la seguridad portuaria permanentemente.

No puede ignorarse que existe lo que el Dr. Rafael del Moral, español, autoridad en materia de ingeniería portuaria, señala como "el concepto mas sutil de la psicosis de la poca seguridad en el trabajo (de los barcos) que puede producir una imagen desastrosa para un puerto", y que describe la posición del usuario del puerto, o sea el armador, el capitán del barco o el dueño de la carga, frente a cualquier factor que signifique el menor de los riesgos.

En este tema de la seguridad, lo mas importante para el puerto, por sus implicaciones en lo expuesto en los dos párrafos anteriores, son el diseño de los canales y dársenas y el diseño de los rompeolas, su disposición en planta y la geometría de su estructura.

El ancho mínimo en plantilla para el canal de acceso será el necesario para el tránsito de un barco del mayor tonelaje que pueda preverse. En la década de los cincuentas la recomendación era 3 mangas para una sola dirección de tránsito, actualmente PIANC recomienda de 3 a 4 mangas, sin embargo, también encontraremos recomendaciones para mayor amplitud como la de D. Hay quien recomienda 4.8 mangas. Es muy importante no olvidar que todas estas recomendaciones advierten que no tienen en cuenta los efectos de viento, de corrientes ni de oleaje y que el elemento hu

mano también influye en los márgenes de seguridad no solo en lo concerniente a las reacciones personales normales durante la maniobra, sino en lo imprevisto, lo que configura los accidentes. Estas reflexiones nos hacen tender a la amplitud en los canales y dársenas, sin regateos para conseguir seguridad.

Los arreglos en planta de los rompeolas con una gran amplitud entre ellos, creando así un antepuerto, son muy favorecidas en la evaluación de alternativas porque reducen grandemente los riesgos durante la maniobra de ingreso del barco hasta la dársena de maniobra, la distancia de parada del barco se desarrolla teniendo los rompeolas a gran distancia una vez que se ha cruzado entre los morros. Los prácticos que dan servicio en puertos semejantes al del proyecto y los capitanes que estén operando barcos de las características de las que se espera que arriben al puerto, deben ser consultados en los aspectos de seguridad y eficiencia en esta fase de la evaluación de alternativas.

PLANEACION DE LA INFRAESTRUCTURA PORTUARIA.

El tratamiento de esta fase de la planeación, en la que va tomando forma definitiva el puerto, se basa nuevamente en el manejo de alternativas de solución en donde se ponderarán las características y ventajas de los diseños de ingeniería aparejados a las ventajas de eficiencia y seguridad que ofrecen; también entrarán en juego, por supuesto, sus costos de inversión y los de mantenimiento y repercusiones que se pronostiquen para la vida útil que se le asigne.

Entrar al tratamiento de técnicas de evaluación de proyectos, no cae dentro de los alcances de esta exposición de tipo general, por ello solamente mencionaremos algu

nos criterios conceptuales que conviene tener en cuenta en el proceso de evaluación.

En el cuadro de evaluación, lógicamente solo podrán considerarse diseños que cumplan con parámetros razonables de seguridad y operatividad y que confiablemente responderían en forma satisfactoria a las condiciones de trabajo para las que se les diseñó. Es indispensable, para obtener una evaluación acertada, que de cada diseño alternativo se expresen sus datos de proyecto, las condiciones límite a las que responderán satisfactoriamente y los efectos y consecuencias que deberán esperarse bajo condiciones de trabajo mas severas.

En el análisis económico de las alternativas, el costo total a valor constante, se comparará para tener una primera orientación sobre la mejor alternativa, sin embargo, las condiciones económicas por las que atraviesa el país y las políticas nacionales de inversión, en el momento de la evaluación, pueden en un momento dado obligar la adopción de una alternativa diferente de la de menor costo total. Solo como ejemplo, desde 1981 la situación financiera de México, ha obligado a limitar al máximo el uso de sus recursos monetarios y por ello, las decisiones de inversión pública recaen preferentemente sobre las soluciones de menor costo inicial.

Es obvio decir que en la preparación de los aspectos económicos de la evaluación y particularmente en la selección de alternativas, debe hacerse participar a expertos de reconocida capacidad en economía y finanzas públicas.

En términos generales, cualquiera que sea el caso, las limitantes económicas y financieras son finalmente los facto

res decisivos en la selección de la alternativa más conveniente de entre las varias que desde el ángulo de la ingeniería son igualmente correctas.

Al entrar en la planeación de la infraestructura portuaria, las primeras obras a resolver son: los rompeolas, el canal de acceso, la dársena de ciaboga y los primeros muelles y sus correspondientes tramos de dársena, que son necesarios para iniciar la operación del puerto, tal como lo establece la estrategia de inversión propuesta en párrafos anteriores.

A continuación, expondremos algunos temas interesantes relativos a los trabajos para la evaluación de rompeolas y de canales.

ROMPEOLAS

Cada proyecto alternativo debe, para su evaluación, exhibir muy claramente las limitaciones que tiene; por ejemplo, las condiciones de oleaje y de viento a partir de las cuales debe suspenderse la entrada o salida de barcos o suspenderse las operaciones de carga de los barcos atracados en cada muelle del puerto; otra limitación sería señalar las características de ola para las que se diseñó la estructura del rompeolas así como los daños que razonablemente pueden esperarse y su valor, cuando sea atacado por oleajes mayores.

Para puntualizar lo anterior, podría hablarse sobre la altura del coronamiento sobre el nivel del mar; puede dársele una que solo sea rebasable por el oleaje que estadísticamente se presenta cada 10 mil años y también puede adoptarse como dato, el oleaje que se presenta cada 100 años.

En cada caso puede llegarse a la solución correcta que impedirá el rebasamiento por los oleajes menores correspondientes. La siguiente pregunta inmediata es el costo de cada solución, la respuesta solo podrá tener valor para decisión si se enfrenta al costo de las consecuencias de los rebasamientos en uno y otro caso.

En los ejemplos extremos que se citaron, podría llegarse a conclusiones, también para ilustrar, como las siguientes: para la primera alternativa tendremos un puerto donde prácticamente nunca tendrán que suspenderse las operaciones de los barcos en el puerto, ni el rompeolas u otras estructuras durante su vida, sufrirán daño alguno; la segunda alternativa significará que cada año, durante x número de días, los barcos tendrán que suspender operaciones por el efecto directo de las olas que rebasan, mas un número de días adicionales en que algunas áreas del puerto presentarán agitaciones indeseables para oleajes menores que penetran por las secciones del rompeolas, que previsiblemente se degradarán (si se trata de un rompeolas de enrocamiento), ese número de días es el necesario para repararlas.

En el primer caso no habrá consecuencia económica alguna, y en el segundo, tendrían que computarse, durante el lapso de la vida útil que se decida dársele al rompeolas, el costo de la reparación de las degradaciones que previsiblemente se producirán cada vez que se presenten oleajes mayores que los de diseño según su recurrencia, mas el costo de las estadías de los barcos inactivos, que en número y en tamaño variarán en el tiempo según los pronósticos de tráfico; y por último sumar, en un extremo de exigencia que pudiera justificarse en casos muy contados, las consecuencias de interrumpir las operaciones de los barcos, costo que generalmente sería muy difícil de cuantificar razonablemente, pues

sería el costo para el usuario del puerto, por los retrasos en recibir o enviar sus mercancías.

Enfrentar el costo del rompeolas con las consecuencias de los rebasamientos, que tienen un costo, y agregar a éstos el costo de las reparaciones, es entrar al cálculo del costo de los proyectos alternativos a valor constante.

Evidentemente, en el cálculo del costo a valor constante, está implícito el diseño estructural del rompeolas tanto en el costo inicial como en el cómputo del costo de las reparaciones y mantenimiento.

Siguiendo sobre los rompeolas de enrocamiento, las características de la estructura mas significantes para estos propósitos de evaluación son la pendiente del talud exterior y el tamaño de los elementos de la coraza: primero, porque definen la magnitud de los daños esperados y por tanto el costo de su reparación, y, segundo, porque influyen en forma importante en el costo inicial.

Sobre el arreglo en planta de los rompeolas, y acorde con el propósito de esta plática, de comentar en forma general sobre los criterios de la planeación, podríamos decir que el primer paso en este diseño sería determinar si para el caso es deseable y por supuesto rentable, disponer de un antepuerto, es decir, crear al abrigo directo de los rompeolas una zona amplia donde puedan disponerse muelles y contar con un fondeadero. Los muelles que generalmente se construyen en antepuertos así logrados, son los destinados a los barcos de gran calado que previsiblemente arribarán al puerto. Esto es particularmente aplicable cuando hablamos de los puertos concentradores, los especializados y los puertos industriales.

La decisión a este respecto debe ser nuevamente una comparación en dos campos: el económico y el de la seguridad como ya se señaló en párrafos anteriores.

Para determinar si las dársenas de gran profundidad resulta más económico crearlas tierra adentro de la línea de costa o al abrigo directo de los rompeolas, habría que hacer las siguientes consideraciones: en el primer caso una limitante sería es la disponibilidad de suficiente tierra de bajo precio, de características adecuadas para dragarse a bajo costo. En el segundo caso, el costo de los rompeolas será la limitante de importancia, ya que, en general, serán de mayor longitud.

Al realizar los ensayos de las alternativas de trazo de los rompeolas, tanto en el modelo físico de laboratorio, como en el modelo matemático, va a definirse el grado de tranquilidad que cada una de ellas puede proporcionar en las zonas características del puerto, de esa manera se dispondrá de una visión de conjunto de los efectos que causen mover orientaciones y las posiciones de los morros.

Es evidente que entre dos soluciones que proporcionen la misma operatividad al puerto, deberá elegirse aquella que presente mayor seguridad y mayor eficiencia.

En este capítulo la decisión se habrá de tomar sobre el costo de construcción y la operatividad que cada alternativa proporciona al puerto. Es muy importante por consiguiente definir con claridad la forma como se manejará en la evaluación el concepto de la operatividad, dada la diversidad de variables que concurren en el problema.

Consideremos que los rompeolas estarán sujetos al ataque de oleajes de diversas direcciones, cada una tiene sus

propias características de altura de ola y frecuencia, y por tanto, para cada dirección, el rompeolas va a lograr tranquilidad de diversas formas en el interior, es decir, para cada oleaje se registrará una tranquilidad de diferente característica.

Para cada dirección de oleaje puede determinarse una operatividad, es decir el número de días del año en que puede esperarse que la agitación dentro del puerto, se mantiene a niveles dentro de los límites para permitir las diversas operaciones de los barcos. Ahora bien, como ya se dijo, cada sitio dentro del puerto presentará en un momento dado agitación de magnitud distinta de los demás sitios y por otra parte cada sitio tiene prescrito su propio límite permisible de agitación. Quien analiza el problema elegirá para el análisis, los sitios mas característicos, que podrían ser: el canal de acceso entre los morros y algún otro punto de éste que se considerara de interés, la dársena de maniobras y los muelles cuya posición resulte ser interesante de acuerdo con lo revelado en el modelo hidráulico.

Cuando ya se cuenta con la agitación que cada oleaje produce en cada punto, haciendo intervenir la información estadística de recurrencia de cada una de las direcciones durante el año, puede determinarse el porcentaje del tiempo en el que puede operarse en cada punto, o sea la operatividad en cada sitio del puerto. El problema ahora, es cómo manejar estos datos para llegar a comparar en términos económicos las obras propuestas contra la operatividad que puede esperarse de ellas.

El ingeniero Antonio Moreno ha estudiado el problema y ha logrado plantear un enfoque que le ha permitido llegar a resultados valiosos. Básicamente el ingeniero Moreno plantea el concepto de inoperatividad (el número de

días en que no puede operarse durante el año, expresado en%) que combinado en alguna forma con el costo de la estadía de los buques afectados, conduce a valorar el costo de la inoperatividad, o, usando un término objetivo, el "daño" que puede esperarse de cada alternativa, esto es, la contrapartida del beneficio que logra cada una de ellas.

El concepto de la inoperatividad es valioso porque puede caracterizar a cada alternativa sumando el efecto que producen cada uno de los oleajes estudiados, en cada uno de los sitios importantes del puerto.

La evaluación de alternativas propiamente dicha, la plantea el ingeniero Moreno sobre la comparación a precios constantes, del costo total de cada alternativa considerado éste como la suma del costo estimado de la obra mas el costo de inoperatividad correspondiente, calculada como el costo de los buques-día inactivos. La actualización de costos habrá que calcularla a un horizonte consistente con los datos estadísticos que han venido usándose a lo largo del trabajo de proyecto, sin embargo, la tasa de actualización está sujeta a incertidumbre en situaciones económicas del mundo como la actual. Esto, mas la incertidumbre en situaciones económicas del mundo como la presente, mas la incertidumbre que implica por las mismas razones estimar el costo de las estadías de los buques, y agregando la imprecisión que necesariamente se tiene al estimar el costo de los rompeolas en esta etapa del trabajo, son las consideraciones que hace el ingeniero Moreno para optar por un análisis de sensibilidad con el que presenta las soluciones favorables para los rangos en que se mueve el costo de inoperatividad representado como ya se dijo, por el costo por buque-día inactivo. El resultado obtenido es una muy valiosa herramienta de decisión por cuanto a que muestra el escenario en que se mueven las alternativas en forma muy objetiva.

El procedimiento se ha aplicado también para guiar el trabajo de ensayos de alternativas en laboratorio consiguiendo mayor eficiencia de los modelos.

Las hipótesis adoptadas en este procedimiento, no disminuyen su valor, en todo caso la precisión de sus resultados es del mismo orden que se ha podido alcanzar en el resto del diseño de las obras marítimas, que está medida por el avance que se vá logrando en la investigación del oleaje y de sus efectos.

El ingeniero Moreno ha accedido a presentar como parte de estos apuntes un documento que preparó para el efecto, en el que presenta el avance de su trabajo.

El último tema que valdría la pena comentar entre los criterios básicos de la planeación y diseño de la infraestructura marítimo portuaria serían los anchos del canal de acceso y de las dársenas de operación y las amplitudes de la dársena de maniobras y de otras áreas como los fondeaderos de refugio.

La reiteración de los conceptos básicos de la planeación a largo plazo, resulta pertinente en este punto, porque es en el diseño de las obras que ahora comentaremos, donde quizá mayor importancia tenga su observancia.

Una planeación portuaria no puede ser a corto plazo; es obligadamente a largo plazo por la magnitud de las inversiones involucradas y principalmente por las consecuencias que conlleva la creación y el desarrollo de un puerto en el ámbito regional, en el nacional y hasta en el internacional. Por tanto, insistimos, debe planearse previendo el desarrollo a largo plazo para dimensionar de modo que quede garantizada la expansión del puerto sin ningún

obstáculo, sin embargo, también debe tenerse presente que el diseño permita programar el proceso de la ejecución de las obras, racionalizando el uso de los recursos económicos y financieros.

El ancho del canal de acceso es función del tráfico que manejará el puerto. Los pronósticos de carga y en su caso los del desarrollo industrial, darán una orientación en este aspecto. El volumen máximo que puede pronosticarse es el que se tomará en cuenta, pero quedan otras consideraciones que deben hacerse intervenir.

Dentro de ese tipo de consideraciones adicionales están los imprevisibles como puede ser el futuro de las dimensiones de los barcos: ¿triunfará la idea de aumentar la capacidad a base de aumentar la relación manga/eslora? ¿continuará la tendencia a lograr mayor capacidad aumentando el calado?. También estaría la incertidumbre del desarrollo industrial: ¿predominarán en el puerto industrial, o en la región, las industrias que requieren aprovisionarse por vía marítima de grandes volúmenes de materia prima?. El puerto debe estar preparado para cualquier tendencia que tomen éstas y otras eventualidades.

Todavía sin comentar el aspecto económico, sino atendiendo a prever la máxima expansión del puerto, viene la selección del barco de proyecto y la decisión de si debemos prever que el puerto llegará a manejar un tráfico tal que se presente el caso de barcos navegando en las dársenas y en el canal de acceso en los dos sentidos simultáneamente; este es el caso de puertos con movimientos de unso 200 millones de toneladas anuales en adelante, Rotterdam maneja del orden de 350 millones al año. Este rango significa que cada hora entra un barco y sale uno, tráfico que no es fácil manejar. Es obvio que a mayor tamaño del barco y a mayor tráfico

considerado vamos a una bocana mayor y consecuentemente en los más de los casos, a un aumento de costo en los rompeolas y sin duda a un aumento en los dragados, si a esto agregamos el renglón seguridad que también nos hará ampliar la bocana, nos vemos frente a un problema que vale la pena analizar, otra vez, económicamente.

Un enfoque bastante objetivo será el comparar la diferencia entre el costo total a precios constantes durante la vida del puerto, de las obras ajustadas a mínimos razonables y el costo total y a precios constantes de las diseñadas con los criterios de amplitud mencionados, esta diferencia, contra el costo total, también a precios constantes, que representará la remoción de obras construidas que obstaculizarían la ampliación del canal, en ancho o en profundidad, al necesitarlo las nuevas exigencias de servicio. En este análisis, el costo total de la alternativa "amplia" se vé beneficiado porque la construcción del canal se irá ejecutando por etapas a lo largo de la vida del puerto como ya se comentó.

Estas reflexiones que se aplican igualmente a la planeación de cualquiera de las obras de infraestructura portuaria, se agregan a las que explícita o implícitamente se han expuesto en esta plática para sustentar el criterio que se considera básico, de dimensionar con la amplitud suficiente para que el puerto en ningún momento y bajo ninguna circunstancia se vea impedido de crecer para cumplir con eficiencia y oportunidad su papel de impulsar del desarrollo regional y nacional.

Tomando la definición genérica, CONTAMINACION es la acción de ensuciar, manchar, infiltrar inmundicias en un medio mantenido en su estado natural.

Haciendo una aproximación hacia el medio ambiente, contaminación es todo aquello que viene a alterar las condiciones de equilibrio de la Naturaleza.

La contaminación de la Biosfera o sea el espacio de nuestro planeta donde se desarrolla la vida, es decir la tierra, el agua y el aire, se ha venido produciendo desde que han existido concentraciones humanas que han alterado el balance ecológico, mismo que se hace más notorio en la medida que los núcleos de población son mayores o las distancias entre éstos se reduce.

Sin embargo, los diferentes elementos que se encuentran en las zonas habitables viene a constituir su defensa misma por su capacidad de asimilación, descomposición y transformación.

Las primeras manifestaciones en el cambio de la Ecología se presentaron cuando el hombre de pescador y cazador eminentemente nómada, cambio sus costumbres a sedentarias, volviéndose agricultor, para lo cual requirió talar y quemar áreas que dedicó al cultivo.

Pasaron muchos miles de años para que el efecto de las poblaciones afectaran sensiblemente el ambiente que las rodeaban; no fue sino hasta el siglo XIX cuando empezó a desarrollarse la industrialización, que los pequeños talleres artesanales se convirtie

ron en grandes fábricas cuyos desechos por su continuidad y cantidad, empiezan a afectar las zonas aledañas en primera instancia, ampliándose su radio de acción en la medida que el medio ambiente ya no es capaz de aceptar los nuevos elementos sin cambios substanciales.

La contaminación puede ser de dos tipos:

- a) Química que puede iniciarse en cualquiera de los tres elementos principales de la biosfera: aire, tierra o agua, a través de descargas industriales, urbanas o productos para la agricultura.
- b) Física, producida por alteraciones térmicas, acústicas, ópticas, etc.

En el siglo XVIII por ejemplo, la gente de las ciudades europeas se quejaba de los ruidos que en ciertas áreas producían los artesanos y los animales domésticos. Ahora en esas mismas poblaciones los habitantes tienen que soportar el ruido de los aviones a reacción 500 veces al día (en algunas horas del día casi cada minuto), 10 veces más fuerte que el del metro al llegar a una estación.

En el pasado, durante la revolución industrial en los inicios de las teorías económicas, tanto socialistas como capitalistas susdefensores, solo pensaron en elevar el nivel de vida y no la calidad de la misma.

La contaminación a niveles preocupantes se inició en la Europa - del siglo XIX, esto es, en aquellos países que inician en una forma masiva la industrialización para la conquista de mercados de gran capacidad económica, pero de tardío desarrollo industrial. Posteriormente, este fenómeno se presenta en Estados Unidos.

Aunque se diga que en los países subdesarrollados o dicho en forma menos brusca, en los países en vías de desarrollo no es preocupante el fenómeno de la contaminación, parece ser que puede tener mayores consecuencias por ser áreas de experimentación de productos nuevos que ponen en práctica las potencias industriales o productos que por sus efectos altamente nocivos, ya han sido retirados en sus países de origen, pero en los países de menor desarrollo, continúa su uso con cierto disimulo.

En un país en vías de desarrollo por su bajo índice educacional, le toma más tiempo a sus Gobiernos hacer conciencia en las grandes mayorías con gran poder contaminante y escasa capacidad de cooperación, para establecer programas tendientes a lograr el convencimiento de la población para que ésta si no es posible que evite la contaminación, cuando menos que se disminuya a niveles manejables.

En algunos países han logrado con éxito, que los habitantes depositen en recipientes cerrados sus desechos domésticos, y en lugares expofeso; no fumar en lugar público, disminuir la intensidad de los ruidos o evitar hacerlos a horas inconvenientes;

abolir el uso del claxon en los vehículos, etc.

Esto, en México aún estamos muy lejos de lograrlo, aunque las campañas cívicas de continuar, alcanzarán los resultados ya obtenidos en otras naciones.

Es por esto que aunque se opine que en los países de desarrollo incipiente la contaminación no es importante, hay que tomarlo con las reservas del caso.

Atmósfera		Biocidas Sustancias radioactivas Productos de combustión
Mar	Utilización del subsuelo marino	
	Barcos	Accidentes
		Operación
		Descargas
Tierra		Vía indirecta (lluvia-viento)
		Vía directa

FUENTES PRINCIPALES DE LA CONTAMINACION

Si se observa detenidamente, los agentes contaminantes que se dispersan en el aire o en la tierra, los primeros por efectos meteorológicos, caerán a la tierra y/o al agua y los segundos, a través de sus cuencas tributarias, a aguas tierra adentro y después mediante las corrientes de los ríos hasta las planicies costeras y finalmente al mar, afectándose en un principio solo las aguas próximas a la costa; pero al aumentar los volúmenes de producto y con éstos las concentraciones, se va afectando el mar a considerable distancia de la playa, según se han encontrado vestigios.

El peligro de la contaminación de las aguas principalmente las marinas, que se han considerado como fuente inagotable de alimento para la humanidad, es el de volverse una masa de agua sin vida, transformándose mientras llega a esa etapa, en veneno no solo por sí misma, sino a través de la fauna que en ella vive, como lo demuestran las enfermedades que se transmiten mediante la ingestión de mariscos y pescados, como puede ser la hepatitis, el tétanos, el cólera, intoxicación por mercurio, etc.

El problema de crecimiento demográfico y el de la contaminación van unidos, presentándose más acentuadamente en aquellos de mayor nivel económico.

Se puede citar como ejemplo el cálculo realizado, en el cual si los 7 000 millones de habitantes que se estima tenga el mundo en el año 2 000, tuvieran el nivel de vida de la población de los Estados Unidos, el índice de contaminación sería 10 veces superior-

al actual.

La contaminación cualquiera que sea el medio que afecte inicialmente, tiene gran importancia. Así por ejemplo, el hablar de un aire puro tiene su razón de ser, ya que si se toma como medida de comparación el kilogramo, nuestros pulmones filtran diariamente 15 kgs. de aire atmosférico, mientras que solo absorbemos del orden de 2.5 kgs. de agua y alrededor de 1.5 kgs. de alimentos. Por tanto, la pureza del aire que respiramos es de vital importancia para nuestra higiene física y mental.

No era una preocupación al inicio del presente siglo, el dictar medidas para prevenir la contaminación; si bien se hacían esfuerzos aislados o prohibiciones locales, dan indicio de que ya se preveía que si tal afectación se llevaba a cabo con demasiada frecuencia e intensidad, que no permitiera a la naturaleza recuperarse, podría ser de serias consecuencias. Tal es el caso en la actualidad, y los esfuerzos ahora se han multiplicado por las naciones, existiendo un foro donde a nivel mundial se pretende implantar normas en beneficio más que todo de las generaciones venideras.

CONTAMINACION ATMOSFERICA:

Se podría definir como la presencia de una substancia extraña que es susceptible de provocar efectos perjudiciales o de crear molestias. Los rangos o parámetros que se impongan son variables y dependerán de los patrones que los adelantos de la cien -

cia fijan en ese momento.

Las sustancias extrañas o agentes contaminantes pueden estar en estados líquido, sólido o gaseoso, que estando en suspensión en la atmósfera, pueden ser sus fuentes principales:

- 1) Los procesos industriales que a pesar de las medidas preventivas, son el principal agente.
- 2) Las combustiones domésticas e industriales que producen humos, polvos y óxido de azufre.
- 3) Los vehículos de motor con emanaciones de óxido de carbono, plomo, óxido de nitrógeno, etc.

En Estados Unidos, por ejemplo, casi el 60% en peso de los agentes contaminantes de la atmósfera, se deben a vehículos de motor.

Los más importantes contaminantes del aire que nos rodea, son el dióxido de azufre, el gas carbónico, el monóxido de carbono, los hidrocarburos gaseosos, debidos a la mala combustión de los hidrocarburos líquidos, el plomo, los fluoruros, los óxidos de nitrógeno, etc.

El smog ahora tan generalizado en algunas de las grandes capitales del mundo, cuyo nombre se forma de las palabras inglesas smoke y fog, está constituido por los aerosoles de ácido sulfúrico, producto de la transformación del dióxido de azufre o gas sulfuroso, bajo ciertas condiciones de humedad en el ambiente.

Como estadística sobre los agentes contaminantes, en 1966 en Es-

tados Unidos, los vehículos descargaron a la atmósfera 200 000 toneladas solamente de plomo; los silicatos están presentes en los alrededores de las fábricas de cemento y los óxidos de hierro en las zonas siderúrgicas.

Con respecto a las partículas de polvo que se precipitan cuyo tamaño oscila entre 10-20 micras, solo una parte de ellas, las mayores, pueden ser retenidas por las fosas nasales; el resto llega hasta los pulmones. Esto es muy importante desde el punto de vista cuantitativo, ya que se han hecho mediciones en capitales industrializadas, como por ejemplo, Londres y Osaka en donde se depositan anualmente 276 y 390 toneladas de partículas de polvo, por kilómetro cuadrado, respectivamente.

Bajo condiciones de mismo número de habitantes y un orden semejante de industrialización, puede existir diferente grado de contaminación en núcleos de población. Esto se debe fundamentalmente a las condiciones geográficas totalmente locales, mismas que pueden generar cambios meteorológicos que incrementan o minimizan los efectos de la contaminación.

Tal es el caso de la Ciudad de México que por localizarse arriba de los 2 000 m. sobre el nivel del mar y circundada por montañas, se dificulta el cambio del aire en la mayor parte del año, por lo que un gran número de días, anualmente la atmósfera es grisácea por la cantidad de vehículos que circulan dentro del Valle de México y las industrias que se han avecindado.

De donde se infiere que corrientes de aire de cierta magnitud y - la temperatura, son los mejores difusores de los agentes contami- nantes.

La radiación solar interviene en la formación de nitratos de pera- cilo, detectados por primera vez en la atmósfera de Los Angeles, Calif., debidos a complejas reacciones fotoquímicas; son substan- cias irritantes que causan daños a la vegetación.

Las enfermedades más comunes debidas a la contaminación atmosféri- ca son: bronquitis, asma y efisema.

La contaminación atmosférica no sólo daña al hombre, sino a anima- les y plantas.

La Organización Mundial de la Salud estableció hace algún tiempo- un cuadro con las concentraciones límites para el ser humano, en- el que se fijan cuatro índices de pureza del aire:

Nivel I.- La concentración y duración del agente contaminante está por abajo de los límites que afecta directa o - indirectamente la salud física y mental.

Nivel II.- Se refiere cuando la concentración y duración de la contaminación tienen valores que incitan los órganos de los sentidos, hay efectos nocivos en las plantas, se reduce la visibilidad o se presentan algunos - otros efectos desfavorables.

Nivel III.- Cuando se alcanzan valores que propician alteracio-

nes en los sistemas fisiológicos u ocasionando en -
fermedades crónicas o producir la muerte prematura.











NIVEL IV.- En este nivel habrá enfermedad aguda o muerte prema -
tura de los grupos vulnerables de la población.

Ahora, no solo se afectan las personas, los animales y las plan -
tas, sino también, el tesoro artístico de los países representa -
dos por sus edificios y monumentos históricos atacados por los hu -
mos y los ácidos, siendo especialmente grave el problema de la -
"sulfatación" de las piedras calizas. Por lo que para mantener -
los limpios de agentes contaminantes y prolongarles su rápidamen -
te intemperizada vida, es necesario realizar enormes inversiones -
con regular frecuencia.

Un contaminante que podría poner en peligro toda la biosfera es -
el dióxido de carbono o gas carbónico que en solo este siglo ha -
aumentado su proporción en el aire en un 15%, debido al incremen -
to del tráfico aéreo y la potencia de los reactores gigantes. Di -
cho aumento podría llegar a producir, según los especialistas, un
recalentamiento de la atmósfera terrestre.

Los principales agentes de la contaminación son los enumerados en
la siguiente tabla:

Los diez principales agentes de contaminación

1	dióxido de carbono		Principalmente se origina en los procesos de combustión de la producción de energía, en la industria y de la calefacción doméstica. Se cree que la acumulación de este gas contribuye a aumentar considerablemente la temperatura de la superficie terrestre, y ocasionar cambios geoclimáticos y ecológicos.
2	monóxido de carbono		Lo producen las combustiones incompletas, en particular las de siderurgia, los hornos de petróleo y los vehículos de motor. Algunos científicos afirman que este gas altamente nocivo puede afectar a la estratosfera.
3	dióxido de azufre		El humo proveniente de las centrales eléctricas, de las fábricas, de los automóviles y del combustible de uso doméstico, contiene a menudo ácido sulfúrico. El aire así contaminado agrava las enfermedades del aparato respiratorio, corroe los árboles y los edificios de piedra caliza y afecta también a algunos textiles sintéticos.
4	óxidos de nitrógeno		Producidos por los motores de combustión interna, los aviones, los buques, los motores, el uso excesivo de fertilizantes, los incendios de bosques y las instalaciones industriales. Forman el smog de las grandes ciudades y pueden ocasionar problemas respiratorios, entre ellos la bronquitis de los recién nacidos.
5	fosfatos		Se encuentran en las aguas de cloaca y provienen, en particular, de los detergentes y de los fertilizantes químicos utilizados en exceso, así como de los residuos de la explotación de animales. Los fosfatos constituyen uno de los factores principales de la contaminación de los lagos y ríos.
6	mercurio		Lo producen la utilización de combustibles fósiles, la industria cloro-álcalica, las centrales de energía eléctrica, la fabricación de pinturas, los procesos de laboros de minas y de refinación y la preparación de la pasta de papel. Constituye un grave agente contaminador de los alimentos, especialmente de los que provienen del mar, y es un veneno cuya acumulación afecta al sistema nervioso.
7	plomo		La fuente principal de la contaminación de plomo es una materia antidetonante del petróleo, pero también contribuyen a ella las fundiciones de ese metal, la industria química y los plaguicidas. Se trata de un tóxico que afecta a las enzimas y altera el metabolismo celular, acumulándose en los sedimentos marinos y en el agua potable.
8	petróleo		La contaminación es causada por la extracción del producto frente a las costas, su refinación, los accidentes de los buques petroleros y la evacuación que se efectúa durante el transporte. Causa daños desastrosos en el medio: destruye el plancton, la vegetación y las aves marinas y contamina las playas.
9	DDT y otros plaguicidas		Incluso en concentraciones extremadamente bajas son muy tóxicos para los crustáceos. Dado que se los utiliza preferentemente en la agricultura, al ser acarreados por las aguas causan la muerte de los peces, destruyen su alimento y contaminan la alimentación del hombre. También pueden producir cáncer. Como su utilización reduce algunas especies de insectos útiles, contribuye a la aparición de nuevas plagas.
10	radiación		En su mayor parte se origina en la producción de energía atómica, la fabricación y ensayo de armas de este tipo y los buques de propulsión nuclear. Es de gran importancia su uso en la medicina y la investigación científica, pero a partir de cierta dosis puede ocasionar tumores malignos y mutaciones genéticas.

En buena parte la contaminación atmosférica se disminuiría en forma notable, si los sistemas de transporte colectivo proliferan y se volviera a la electricidad como energético, en la medida de lo posible.

CONTAMINACION TERRESTRE:

Se refiere a la que se presenta en aquella parte de la Tierra que no está bajo las aguas del mar.

Los agentes contaminantes provienen de:

- 1.- En primera instancia, la precipitación de aquellos que se encuentran en la atmósfera de los que ya se han hecho comentarios.
- 2.- Los productos de desecho doméstico. Las sociedades de consumo, con grandes concentraciones de población adoctrinadas por la propaganda y la publicidad a la adquisición de bienes de consumo algunas veces innecesarios, pero que se compran principalmente por su presentación atractiva, propician una gran cantidad de desechos, tanto en peso como en volumen.

CONSTITUYENTE	CONCENTRACION, ppm		
	ALTA	MEDIA	BAJA
SOLIDOS TOTALES	1.200	700	350
Sólidos disueltos	850	500	250
" fijos	525	300	145
" volátiles	325	200	105
Sólidos en suspensión	350	200	100
" fijos	75	50	30
" volátiles	275	150	70
MATERIA DECANTABLE (ml/l)	20	10	5
DBO	300	200	100
DQO	1.000	500	250
NITROGENO (como N)	85	40	20
" orgánico	35	15	8
" amoníaco libre	50	25	12
" nitritos	0	0	0
" nitratos	0	0	0
FOSFORO TOTAL (como P)	20	10	6
" orgánico	5	3	2
" inorgánico	15	7	4
CLORUROS (l)	100	50	30
ALCALINIDAD (l) (como CO Ca)	200	100	50
ACEITES Y GRASAS	150	100	50

Tomando nuevamente como ejemplo a los Estados Unidos de donde se tiene información estadística, hasta 1945 la producción de desechos oscilaba entre 1 y 1.2 kg. por habitante por día. Actualmente, se calcula que el peso medio de dichos desechos es superior a los 2 kgs. por habitante y por día; considerando que dichas cifras aumentan en un 3% anual en peso y en un 2% en volumen en el mismo lapso.

Pero la contaminación terrestre no se limita a los desechos domésticos, sino también, por ejemplo, a los cementerios de vehículos que se localizan en las proximidades de los centros de población, cuyo crecimiento ya es considerable. Si se considera que sólo en 1964, en Estados Unidos y Canadá fueron abandonados alrededor de 6 millones de automóviles, sin que se hiciera nada por reciclar los materiales, ya es de pensarse.

Los vertederos de basura o mejor conocidos como basureros municipales, es otro grave problema a que se enfrentan la mayor parte de las poblaciones del mundo, ya que su reciclaje o su transformación en abonos orgánicos tienen un alto costo que no todos los gobiernos locales están dispuestos a subvencionar tales operaciones; por lo que la práctica común es la de utilizar grandes extensiones de terreno con cierta proximidad a las poblaciones, donde se deposita la basura para que en forma natural se vaya paulatinamente biodegradando (solo aquellas que tienen esa capacidad) para con el tiempo, irse asimilando a los terrenos.

Uno de los principales problemas que se generan con los tiraderos de basura son los focos de atracción de roedores, insectos, que se transforman en vehículos de enfermedades, principalmente intestinales, amén de la contaminación del paisaje.

De estas acumulaciones de basura, por medio de las lluvias y si el terreno es permeable, son transportadas mediante corrientes subterráneas, luego ríos superficiales, un número importante de sustancias que a su paso van efectuando cambios negativos en la ecología del sistema, hasta su depósito final en las aguas del mar.

Los plaguicidas tienen su origen al tratar de combatir plagas que se han desarrollado al haberse afectado el medio ambiente por el hombre con la agricultura, que modificó el equilibrio ecológico - haciendo desaparecer algunas especies, tanto de plantas como de insectos, que mantenían el equilibrio con otras que al desaparecer, incrementaron su número de forma tal, que hubo que proceder a su exterminio o control cuando menos, mediante productos químicos (plaguicidas) que cada vez son más potentes y tienen un uso más difundido.

El sulfato de cobre fue de los primeros plaguicidas utilizados en la agricultura, especialmente para combatir las plagas de la vid, el cual a caído en desuso por haberse descubierto otros mucho más efectivos.

Uno de los más difundidos y eficaz, es el dicloro-difenil-tricloroetano mejor conocido como D.D.T. desarrollado en tiempo de la Segunda Guerra Mundial y utilizado para combatir el tifus y el paludismo, plagas que en algunos países están totalmente erradicadas.

Entre los plaguicidas de síntesis, además del D.D.T. ya mencionado, se encuentran el H.C.H. (hexaclorociclohexano) y su isómero el Lindano, el DNOC (dinitroortocresol) y algunos otros.

La producción mundial de estos plaguicidas que ha ido en constante aumento rebasa actualmente el millón de toneladas, cifra que en el futuro próximo se superará con creces.

Si bien, los insecticidas han hecho un gran bien a la Humanidad al haber desterrado enfermedades que diezaban al mundo desde hace siglos, la utilización desmesurada en grandes extensiones del planeta, ahora revierte su efecto nocivo contra el mundo, al reducir algunas especies de insectos que controlaban en forma natural a otras, contribuyendo por ello a la aparición de nuevas plagas.

Además, los residuos de los insecticidas con las lluvias, son arrastrados hacia corrientes subterráneas o superficiales que dañan seriamente la vida de estas aguas y sus alrededores, a tal grado, que pueden hacer desaparecer totalmente la fauna; mientras eso sucede, ésta puede convertirse en tóxica para la salud

del hombre u otros dependientes de esa cadena alimenticia.

Un ejemplo reciente es lo ocurrido en Huelva, España en el coto de Doñana en 1973, en donde por el uso de insecticidas en cantidades no controladas, se produjo la muerte de 40 000 aves de uno de los santuarios de aves considerado como una de las reservas biológicas más importantes de Europa.

El D.D.T. por tener la característica de ser prácticamente no biodegradable, sus concentraciones son acumulativas y ya se encuentra en cantidades peligrosas en el tejido adiposo de muchos animales. Se estima que el 25% del D.D.T. producido en la actualidad alcanza a llegar al mar, principalmente, a través de las corrientes de agua.

Las dosis del D.D.T. que el hombre puede resistir van desde 0.004 mg/kg/día con la cual no tiene efectos que dañen su salud física ni mental y de hecho es la cantidad que el conjunto de la población de los Estados Unidos absorbe, hasta 16-286 mg/kg/día, en donde las personas sufren de intoxicación y vómitos y en algunos casos convulsiones.

Pasaremos por alto la contaminación mediante las guerras químicas, biológicas y radiactivas no porque su magnitud no merezca especial atención, sino porque es infucio que algunas naciones se empeñen afanosamente en mejorar las condiciones de vida, cuando otras por aspectos comerciales, sin piedad, destruyen con pleno-

conocimiento de causa de los efectos y precisamente por eso, millones de hectáreas con el propósito de eliminar toda posibilidad de vida y lograr sus propósitos. Sin embargo, algunas veces los agentes destructores pierden su efectividad ante la voluntad férrea de los pueblos.

Aunque para fines del tema de la contaminación del mar pareciera oficioso mencionar todo lo anterior, no hay que olvidar que de todos los agentes contaminantes de la atmósfera, la mayor parte se precipita en el mar y lo que se deposita en tierra es arrastrado hacia el mar conjuntamente con los productos contaminantes de ésta que no alcanzó a absorber.

CONTAMINACION DEL MAR:

La definición más aceptada de contaminación del mar se puede enunciar como sigue:

"Introducción por el hombre en forma directa o indirecta de substancias o energía dentro del ambiente marino (incluidos los estuarios), con el resultado de efectos nocivos tales como perjuicios para los recursos vivientes, peligros para la salud humana, obstáculos para las actividades marinas (incluida la pesca), empeoramiento de la calidad para el empleo del agua de mar, y reducción de las posibilidades de esparcimiento".

Hace más de 1 500 millones de años aparecieron en el mar las primeras formas de vida, habiendo en la actualidad más de 300 000 especies vegetales y más de un millón de formas animales, conser

vadoramente.

Ofreció alimento variado desde que el hombre hizo su aparición en la tierra, y es sustento de núcleos de población asentados en la línea de costa de los continentes.

El mar funcionando como regulador térmico mundial, gracias a su capacidad calorífica, nos protege de cambios radicales de temperatura. Su fluidez y movilidad permiten la oxigenación de sus profundidades y que todo lo que lo constituye esté en permanentes ciclos vitales.

Es una parte fundamental en el ciclo hidrológico, indispensable para que la lluvia mantenga los ríos con el flujo necesario para la vida.

Asimismo, el océano asimila los excesos de carbono que se requieren desperdiciar para mantener nuestro ritmo de progreso.

Pero en la actualidad, el mar se ha convertido en un vertedero de petróleo, residuos industriales, residuos de poblaciones ribereñas, residuos arrastrados por los ríos en sus escurrimientos desde las partes altas hasta el mar, así como de las lluvias ácidas.

El gran peligro de la contaminación del mar es el que la trama alimentaria de las especies, rompa su equilibrio, ya de por sí inestable y empiecen a desaparecer en forma importante algunas de ellas.

De esta situación ya hay indicios, por ejemplo, en Estados Unidos, donde la quinta parte de los bancos de crustáceos están contaminados y 10 especies de peces no son aptas para el consumo humano por su contenido de mercurio, entre ellos se puede citar el pez espada.

De los efluentes que ocurren a los mares los que producen mayores daños son:

- 1) Los plaguicidas
- 2) El petróleo y sus derivados
- 3) Los detergentes
- 4) Aguas negras sin tratar
- 5) Metales pesados
- 6) Sólidos en suspensión
- 7) Residuos térmicos

Difícilmente se puede establecer una prioridad entre la nocividad de los agentes contaminantes ya que dependiendo de su concentración, podrán adquirir relevancia unos con respecto a otros, dependiendo del lugar en las costas.

De los contaminantes a los que se les ha dado mayor importancia sobre todo por su espectacularidad es al petróleo y sus derivados.

Los accidentes ocurridos al "Torrey Canyon", "Policomander", "Urquiola" son algunos de los buques que han derramado miles de

toneladas de petróleo al mar. El "Torrey Canyon", por ejemplo, derramó poco más de 100 000 toneladas de petróleo crudo; sin embargo, el total de los derrames que en forma sistemática se vierten al mar anualmente, equivale a 50 cargas similares, amén de los accidentes que año con año se presentan, siendo más contaminante el petróleo crudo que los productos destilados, ya que éstos en su mayor parte se pierden por evaporación.

La decisión de efectuar la limpieza de la zona de derrame del "Torrey Canyon", (Cornualles, Inglaterra), mediante detergentes no biodegradables, trajo como consecuencia la disminución de numerosas especies vivas con lo que se alteró el equilibrio ecológico, dando lugar a la proliferación excesiva de algas.

No obstante, las industrias y ciudades vierten al día millones de toneladas de residuos, metales pesados tóxicos, con una toxicidad inmediata superior al derrame de hidrocarburos. La tabla siguiente podría ser un típico efluente industrial,

Parámetro	Unidad de medida	Concentración a no sobrepasar en más del	
		50 % de muestras	10 % de muestras
Grasas y aceites	mg./l.	1,0	2,0
Turbidez	UJT	50,0	75,0
pH	Unidades pH	entre 6,0-9,0 en todo momento	
Cadmio	mg./l.	0,5	1,0
Cromo total	mg./l.	1,5	3,0
Cobre	mg./l.	0,5	1,0
Plomo	mg./l.	7,5	15,0
Mercurio	mg./l.	0,05	0,10
Níquel	mg./l.	5,5	11,0
Plata	mg./l.	0,025	0,05
Zinc	mg./l.	3,5	7,0
Arsénico	mg./l.	3,0	6,0
Cianuros	mg./l.	5,0	10,0
Cloro residual total	mg./l.	1,0	2,0
Compuestos fenólicos	mg./l.	0,5	1,0
Amoniaco (como nitrógeno)	mg./l.	40,0	60,0
Hidrocarburos clorados	mg./l.	0,003	0,006
Toxicidad	ut	7,5	10,0

Las descargas de las plantas termoeléctricas cuando lo hacen en -
radas o ensenadas, cuyo movimiento de las aguas es de poca magni-
tud y los fondos son someros, se puede llegar a cerrar el ciclo -
cuando menos en ciertas épocas del año, incrementándose de manera
inconveniente la temperatura de las aguas afectando a la ecología
del lugar.

Las aguas residuales urbanas alcanzan hasta 600 lts/persona/día,
lo que equivale a 50 kgs. de materia sólida al año por habitante.

Un derrame de petróleo con una concentración del 0.1% en contacto
con el agua entre 6 y 12 horas, hace daños irreversibles en la fo-
tosíntesis de las algas por la capa aislante que se les forma.

En cambio los moluscos resisten la acción del petróleo en concen-
traciones superiores al 1% y dejan de ser aprovechados en forma -
comestible, a partir de dosis superiores a 100 mg. de petróleo -
por metro cúbico de agua.

Las aves al posarse en el agua para alimentarse ven impregnar su
plumaje que les imposibilita el vuelo sobreviniendo su muerte.

El efecto de la contaminación por sustancias químicas, en el ca
so de los detergentes bien sea por vertido industrial, doméstico
o para fines de limpieza de las aguas por derrames de petróleo, -
produce una película en la superficie que impide la transmisión-
de la luz y la oxigenación del agua.

Los biocidas, plaguicidas o insecticidas, fundamentalmente para-

- 22 -

la agricultura, el D.D.T. y el B.C.P. (Difenil Policlorinato) -,
arrastrados por el agua hasta el mar, por ser moléculas estables,
no se biodegradan siendo acumulativo su efecto.

En las aves marinas se han notado alteraciones nerviosas, de las
hormonas sexuales, o la no asimilación del calcio como lo ha mani-
festado la producción de huevos con cascarón muy frágil.

Con respecto al hombre, éste puede asimilar hasta 0.01 mg. de -
D.D.T. por kilogramo de peso sin que le produzca alteraciones no
tables; el peligro existe por su poder de acumulación.

Los metales pesados (mercurio, plomo, aluminio, cadmio, arsénico,
zinc, hierro, etc.) son también fuertes contaminantes de las zo -
nas portuarias, las que son receptoras de residuos metálicos ver-
tidos accidental o voluntariamente.

La enfermedad de Minamata recibe este nombre de la aldea japonesa
de la misma denominación, en donde en 1956 se produjo un envenena-
miento por mercurio al ingerir peces contaminados por este metal,
debido a los residuos de algunas fábricas de acetaldehído. La -
transformación del mercurio en metilmercurio soluble en el agua, -
facilitó su asimilación por los peces pasando sus efectos a las -
personas que los ingirieron.

La contaminación bacteriológica del mar en su mayor parte es de -
origen humano.

Un adulto excreta en promedio 300 gr/día que se traducen en 200 -

a 300 lts. de agua residuales por día.

En estas aguas van entre 200 y 500 millones de bacterias por litro, de las del tipo escherichia coli y entre 10 y 20 millones por litro de estreptococcus fecales, además de la salmonella o gérmenes de cólera, etc.

Contra la contaminación bacteriana existe el poder antiséptico de algunas algas que eliminan los elementos patógenos, así como organismos micro y macro depredadores bacteriófagos.

La agitación del mar y la insolación, ayudan a la depuración del mar.

Los moluscos (ostras, mejillones, ostiones), por la cantidad de agua que filtran (10 a 20 lts./día) pueden captar gran cantidad de bacterias de enfermedades, tales como la hepatitis, el cólera y el tifus.

La salmonelosis se puede contraer por la simple ingestión de algunos tragos de agua contaminada.

Enfermedades de la piel se contraen por las arenas sucias. De ahí la conveniencia de su remoción para su debido aireamiento.

Concientes de que la contaminación del mar existe, hay que establecer una secuencia de acciones.

- 1) Detectarla
- 2) Tomar las medidas convenientes

3) Evitar su repetición

Los métodos de detección de un agente contaminante dependerá de la naturaleza del mismo:

- a) Hidrocarburos
- b) Otros productos

En el caso de los hidrocarburos salvo que se produjeran efluentes en procesos de refinación, próximos a la costa, los buques tanque suelen derramar producto accidental o intencionalmente mar adentro, normalmente muy alejados de la costa, lo que se manifiesta en manchas superficiales, siendo su forma más común de detección la fotografía infrarroja y el radar que registra diferencias en las condiciones de la superficie del mar, mostrando una menor agitación en la zona afectada por la mancha de petróleo.

Asimismo, la contaminación debida a trabajos de perforación en el mar o a rotura de tuberías en operación, es fácilmente detectable por estos métodos.

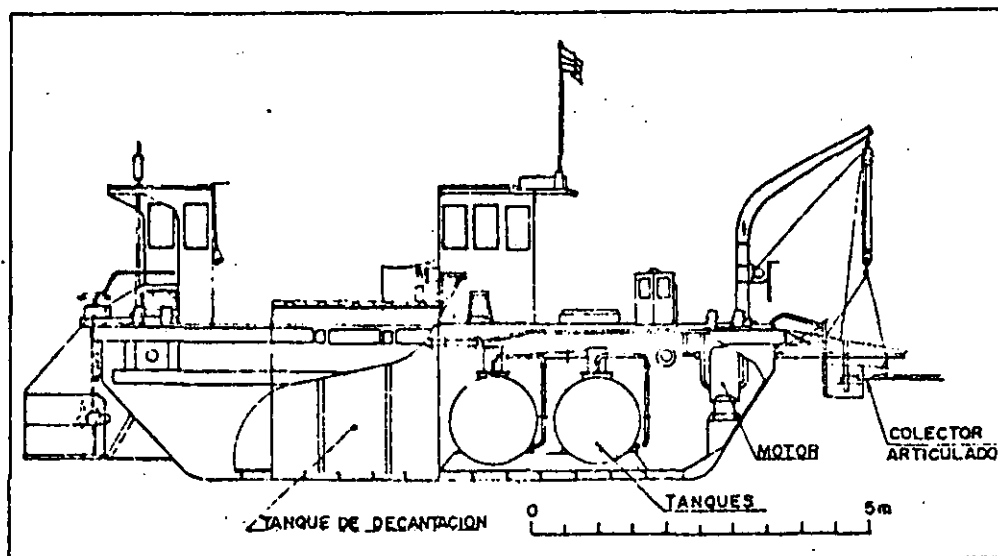
Próximamente se utilizarán los satélites artificiales para este servicio, donde será posible localizar el derrame, su evolución, así como las rutas de los buques causantes de las mismas.

Cuando se trata de contaminación por productos diferentes a los hidrocarburos, se usan parámetros físicos, químicos y biológicos que se utilizan como indicadores cualitativos y cuantitativos de la contaminación, cuyas mediciones será necesario realizarlas in-

situ y de preferencia con la ayuda de laboratorios móviles.

Una vez detectada la contaminación, dependiendo del tipo de la misma se tomarán las medidas más adecuadas, según las circunstancias.

Si fuera petróleo y las condiciones meteorológicas así lo permitieran, lo más conveniente es limitar el derrame mediante algún auxiliar físico, pudiera ser una barrera flotante que lo contenga y una vez controlado usando una serie de sistemas comerciales, como pueden ser: barredoras, paja, fibra de vidrio y sílice, fuego, etc., se tratará de retirar el petróleo del agua. De no ser posible, este sistema por la magnitud del derrame, se tendrá que recurrir a detergentes biodegradables, para evitar que los efectos secundarios de éste sean más perjudiciales que el petróleo mismo.



ESQUEMA DE UNA BARREDORA DE PETROLEO

Si la contaminación se debiera a otros productos, generalmente es más difícil eliminarla; por lo que una vez detectada y analizadase definirán las medidas preventivas a tomar, tanto para fines recreativos como alimentarios.

Para evitar que tales hechos se repitan habrá que implementar medidas que van desde soluciones totalmente locales hasta convenios internacionales.

Se hacen esfuerzos (no en todos los países), principalmente en aquellos cuya industrialización produce gran cantidad de residuos peligrosos en tomar las medidas preventivas en los lugares donde se origina la contaminación, ya que su tratamiento resulta más económico que si deja que se diluya. Por ejemplo, es más fácil y económico tratar un efluente industrial antes de entrar a una corriente fluvial que si se quiere tratar todo el caudal aguas abajo.

En las poblaciones costeras, bien sean de recreo, de actividades pesqueras o debido a un asentamiento industrial, sus aguas de desecho se deben tratar en plantas depuradoras hasta que su análisis dictamine que su vertido al mar no causará daños a la ecología.

Generalmente el envío de las aguas tratadas hacia el mar se realiza mediante un emisor submarino a suficiente distancia, mar adentro en donde será necesario tomar en cuenta entre otras co

sas:

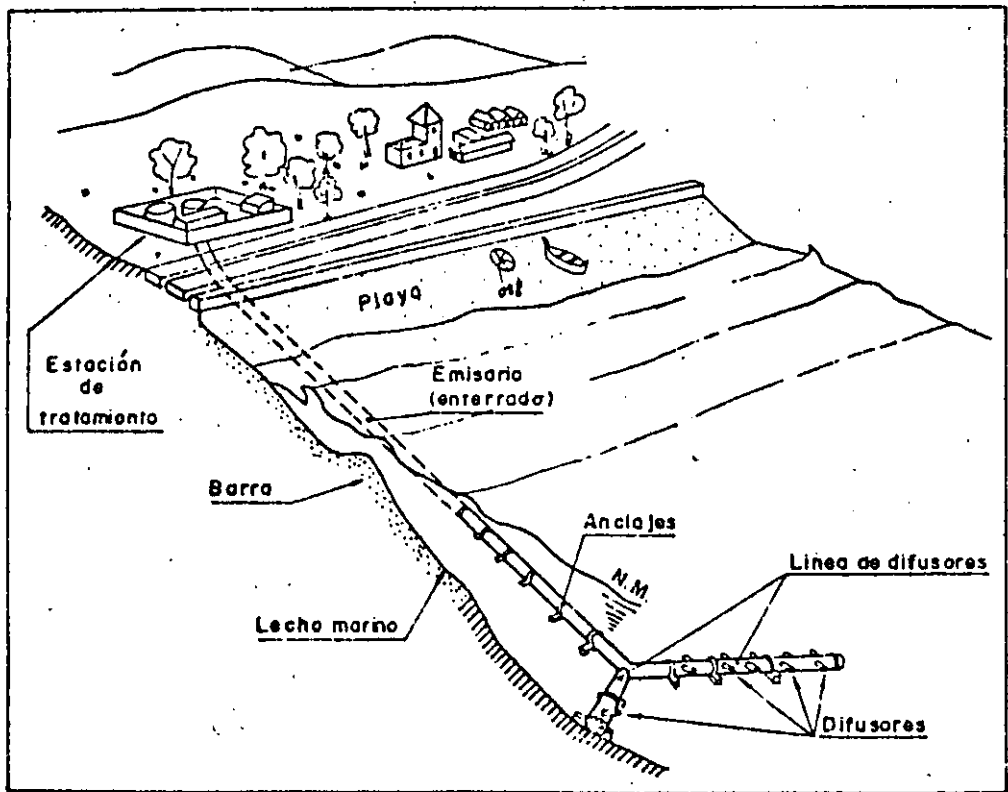
- a) Longitud del emisor
- b) Número de tubos del emisor
- c) Diámetro de los tubos
- d) Velocidad del efluente en el emisor
- e) Material de los tubos y sus características.
- f) Cimentación y anclaje de los tubos
- g) Profundidad de vertido
- h) Distancia de vertido
- i) Longitud de los difusores
- j) Diámetro de los difusores
- k) Disposición de los difusores
- l) Distancia entre difusores
- m) Velocidad del efluente en los difusores
- n) Difusor final
- o) Sección total de difusores

Para el diseño de todo lo anterior, serán necesarios los siguientes datos:

- a) Naturaleza del efluente
- b) Número de habitantes
- c) Caudal vertido
- d) Tipo de tratamiento
- e) Naturaleza del fondo y perfil submarino
- f) Vientos
- g) Corrientes

- i) Oleaje
- j) Uso de la zona
- k) Forma de la costa
- l) Flora y fauna

El siguiente sería el esquema de un emisor:



Los derrames de petróleo en el mar ocasionados por las embarcaciones, bien sean buques tanque o para otro uso, pueden ser accidentales o durante su operación, siendo los primeros por causas generalmente no previstas y los segundos debido a descargas sistemáticas de los residuos de petróleo, bien sean de consumo propio del barco o de su cargamento, achique de sentinas, aguas negras, etc.

De todos los barcos que navegan los petroleros bien sea accidentalmente o durante sus operaciones, toman el 81.5% de los derrames y el 18.5%, la operación de otros buques (Fuente: IMCO-1973).

Para poder saber a qué se deben los derrames operativos de los buques tanque, primero será necesario conocer la forma en que usualmente se transporta el petróleo.

Los buques tanque, petroleros o buques cisterna, transportan el petróleo bajo cubierta en un casco sencillo, dividido en compartimentos mediante mamparos transversales en número suficiente para hacer 7 secciones sensiblemente de misma capacidad y 2 mamparos longitudinales que dividen cada sección en tres tanques, siendo el central del doble de capacidad que cada uno de los laterales.

Lo anterior, además de darle rigidez estructural al casco, permite un mejor manejo de la carga y una adecuada distribución de esfuerzos en la embarcación, sobre todo cuando son hidrocarburos de diferentes calidades o son varios los puertos de descarga.

En su viaje de regreso a la terminal de carga, el buque tanque -

presentaría condiciones desfavorables para su navegación, al tener una gran obra muerta expuesta al viento lo que no le permitiría maniobrar con seguridad, sometiendo a esfuerzos inconvenientes toda su estructura.

Por tanto es necesario, que el barco se lastre de alguna manera compatible a su forma de operación (por bombeo), utilizando para tal fin agua de mar que ocupará los mismos tanques en donde en el viaje anterior, iba la carga, es decir, el petróleo.

Según las condiciones prevalecientes, podrá requerir el 30%, incluso hasta el 60% de su capacidad de transporte.

Este gran volumen de agua ahora contaminada con aceite, será necesario desalojarlo para cargar petróleo nuevamente.

Antiguamente y aún en la actualidad si no hay adecuada vigilancia, el agua contaminada cuya concentración de petróleo puede oscilar entre 0.1% y 3% (según mediciones realizadas aquí en México), es arrojada al mar con las inherentes consecuencias a la Ecología.

Para evitarlo, uno de los procedimientos más frecuentes que se sigue es el "Load on top" (cargar sobre) adoptado por el 80% de la flota mundial, consistente en la separación a bordo del agua y el petróleo vertiendo al mar el agua hasta el límite que empiece a acusar vestigios de petróleo. Esta operación se va realizando tanque por tanque, utilizando para la limpieza de los mismos, relictos con agua caliente que deprenden los restos de petróleo adhe-

rido a las paredes, continuando el procedimiento antes esbozado..

Una vez concentrado todo el producto en un solo tanque y limpio - el resto de los compartimentos, el barco navegará de regreso con lastre limpio que descargará a las instalaciones de tierra. Si el puerto no tuviera tanques para recibir el producto concentrado en uno de los tanques del barco, se permite cargar encima de dicha mezcla. De ahí el nombre de "Load on Top".

Otra forma es la de descargar el agua totalmente contaminada con los residuos de crudo, a instalaciones complejas en tierra que separarán el agua del petróleo vertiendo el agua al mar, cuando el contenido de petróleo es igual o menor a 15 partes por millón. No todas las terminales del mundo cuentan con este tipo de facilidades.

La otra forma a la cual se pretende llegar a nivel mundial, si los países que intervienen (entre ellos México) logran firmar el Convenio Internacional para Prevención de la Contaminación del Mar por los Buques. (MARPOL), 1973 y su Protocolo de 1978, consiste en contar dentro del mismo barco con tanques específicos que nunca estén en contacto con el petróleo y que sólo se llenarán de agua limpia en los viajes de regreso, vaciándolos cuando el buque tanque cargue producto.

Este método conocido como de "lastre segregado", quizás sea la solución más segura (operativamente hablando) de evitar derrames -



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

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS

P L A N E A C I O N

ING. JUAN VALERA ADAM

SEPTIEMBRE, 1985.

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM

CURSO: PROYECTO Y CONSTRUCCION
DE OBRAS MARITIMAS

TEMA: CONCEPTOS GENERALES PARA
LA PLANEACION PORTUARIA

SEPTIEMBRE DE 1985.

ING. JUAN VALERA

INTRODUCCION

Se presentan enseguida comentarios y conceptos que en su conjunto pretenden ser un prólogo a los temas específicos que constituyen este curso. Por tanto haremos señalamientos de carácter general y comentaremos sobre los criterios de tipo conceptual asociados a la planeación del puerto, criterios en los que debe prevalecer el papel del puerto como factor decisivo del desarrollo de la región en que está enclavado.

En una primera parte nos ocuparemos de la planeación general, de los aspectos que deben tenerse en cuenta en el proceso de determinar el sitio para la ampliación de un puerto existente que se ve requerido para atender un volumen mayor de servicios o bien, para asentar un nuevo puerto. Comentaremos los aspectos físicos, los políticos y sociales y los económicos que ineludiblemente inciden en la selección del sitio mas conveniente. Incursionaremos después en los aspectos de criterio mas general para planear el dimensionamiento de las obras de infraestructura marítimo portuaria en las que los conceptos de seguridad y eficiencia son fundamentales.

ALGUNOS ANTECEDENTES

La evolución de los puertos a través de la historia, los ha llevado a ser promotores del desarrollo. En el tiempo en que se inició el comercio utilizando las rutas marítimas, se crearon puertos que eran solo el apoyo de esa actividad; posteriormente se crean puertos en los que pudieran embarcarse los recursos naturales de que disponía en sus colonias los países conquistadores y por supuesto, desembarcar los productos manufacturados que enviaban a ellas. En la era industrial surgen desarrollos portuarios formados por instalaciones que las propias industrias construyen para su servicio propio y que al compartir una misma porción de costa o de río

se organizan como puertos en donde, por supuesto, también con viven algunas instalaciones para el servicio público.

La planeación de los puertos va haciéndose obliga da cuando el desarrollo del conjunto puerto-ciudad llega a niveles conflictivos, el puerto tiende a buscarse nuevas áreas, que generalmente coinciden con las que la ciudad reclama para crecer, en donde pueda asegurar la expansión a la que se ve obligado para atender, en volúmenes cada vez mayores, los servicios a la carga y a los transportes marítimos y terrestres; ya no depende solo de los comerciantes de la ciudad, de las industrias que le dieron origen o de los yacimientos de recursos naturales; su influencia se ha extendido tierra adentro y vive en competencia con otros puertos que pueden servir a los mismos tráficos. La competencia se dá sobre la reducción de los costos finales para el usuario a través de disminución de tarifas, de nuevos ser vicios o técnicas de mayor eficiencia, o aliándose, para dar servicios en paquete, con los diferentes modos de transporte.

La situación se acentúa en las últimas décadas; el desarrollo del transporte presenta nuevas características, y exige la creación de puertos con mayor amplitud en las áreas marítimo portuarias, con instalaciones capaces de atender el rápido desarrollo tecnológico de los barcos y del manejo de mercancías; y finalmente, disponiendo de grandes áreas terres tres que ofrecen a las industrias, las que a su vez, buscan la proximidad inmediata a los diferentes modos de transporte y a los servicios que les son indispensables.

En este escenario, surge el nuevo concepto de los puertos industriales que van creándose para participar mas eficientemente en la cadena del transporte a la vez que parti cipando en el desarrollo industrial, y constituyéndose en una posibilidad para atender propósitos de interés nacional, como

es desarrollar zonas rezagadas, favorecer la desconcentración urbana de zonas congestionadas, o bien, crear las condiciones propicias para el asentamiento de industrias y de las actividades económicas que estas inducen, para fomentar el crecimiento del producto interno a gran escala.

CONCEPTOS PARA LA PLANEACION GENERAL

La planeación de un nuevo puerto, es el caso mas general en cuanto a la selección de sitio y a las condiciones que debe cumplir en cuanto a su destino; un caso menos general para la planeación serían las ampliaciones a puertos existentes; en este caso, están dados, entre otros, los factores que determinan la localización de nuevas áreas para el puerto y los factores que definen los alcances territoriales de su influencia: su posición respecto a los centros de producción o de consumo y los aspectos comerciales, sociales y políticos característicos en su entorno.

Un puerto nuevo va a crear un nuevo esquema económico, político y social a través de una transformación mas o menos rápida de las características que presenta la zona en el momento en que se selecciona, dentro de ella, el sitio de un asentamiento.

Por tratar lo más general, elegimos el caso de un nuevo puerto para hablar sobre los aspectos mas relevantes que atenderá la planeación y que pueden agruparse por una parte los aspectos físicos, y por la otra los sociales, económicos y políticos

LOS ASPECTOS FISICOS

Pueden considerarse como los principales aspectos físicos a resolver, los marítimos y/o fluviales y los de las áreas terrestres, que entre sí no son totalmente independientes.

Entre los aspectos marítimos, el requerimiento primordial es la posibilidad de disponer o de crear áreas protegidas, con la suficiente tranquilidad de las aguas para permitir las operaciones del barco y de su carga y descarga; el otro requerimiento de gran importancia por el peso que llega a tener en el análisis económico, es el de los costos del mantenimiento de la profundidad, que llevan a la consideración de los problemas de azolve.

Es interesante señalar que en ambos temas, los avances en los procedimientos de construcción y equipos de mayor productividad, y los avances en la investigación de los fenómenos hidráulico-marítimos, han permitido el aprovechamiento de áreas de tierra de muy baja o nula productividad como tales y por consiguiente de muy bajo precio. Es ahora posible dragar en ellas las dársenas del puerto totalmente libres de azolves, contrariamente a la necesidad que hace algún tiempo había de reducir los volúmenes de dragado aprovechando profundidades existentes ya sea en ríos o en cuerpos de agua influenciados por ellos, aportadores de sedimentos siempre. Por otra parte se ha hecho mas accesibles la creación de dársenas exteriores que permiten a bajo costo disponer de grandes profundidades cercanas a la costa; también se ha ampliado el rango en que es económico crear suelo ganando áreas al mar; la construcción de islas o de puertos frente a la costa, en profundidades del orden de 20 metros y mayores en algunos casos, ha llegado a ser económicamente factible gracias a equipo y procedimientos altamente productivos.

El planeador dispone así de un número amplio de posibilidades para aprovechar las mejores condiciones en cuanto a condiciones del fondo marino, corrientes, oleaje, vientos, accesibilidad de los barcos, eliminación de azolves y aprovechamiento de tierras improductivas de bajo costo.

Las áreas terrestres tienen un gran peso en la evaluación de alternativas, una selección acertada liberará al puerto de un futuro conflictivo para su expansión. Son frecuentes los casos de puertos operados muy eficientemente, situados ventajosamente, pero que están estrangulados por la ciudad, la que a su vez podría desarrollarse en las áreas que ocupa el puerto.

Tampico y Veracruz son dos ejemplos: en el primero fué necesario sacrificar el parque de beisbol para poder disponer de un patio para contenedores cuya eficiencia es discutible por la distancia al muelle y porque la ruta que ha de seguir el equipo no es franca; en Veracruz sucede algo semejante. Sin embargo es necesario decir que en ambos casos, lejos de considerarse soluciones criticables, son las salidas únicas para el desarrollo de los servicios del puerto. Pudiera también citarse a Marsella en donde las adecuaciones a las áreas y procedimientos del puerto no eran suficientes para mantenerse en la competencia y creó en 7 000 ha., sus nuevas áreas (FOSS) a veinte kilómetros, aprovechando por cierto áreas prácticamente inutilizables para otro propósito productivo y por supuesto de bajo costo de adquisición.

La consideración de estas situaciones indican la necesidad de planear el nuevo puerto dotándolo de terrenos suficientes para su desarrollo a largo plazo. Sería imperdonable crear un puerto sin dotarlo de todas las posibilidades de expansión de áreas y de servicios.

En un paréntesis, cabe aquí tratar sobre lo que para la planeación de puertos puede considerarse largo plazo, y solo para formarse idea vale la pena preguntarse: ¿En cuánto tiempo se impuso el contenedor al grado de obligar al puerto a crear áreas despejadas a cualquier costo? puede considerarse que en quince años la fisonomía portuaria había cambiado por esta razón.

¿En qué plazo los barcos alcanzaron las proporciones que ahora son comunes? En la primera mitad los cincuentas, los Liberty (del rango de 10 000 TPM) eran la marca, en los setentas ya navegaban portacontenedores de 30 000 TPM, graneleros de 200 000 TPM y buques tanque de 500 000 TPM.

No es predecible la forma que tomará el desarrollo pero es indiscutible que la tendencia es el crecimiento. El aumento del tráfico continuará y con él la actividad económica. Es aceptable pronosticar también que la velocidad del crecimiento también irá en aumento.

Estas consideraciones indican que se acorta el plazo para llegar a la obsolescencia o a la reforma de las instalaciones portuarias y por tanto a reducir el horizonte considerado como largo plazo.

En contraposición, la infraestructura marítimo portuaria básica, requiere de inversiones altas cuya recuperación no puede planearse en plazos menores de cincuenta años; encima, su vida es mucho mayor: un rompeolas de talud por ejemplo, aún degradado sigue siendo una protección, su reparación siempre tiene un costo mínimo comparado con la inversión inicial y por tanto su vida útil podría considerarse ilimitada.

Esta otra consideración indica, en sentido contrario que el horizonte del largo plazo es muy amplio.

El largo plazo al que debe referirse la planeación portuaria parece razonable considerarlo en el rango de 50 a 80 años.

Otro tema, que surge como interrogante al enfrentar la tarea de planear un puerto, es la extensión territorial suficiente para resolver la expansión a largo plazo.

A reserva de las consideraciones que haremos mas adelante sobre este muy importante aspecto, resultan útiles las siguientes cifras para tener una idea preliminar: para un puerto industrial es conveniente una reserva de 7 a 10 000 has.; una reserva, también para el largo plazo, de 2 a 3 000 has. es razonable para un puerto comercial.

Todavía dentro de la macroplaneación del puerto, debe darse atención a las posibilidades de acceso económico a las redes nacionales de carreteras y de ferrocarriles, la proximidad a un aeropuerto es valiosa. Las posibilidades de abastecimiento de agua, las de suministro de energía eléctrica y de energéticos son de particular importancia si se trata de un puerto industrial.

Para cualquier tipo de puerto es indispensable atender las posibilidades de protección contra inundaciones así como las de evitar aportaciones de azolve acarreado por las corrientes superficiales que concurran al sitio. El estudio cuidadoso de la hidrografía, y de la geología de la cuenca para identificar y ponderar esas posibilidades, es de suma importancia en la macroplaneación; sus conclusiones pueden llegar a cancelar alguna alternativa propuesta.

La protección del medio ambiente es otro factor de decisión para el planeador. No puede soslayarse el hecho de que está manejándose la creación de centros de trabajo y frecuentemente la creación de centros de población o cuando menos el desarrollo de los existentes en la zona, así que el estudio del impacto ecológico que producirá la transformación del sitio y después el mantenimiento de condiciones óptimas del medio ambiente, tendrá que verse con un interés que va mas allá del cumplimiento de la legislación vigente o de tratados internacionales, las condiciones de vida del hombre está de por medio.

Concatenado con lo anterior, la planeación básica

tendrá en cuenta las posibilidades del manejo de los efluentes generados por el propio puerto, y aquí deberá de examinarse toda la información disponible y las exploraciones relativas a corrientes, batimetría general y características físicas del agua en la región, que permitan la identificación preliminar de las posibilidades y las condiciones para aceptar los efluentes en el mar, esto es particularmente importante cuando se trata de efluentes industriales.

La información geológica de la región y del sitio, revela frecuentemente desventajas económicas de consideración al evaluar los aspectos de dragado y de cimentación de las obras de infraestructura, y en su caso de las industriales, así como del aprovisionamiento de materiales de construcción: un sitio en donde pueda disponerse de roca a costo accesible para construir los rompeolas, tendrá ventaja apreciable sobre otro en donde obligadamente tendría que acudirse a los elementos artificiales.

Las condiciones sísmicas y de viento suelen tener también peso en la evaluación para la selección de sitio.

Algunos otros factores físicos podría ser necesario considerar en casos específicos.

La evaluación de los sitios analizados, por lo que toca a los factores físicos, conviene hacerla cualitativamente por una parte y por otra parte considerando los costos estimados todavía al nivel de la fase de la planeación, la macroplaneación, en que nos encontramos. No sería congruente tratar de manejar costos puntuales cuando hasta este punto, la selección de sitio, se han manejado la información zonal y exploraciones de tipo general. Recordemos que una vez seleccionado el sitio, es obligatorio entrar a la investigación que habrá de confirmar o no los datos preliminares.

Como ejemplo de evaluación cualitativa, podríamos hacer referencia al cuadro de calificaciones que sirvió para la selección de sitio en el estudio del Programa de Puertos Industriales.

<u>C o n c e p t o</u>	<u>P u n t o s</u>
Acceso marítimo	5
Tenencia y uso de la tierra	5
Posibilidades de expansión del puerto industrial	5
Facilidades de acceso de trabajadores y empleados a los centros de trabajo	5
Integración y compatibilidad con el sistema regional	4
Integración al desarrollo actual de la industria en la zona	4
Riesgo de inundaciones	4
Suministro de materias primas	3
Combustible y energía eléctrica	3
Agua potable	3
Problemas de cimentación	3
Impacto ecológico	3
Contaminación y eliminación de aguas residuales	3

Esta evaluación cualitativa no podría ser válida para comparar zonas, solo lo es para los sitios en una misma zona.

Paralelamente, como ya se dijo, se realizará la evaluación económica en la que se harán intervenir factores de evaluación de las alternativas, como el costo por hectárea habilitada, la estimación de la inversión en dragado de construcción, o el de las conexiones a las redes carretera y ferroviaria, calculado sobre el costo prevalente por kilómetro y todos ellos, por supuesto sobre los trazos preliminares.

LOS ASPECTOS SOCIALES Y POLITICOS.

La mención en segundo término de los aspectos sociales y políticos que concurren en la planeación, en ninguna forma significa que pretenda dárseles menor importancia. Por lo contrario, no haberles dado la importancia que revisten, ha sido la razón del fracaso de no pocos proyectos.

Los fenómenos sociales presentes y los que se generarán por virtud de la ampliación de un puerto o por la creación de otro, son muy numerosos y muy complejos, por ello es aconsejable la participación de especialistas en la materia a lo largo de todo el proceso de la planeación y después, durante la instrumentación del proyecto. Solo para los propósitos de esta exposición, pueden mencionarse los dos que siguen:

* El que surge cuando no se ha resuelto oportunamente el asentamiento de la población que llegará al sitio. Es imperativo ofrecer a niveles satisfactorios, los medios y las posibilidades para que las personas a las que se planteará la alternativa de empleo, puedan disfrutar de condiciones de vida adecuadas y atractivas. Resolver con toda anticipación este problema, es evidentemente importante cuando el proyecto que se maneja lleva el propósito de desarrollar zonas deprimidas, o el de favorecer la desconcentración de otras sobrepobladas. No puede descuidarse ninguno de los capítulos de la planeación urbana, es tan importante la casa como contar con la escuela, el hospital, la iglesia, las diversiones y los servicios de todo tipo.

* El aumento súbito de la población y después sus variaciones bruscas provocadas por las etapas de la construcción masiva, se traducen en problemas sociales y políticos muy serios que son, previsibles y solucionables en buena medida si se toman en cuenta desde la planeación.

Puede citarse, como un caso ilustrativo, la construcción de la Siderúrgica Lázaro Cárdenas-Las Truchas y del puerto allí mismo, en donde tardíamente empezaron a aplicarse medidas correctivas, lo que ocasionó que se presentaran fenómenos como los que se citan adelante:

Originalmente la población en el sitio, lo que era la congregación Melchor Ocampo, era de unas 1 000 personas; en 1960 los entonces ya municipios Lázaro Cárdenas y La Unión, la zona directamente involucrada, tenía 18 000 habitantes, en 1970 había 37 500 efecto de las primeras obras de desarrollo (Presa La Villita). La obra realizada en la Siderúrgica y el puerto en los tres primeros años, requirió el empleo en un momento dado de unas 12 000 personas y un aumento de la población consecuente, a unas 75 000 personas en 1977 concentradas principalmente en Lázaro Cárdenas, Guacamayas y La Mira. Se presentaron problemas de habitación y de abasto con el siguiente aumento incontrolado del costo de la vida, y se presentó también, ante un cambio tan súbito y radical, la lógica falta de capacidad del gobierno local para controlar el fenómeno y para prestar los servicios de todo tipo que requería una población creciendo al ritmo de duplicarse en siete años. Al terminarse la primera etapa de la planta, el desempleo de una gran cantidad de gente trajo consigo un aumento en la criminalidad, que pudo llegar a ser de gran magnitud de no ser porque una gran parte de los desocupados no había perdido su arraigo en sus lugares de origen, a donde regresaron sin mayor problema.

Cuando se inició la segunda etapa de la Siderúrgica, y estaban en construcción varias plantas industriales de importancia y también se construía la infraestructura del puerto industrial, los problemas fueron mucho menores; la conurbación de los tres centros de población, estaban ya mejor equipados, y si bien puede considerarse que no se habían cumplido totalmente los programas, los problemas sociales y políticos no fueron de la magnitud que lo que fueron entre 1971 y 1975.

La población de la conurbación ha seguido creciendo mayormente en las áreas que se previeron para ello; ya no depende este crecimiento poblacional solo de las obras de construcción de la infraestructura del puerto industrial y de las industrias, ya que hay también una vida económica propia generada por la propia conurbación; en 1984 la población llegaba a 110 000 habitantes.

Este ejemplo ilustra la importancia que debe darse en la planeación a los problemas sociales y políticos, y también demuestra el valor que tiene la dotación oportuna y amplia de tierras específicamente reservadas y protegidas para garantizar el desarrollo sano de la población en el largo plazo.

LOS ASPECTOS ECONOMICOS

Aunque es evidente, vale la pena enfatizar que solo la cuantificación de los beneficios económicos que producirá el proyecto es la que finalmente decide su realización. Aquí nuevamente es indispensable la participación de expertos de primer nivel en el trabajo total de la planeación de un puerto nuevo o de la expansión de un puerto, y después durante la instrumentación del proyecto.

La planeación de los aspectos económicos se inicia por el estudio de viabilidad del proyecto, es decir, por la determinación del beneficio que se obtendrá al ampliar un puerto existente o al crear uno nuevo, y la comparación con su costo. Si se trata de ampliar un puerto, el estudio tomará en cuenta los pronósticos de crecimiento de la carga con las debidas salvedades y provisiones a que obliga una actividad tan ligada a la eventualidad puesto que depende de un intrincado juego de intereses comerciales internacionales. Si se trata de un nuevo puerto industrial cuyo éxito depende de que se asiente en él la industria y además manejar un volumen adecuado de carga, el planeador tendrá que acudir, además de

a los pronósticos de carga, a los planes de desarrollo del país y al análisis de las tendencias mundiales del desarrollo.

El problema se amplía cuando hay que estudiar la viabilidad de un proyecto mediante el que se trata de resolver un problema regional o nacional como es el caso del Programa de Puertos Industriales que como ya es conocido, participa en las soluciones para que el crecimiento demográfico y el industrial se dé en las costas y no se superponga en las áreas ya densamente ocupadas de nuestro país.

Resulta interesante citar la técnica que los economistas mexicanos utilizaron en el análisis económico del Programa de Puertos Industriales ante: 1.- pronósticos de carga con un grado de exactitud poco satisfactorio, puesto que están vinculados a determinantes del comercio internacional y al desarrollo de la economía mundial, ambos factores prácticamente imprevisibles, 2.- la forma impredecible en que se han desarrollado los puertos industriales exitosos en varios países del mundo, y 3.- ante la muy poco precisa respuesta que es posible dar a la interrogante de cuáles serían los niveles de inversión industrial en los diversos plazos, los que a su vez irían marcando el paso de las inversiones en infraestructura, posteriores a la inicial, que corresponde a las obras indispensables para permitir el arranque del funcionamiento de cada puerto industrial del programa.

La justificación inobjetable se obtuvo por la vía de comparar la inversión en los proyectos, contra la cuantificación de lo que costaría a la nación, en los diferentes plazos, no contar con ellos. No contar con ellos significaría no tener otra salida que continuar construyendo el país sobre los esquemas de deseconomías y desperdicio que representan las concentraciones exageradas en regiones sobre los mil metros de altura sobre el nivel del mar, alejadas de la costa.

en donde debe asentarse en el futuro todo el crecimiento demográfico e industrial del país.

El análisis financiero es otro motivo de atención en la planeación, a través de él se identifican los montos de los recursos que a diferentes plazos serán necesarios para la ejecución del proyecto, identificando así mismo las fuentes de las que se obtendrán y finalmente la forma de recuperación de la inversión.

La planeación financiera que resulta de este análisis, es una valiosa guía para el desarrollo del puerto en su totalidad; no debe perderse de vista que el puerto debe cumplir con los propósitos nacionales para los que fué creado sin olvidar que también debe lograr la recuperación de la inversión que la nación hizo en su infraestructura. Este criterio de recuperación de la inversión es el que, al observarse, puede garantizar el desarrollo y el manejo sano del puerto, única forma de alcanzar las metas básicas que le toca alcanzar dentro del desarrollo regional y nacional.

La estrategia de inversión, parte de la financiera, en los puertos de nueva creación, debe seguir dos criterios básicos:

1.- La inversión inicial, totalmente a cargo de la nación en nuestro medio, debe restringirse a lo que requiera la infraestructura indispensable para permitir el arranque del puerto, la iniciación de su operación con eficiencia y con seguridad, tales que su prestigio y la confiabilidad de sus servicios comiencen a cimentarse desde el momento de su apertura.

2.- Las inversiones subsecuentes, que en forma creciente irán siendo atendidas con los recursos generados por el puerto, deben realizarse solo en la medida y con la oportunidad que indique una labor continua de identificación de la demanda industrial y de servicios a la carga y a los transportes marítimos y terrestres.

Esta estrategia da racionalidad al criterio de amplitud en las reservas territoriales, en los derechos de vía, y en las previsiones para manejar el crecimiento del tráfico marítimo portuario, criterio que debe prevalecer en la planeación a largo plazo que demandan los puertos. Varios ejemplos aclaran lo asentado:

El puerto diseñado para recibir graneleros de 200 000 toneladas que abastecerán mineral de hierro a una siderúrgica, no necesitará ofrecer profundidades del orden de 21 metros en el acceso y en la dársena correspondiente sino hasta que se llegue al volumen de producción de acero de proyecto. El dragado del puerto podrá iniciarse con 12 metros por ejemplo, para dar servicio a la siderúrgica en su primera etapa, y a la carga general, manejo de equipo industrial y contenedores; sin embargo las obras de protección deberán construirse completas desde la primera etapa.

Lo mismo ocurre con las vialidades ferroviarias y para tránsito automotor; solo es necesario reservar los derechos de vía tan amplios como los que se necesitarán para la ampliación máxima prevista, pero en la primera etapa, una sola línea ferroviaria y dos o cuatro carriles en las calzadas serán las mínimas y suficientes.

Las tierras deben ser adquiridas totalmente desde el principio para controlar la especulación o que su uso para propósitos diferentes, pueda limitar la expansión; sin embargo, ya se dijo antes, habrá que preferir un sitio donde se aprovechen tierras de productividad mínima o nula que por tanto son de bajo costo. La inversión para comprarlas aún comparada con la inversión inicial total, es una proporción reducida.

Aquí vale la pena hacer dos observaciones útiles para confirmar criterios:

La inversión en infraestructura alcanza entre el 7 y

el 10% de la inversión industrial en un puerto que ya ha alcanzado un grado importante de desarrollo.

. La inversión en reservas territoriales es, aún en los casos mas desfavorables en que no hay superficies improductivas de valor casi nulo, una pequeña fracción de la inversión en infraestructura.

En Altamira se invirtieron en reservas territoriales, 539 millones de pesos, y hasta 1984 (rompeolas inconclusos y un solo muelle, canal de acceso y la dársena indispensable, accesos terrestres terminados) se habían invertido 11 500 millones de pesos; por el lado de inversión industrial, en solo una de las tres plantas establecidas hasta 1984, se habían invertido 18 900 millones de pesos.

Dos criterios son importantes para planear la recuperación de la inversión:

El primero es que al puerto debe considerársele un organismo que tendrá que alcanzar su autosuficiencia económica tras un período razonable de consolidación de su trabajo y que por tanto su operación presentará pérdidas en sus primeros años.

El segundo muy importante, es que la recuperación de las obras mayores de infraestructura queda fuera de la responsabilidad del puerto, es la nación la que las aporta en función del desarrollo regional y nacional que representa el puerto y en razón de que los valores que alcanzan son de magnitud tal que incidiría en forma muy importante en el precio de los servicios portuarios. Este criterio general, es aceptado en un buen número de países, en México, en sus puertos de tamaño medio que le son indispensables para sustentar el desarrollo se está estudiando la conveniencia de incluir en este criterio

no solo las obras civiles citadas sino algunos equipos indispensables para impulsar el desarrollo del puerto, los que podrán ser rentables solo cuando se alcancen niveles de operación que permitan pagarlos sin elevar tarifas a niveles fuera de competencia.

La planeación general, a la que nos hemos venido refiriendo a grandes rasgos ha debido basarse en información regional y zonal en lo referente a los aspectos físicos para llegar a la definición del sitio más adecuado dentro de la zona de estudio y a un juego de proposiciones preliminares de arreglo del plan maestro y de las soluciones de las obras clave de la infraestructura. En lo referente a los aspectos económicos, la planeación general concluye en la determinación de la viabilidad económica del proyecto.

Es decir, referente a los aspectos físicos, se ha llegado a una selección de sitio y a unas ideas preliminares del plan maestro de la infraestructura; ambos deberán ser confirmados o reformados con el resultado de estudios y exploraciones puntuales y con el análisis profundo de los proyectos específicos.

De aquí, deberá pasarse al diseño y al proyecto de las obras de infraestructura y al análisis económico de las alternativas de solución presentadas individualmente y en su conjunto.

Habrá que pasar de la geología zonal y eventualmente exploraciones de suelo para conocer alguna característica particular que presente dudas, al estudio detallado del suelo en el sitio elegido; y del conocimiento del oleaje sobre datos estadísticos en mar profundo, a la observación directa de las características oceanográficas en el sitio donde habrían de levantarse las obras marítimas y portuarias.

Este siguiente paso: el diseño y todavía después el mismo proyecto de detalle habrán de modificar o confirmar las

proposiciones de la planeación general y, en ocasiones, podrán demostrar la necesidad de cambiar el sitio de la obra que a la luz de la información general se juzgó el mejor. En algunos casos, la información más detallada que indispensablemente requiere el diseño y el proyecto de las obras llevará a la necesidad de revisar en su totalidad las conclusiones del trabajo de planeación general en los aspectos físicos o en los económicos.

La posibilidad de que ocurra esta situación es función de la complejidad del proyecto, pero sin duda, reducirla a un mínimo, depende de la experiencia del planeador y de su habilidad para hacerse de la información más amplia posible y después, para manejarla y procesarla.

Es importante que los resultados obtenidos en esta fase de la planeación indiquen claramente sus alcances como factores de decisión.

LA EFICIENCIA Y LA SEGURIDAD

Puede afirmarse que una gran parte del éxito del puerto descansa en las obras marítimas y portuarias en cuyo diseño se han conservado el horizonte y los propósitos perseguidos por la planeación general y cuando se han establecido como objetivos a conseguir, prioritariamente, la máxima seguridad y una alta eficiencia en los tres capítulos principales de los servicios que el puerto prestará: los servicios al barco, a la carga y al transporte terrestre. Si se trata de un puerto industrial, debe adicionarse la observancia estricta de las previsiones de seguridad de las industrias así como de la protección de la ecología contra las emisiones y manejo de materias nocivas.

Sobre la eficiencia del puerto no abundaremos ma yormente, solo se dejará señalado, reiterando, que el puerto vivirá continuamente compitiendo con otros puertos para lograr ser rentable. Independientemente de la eficiencia que debe lograrse en los sistemas operativos y administrativos, el puerto estará mejor habilitado para elevar la eficiencia de sus servicios si desde la planeación general y hasta el proyecto estructural de su infraestructura, se tiene en mente que en general, el incremento en costo que eventualmente significa una instalación operativamente mas eficiente, es menor que el incremento que a la larga obtiene el puerto solo por dar servicios mas eficientes en esa misma instalación. En la evaluación de alternativas de solución de proyectos de infraestructura, debe tener un peso importante la eficiencia de su operación.

El énfasis que en los últimos años se ha dado a la seguridad, se ha motivado principalmente porque en virtud de la sofisticación tecnológica cada vez está mas involucrada la vida del hombre y ésta es invaluable; este solo hecho hace justificable cualquier esfuerzo técnico y económico para lograr seguridad.

En las obras marítimas y portuarias y en las instalaciones industriales, se ha concedido cada vez mayor importancia a la seguridad porque tiene relación directa no solo con la seguridad del hombre sino con la conservación de la ecología, las consecuencias de un derrame de petróleo o de cualquier sustancia tóxica son bien conocidas. La poca seguridad para la navegación portuaria, toca a pérdidas económicas cada vez mayores no solo porque los barcos se han sofisticado y han crecido aumentando en forma importante su costo. Sino porque un accidente de navegación dentro del puerto, puede paralizar las actividades portuarias y eventualmente la producción de las industrias en un puerto industrial.

En el mundo portuario, la preocupación por la seguridad se revela en diferentes formas, quizá la mas significativa es que todas las agrupaciones de la especialidad ya sean mundiales o regionales, gubernamentales o no, tienen un comité que se dedica a investigar, a producir recomendaciones y a procurar legislación de carácter interna-cional en busca de mejorar la seguridad protuaria permanentemente.

No puede ignorarse que existe lo que el Dr. Rafael del Moral, español, autoridad en materia de ingeniería portuaria, señala como "el concepto mas sutil de la psicosis de la poca seguridad en el trabajo (de los barcos) que puede producir una imagen desastrosa para un puerto", y que describe la posición del usuario del puerto, o sea el armador, el capitán del barco o el dueño de la carga, frente a cualquier factor que signifique el menor de los riesgos.

En este tema de la seguridad, lo mas importante para el puerto, por sus implicaciones en lo expuesto en los dos párrafos anteriores, son el diseño de los canales y dársenas y el diseño de los rompeolas, su disposición en planta y la geometría de su estructura.

El ancho mínimo en plantilla para el canal de acceso será el necesario para el tránsito de un barco del mayor tonelaje que pueda preverse. En la década de los cincuentas la recomendación era 3 mangas para una sola dirección de tránsito, actualmente PIANC recomienda de 3 a 4 mangas, sin embargo, también encontraremos recomendaciones para mayor amplitud como la de D. Hay quién recomienda 4.8 mangas. Es muy importante no olvidar que todas estas recomendaciones advierten que no tienen en cuenta los efectos de viento, de corrientes ni de oleaje y que el elemento hu

mano también influye en los márgenes de seguridad no sólo en lo concerniente a las reacciones personales normales durante la maniobra, sino en lo imprevisto, lo que configura los accidentes. Estas reflexiones nos hacen tender a la amplitud en los canales y dársenas, sin regateos para conseguir seguridad.

Los arreglos en planta de los rompeolas con una gran amplitud entre ellos, creando así un antepuerto, son muy favorecidas en la evaluación de alternativas porque reducen grandemente los riesgos durante la maniobra de ingreso del barco hasta la dársena de maniobra, la distancia de parada del barco se desarrolla teniendo los rompeolas a gran distancia una vez que se ha cruzado entre los morros. Los prácticos que dan servicio en puertos semejantes al del proyecto y los capitanes que estén operando barcos de las características de las que se espera que arriben al puerto, deben ser consultados en los aspectos de seguridad y eficiencia en esta fase de la evaluación de alternativas.

PLANEACION DE LA INFRAESTRUCTURA PORTUARIA.

El tratamiento de esta fase de la planeación, en la que va tomando forma definitiva el puerto, se basa nuevamente en el manejo de alternativas de solución en donde se ponderarán las características y ventajas de los diseños de ingeniería aparejados a las ventajas de eficiencia y seguridad que ofrecen; también entrarán en juego, por supuesto, sus costos de inversión y los de mantenimiento y repercusiones que se pronostiquen para la vida útil que se le asigne.

Entrar al tratamiento de técnicas de evaluación de proyectos, no cae dentro de los alcances de esta exposición de tipo general, por ello solamente mencionaremos algu

nos criterios conceptuales que conviene tener en cuenta en el proceso de evaluación.

En el cuadro de evaluación, lógicamente solo podrán considerarse diseños que cumplan con parámetros razonables de seguridad y operatividad y que confiablemente responderían en forma satisfactoria a las condiciones de trabajo para las que se les diseñó. Es indispensable, para obtener una evaluación acertada, que de cada diseño alternativo se expresen sus datos de proyecto, las condiciones límite a las que responderán satisfactoriamente y los efectos y consecuencias que deberán esperarse bajo condiciones de trabajo mas severas.

En el análisis económico de las alternativas, el costo total a valor constante, se comparará para tener una primera orientación sobre la mejor alternativa, sin embargo, las condiciones económicas por las que atraviesa el país y las políticas nacionales de inversión, en el momento de la evaluación, pueden en un momento dado obligar la adopción de una alternativa diferente de la de menor costo total. Solo como ejemplo, desde 1981 la situación financiera de México, ha obligado a limitar al máximo el uso de sus recursos monetarios y por ello, las decisiones de inversión pública recaen preferentemente sobre las soluciones de menor costo inicial.

Es obvio decir que en la preparación de los aspectos económicos de la evaluación y particularmente en la selección de alternativas, debe hacerse participar a expertos de reconocida capacidad en economía y finanzas públicas.

En términos generales, cualquiera que sea el caso, las limitantes económicas y financieras son finalmente los facto

res decisivos en la selección de la alternativa más conveniente de entre las varias que desde el ángulo de la ingeniería son igualmente correctas.

Al entrar en la planeación de la infraestructura portuaria, las primeras obras a resolver son: los rompeolas, el canal de acceso, la dársena de ciaboga y los primeros muelles y sus correspondientes tramos de dársena, que son necesarios para iniciar la operación del puerto, tal como lo establece la estrategia de inversión propuesta en párrafos anteriores.

A continuación, expondremos algunos temas interesantes relativos a los trabajos para la evaluación de rompeolas y de canales.

ROMPEOLAS

Cada proyecto alternativo debe, para su evaluación, exhibir muy claramente las limitaciones que tiene; por ejemplo, las condiciones de oleaje y de viento a partir de las cuales debe suspenderse la entrada o salida de barcos o suspenderse las operaciones de carga de los barcos atracados en cada muelle del puerto; otra limitación sería señalar las características de ola para las que se diseñó la estructura del rompeolas así como los daños que razonablemente pueden esperarse y su valor, cuando sea atacado por oleajes mayores.

Para puntualizar lo anterior, podría hablarse sobre la altura del coronamiento sobre el nivel del mar; puede dársele una que solo sea rebasable por el oleaje que estadísticamente se presenta cada 10 mil años y también puede adoptarse como dato, el oleaje que se presenta cada 100 años.

En cada caso puede llegarse a la solución correcta que impedirá el rebasamiento por los oleajes menores correspondientes. La siguiente pregunta inmediata es el costo de cada solución, la respuesta solo podrá tener valor para de ci si se enfrenta al costo de las consecuencias de los rebasamientos en uno y otro caso.

En los ejemplos extremos que se citaron, podría llegarse a conclusiones, también para ilustrar, como las siguientes: para la primera alternativa tendremos un puerto donde prácticamente nunca tendrán que suspenderse las operaciones de los barcos en el puerto, ni el rompeolas u otras estructuras durante su vida, sufrirán daño alguno; la segunda alternativa significará que cada año, durante x número de días, los barcos tendrán que suspender operaciones por el efecto directo de las olas que rebasan, mas un número de días adicionales en que algunas áreas del puerto presentarán agitaciones indeseables para oleajes menores que penetran por las secciones del rompeolas, que previsiblemente se degradarán (si se trata de un rompeolas de enrocamiento), ese número de días es el necesario para repararlas.

En el primer caso no habrá consecuencia económica alguna, y en el segundo, tendrían que computarse, durante el lapso de la vida útil que se decida dársele al rompeolas, el costo de la reparación de las degradaciones que previsiblemente se producirán cada vez que se presenten oleajes mayores que los de diseño según su recurrencia, mas el costo de las estadías de los barcos inactivos, que en número y en tamaño variarán en el tiempo según los pronósticos de tráfico; y por último sumar, en un extremo de exigencia que pudiera justificarse en casos muy contados, las consecuencias de interrumpir las operaciones de los barcos, costo que generalmente sería muy difícil de cuantificar razonablemente, pues

sería el costo para el usuario del puerto, por los retrasos en recibir o enviar sus mercancías.

Enfrentar el costo del rompeolas con las consecuencias de los rebasamientos, que tienen un costo, y agregar a éstos el costo de las reparaciones, es entrar al cálculo del costo de los proyectos alternativos a valor constante.

Evidentemente, en el cálculo del costo a valor constante, está implícito el diseño estructural del rompeolas tanto en el costo inicial como en el cómputo del costo de las reparaciones y mantenimiento.

Siguiendo sobre los rompeolas de enrocamiento, las características de la estructura más significantes para estos propósitos de evaluación son la pendiente del talud exterior y el tamaño de los elementos de la coraza: primero, porque definen la magnitud de los daños esperados y por tanto el costo de su reparación, y, segundo, porque influyen en forma importante en el costo inicial.

Sobre el arreglo en planta de los rompeolas, y acorde con el propósito de esta plática, de comentar en forma general sobre los criterios de la planeación, podríamos decir que el primer paso en este diseño sería determinar si para el caso es deseable y por supuesto rentable, disponer de un antepuerto, es decir, crear al abrigo directo de los rompeolas una zona amplia donde puedan disponerse muelles y contar con un fondeadero. Los muelles que generalmente se construyen en antepuertos así logrados, son los destinados a los barcos de gran calado que previsiblemente arribarán al puerto. Esto es particularmente aplicable cuando hablamos de los puertos concentradores, los especializados y los puertos industriales.

La decisión a este respecto debe ser nuevamente una comparación en dos campos: el económico y el de la seguridad como ya se señaló en párrafos anteriores.

Para determinar si las dársenas de gran profundidad resulta más económico crearlas tierra adentro de la línea de costa o al abrigo directo de los rompeolas, habría que hacer las siguientes consideraciones: en el primer caso una limitante sería es la disponibilidad de suficiente tierra de bajo precio, de características adecuadas para dragarse a bajo costo. En el segundo caso, el costo de los rompeolas será la limitante de importancia, ya que, en general, serán de mayor longitud.

Al realizar los ensayos de las alternativas de trazo de los rompeolas, tanto en el modelo físico de laboratorio, como en el modelo matemático, va a definirse el grado de tranquilidad que cada una de ellas puede proporcionar en las zonas características del puerto, de esa manera se dispondrá de una visión de conjunto de los efectos que causen mover orientaciones y las posiciones de los morros.

Es evidente que entre dos soluciones que proporcionen la misma operatividad al puerto, deberá elegirse aquella que presente mayor seguridad y mayor eficiencia.

En este capítulo la decisión se habrá de tomar sobre el costo de construcción y la operatividad que cada alternativa proporciona al puerto. Es muy importante por consiguiente definir con claridad la forma como se manejará en la evaluación el concepto de la operatividad, dada la diversidad de variables que concurren en el problema.

Consideremos que los rompeolas estarán sujetos al ataque de oleajes de diversas direcciones, cada una tiene sus

propias características de altura de ola y frecuencia, y por tanto, para cada dirección, el rompeolas va a lograr tranquilidad de diversas formas en el interior, es decir, para cada oleaje se registrará una tranquilidad de diferente característica.

Para cada dirección de oleaje puede determinarse una operatividad, es decir el número de días del año en que puede esperarse que la agitación dentro del puerto, se mantiene a niveles dentro de los límites para permitir las diversas operaciones de los barcos. Ahora bien, como ya se dijo, cada sitio dentro del puerto presentará en un momento dado agitación de magnitud distinta de los demás sitios y por otra parte cada sitio tiene prescrito su propio límite permisible de agitación. Quien analiza el problema elegirá para el análisis, los sitios más característicos, que podrían ser: el canal de acceso entre los morros y algún otro punto de éste que se considerara de interés, la dársena de maniobras y los muelles cuya posición resulte ser interesante de acuerdo con lo revelado en el modelo hidráulico.

Cuando ya se cuenta con la agitación que cada oleaje produce en cada punto, haciendo intervenir la información estadística de recurrencia de cada una de las direcciones durante el año, puede determinarse el porcentaje del tiempo en el que puede operarse en cada punto, o sea la operatividad en cada sitio del puerto. El problema ahora, es cómo manejar estos datos para llegar a comparar en términos económicos las obras propuestas contra la operatividad que puede esperarse de ellas.

El ingeniero Antonio Moreno ha estudiado el problema y ha logrado plantear un enfoque que le ha permitido llegar a resultados valiosos. Básicamente el ingeniero Moreno plantea el concepto de inoperatividad (el número de

días en que no puede operarse durante el año, expresado en%) que combinado en alguna forma con el costo de la estadía de los buques afectados, conduce a valorar el costo de la inoperatividad, o, usando un término objetivo, el "daño" que puede esperarse de cada alternativa, esto es, la contrapartida del beneficio que logra cada una de ellas.

El concepto de la inoperatividad es valioso porque puede caracterizar a cada alternativa sumando el efecto que producen cada uno de los oleajes estudiados, en cada uno de los sitios importantes del puerto.

La evaluación de alternativas propiamente dicha, la plantea el ingeniero Moreno sobre la comparación a precios constantes, del costo total de cada alternativa considerado éste como la suma del costo estimado de la obra mas el costo de inoperatividad correspondiente, calculada como el costo de los buques-día inactivos. La actualización de costos habrá que calcularla a un horizonte consistente con los datos estadísticos que han venido usándose a lo largo del trabajo de proyecto, sin embargo, la tasa de actualización está sujeta a incertidumbre en situaciones económicas del mundo como la actual. Esto, mas la incertidumbre en situaciones económicas del mundo como la presente, mas la incertidumbre que implica por las mismas razones estimar el costo de las estadías de los buques, y agregando la imprecisión que necesariamente se tiene al estimar el costo de los rompeolas en esta etapa del trabajo, son las consideraciones que hace el ingeniero Moreno para optar por un análisis de sensibilidad con el que presenta las soluciones favorables para los rangos en que se mueve el costo de inoperatividad representado como ya se dijo, por el costo por buque-día inactivo. El resultado obtenido es una muy valiosa herramienta de decisión por cuanto a que muestra el escenario en que se mueven las alternativas en forma muy objetiva.

El procedimiento se ha aplicado también para guiar el trabajo de ensayos de alternativas en laboratorio consiguiendo mayor eficiencia de los modelos.

Las hipótesis adoptadas en este procedimiento, no disminuyen su valor, en todo caso la precisión de sus resultados es del mismo orden que se ha podido alcanzar en el resto del diseño de las obras marítimas, que está medida por el avance que se vá logrando en la investigación del oleaje y de sus efectos.

El ingeniero Moreno ha accedido a presentar como parte de estos apuntes un documento que preparó para el efecto, en el que presenta el avance de su trabajo.

El último tema que valdría la pena comentar entre los criterios básicos de la planeación y diseño de la infraestructura marítimo portuaria serían los anchos del canal de acceso y de las dársenas de operación y las amplitudes de la dársena de maniobras y de otras áreas como los fondeaderos de refugio.

La reiteración de los conceptos básicos de la planeación a largo plazo, resulta pertinente en este punto, porque es en el diseño de las obras que ahora comentaremos donde quizá mayor importancia tenga su observancia.

Una planeación portuaria no puede ser a corto plazo; es obligadamente a largo plazo por la magnitud de las inversiones involucradas y principalmente por las consecuencias que conlleva la creación y el desarrollo de un puerto en el ámbito regional, en el nacional y hasta en el internacional. Por tanto, insistimos, debe planearse previendo el desarrollo a largo plazo para dimensionar de modo que quede garantizada la expansión del puerto sin ningún

obstáculo, sin embargo, también debe tenerse presente que el diseño permita programar el proceso de la ejecución de las obras, racionalizando el uso de los recursos económicos y financieros.

El ancho del canal de acceso es función del tráfico que manejará el puerto. Los pronósticos de carga y en su caso los del desarrollo industrial, darán una orientación en este aspecto. El volumen máximo que puede pronosticarse es el que se tomará en cuenta, pero quedan otras consideraciones que deben hacerse intervenir.

Dentro de ese tipo de consideraciones adicionales están los imprevisibles como puede ser el futuro de las dimensiones de los barcos: ¿ triunfará la idea de aumentar la capacidad a base de aumentar la relación manga/eslora? ¿ continuará la tendencia a lograr mayor capacidad aumentando el calado?. También estaría la incertidumbre del desarrollo industrial: ¿ predominarán en el puerto industrial, o en la región, las industrias que requieren aprovisionarse por vía marítima de grandes volúmenes de materia prima?. El puerto debe estar preparado para cualquier tendencia que tomen éstas y otras eventualidades.

Todavía sin comentar el aspecto económico, sino atendiendo a prever la máxima expansión del puerto, viene la selección del barco de proyecto y la decisión de si debemos prever que el puerto llegará a manejar un tráfico tal que se presente el caso de barcos navegando en las dársenas y en el canal de acceso en los dos sentidos simultáneamente; este es el caso de puertos con movimientos de unas 200 millones de toneladas anuales en adelante, Rotterdam maneja del orden de 350 millones al año. Este rango significa que cada hora entra un barco y sale uno, tráfico que no es fácil manejar. Es obvio que a mayor tamaño del barco y a mayor tráfico

considerado vamos a una bocana mayor y consecuentemente en los más de los casos, a un aumento de costo en los rompeolas y sin duda a un aumento en los dragados, si a esto agregamos el renglón seguridad que también nos hará ampliar la bocana, nos vemos frente a un problema que vale la pena analizar, otra vez, económicamente.

Un enfoque bastante objetivo será el comparar la diferencia entre el costo total a precios constantes durante la vida del puerto, de las obras ajustadas a mínimos razonables y el costo total y a precios constantes de las diseñadas con los criterios de amplitud mencionados, esta diferencia, contra el costo total, también a precios constantes, que representará la remoción de obras construidas que obstaculizarían la ampliación del canal, en ancho o en profundidad, al necesitarlo las nuevas exigencias de servicio. En este análisis, el costo total de la alternativa "amplia" se vé beneficiado porque la construcción del canal se irá ejecutando por etapas a lo largo de la vida del puerto como ya se comentó.

Estas reflexiones que se aplican igualmente a la planeación de cualquiera de las obras de infraestructura portuaria, se agregan a las que explícita o implícitamente se han expuesto en esta plática para sustentar el criterio que se considera básico, de dimensionar con la amplitud suficiente para que el puerto en ningún momento y bajo ninguna circunstancia se vea impedido de crecer para cumplir con eficiencia y oportunidad su papel de impulsar del desarrollo regional y nacional.



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

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS

INGENIERIA DE RIOS

SEPTIEMBRE, 1985.

INGENIERIA DE RIOS.

1.- El río que se puede definir como un sistema de canales, a través de los cuales el flujo del agua se conecta directa o indirectamente por efecto de gravedad, de las partes más altas a las más bajas, siendo casi siempre esta el mar. Tiene como función anexa, la del transporte de sedimentos o en su caso el arrastre de estos en el fondo del lecho.

Los flujos que se presentan son, el laminar y el turbulentos, caracterizados estos por el No. de Reynolds para canales, de <250 y>600 respectivamente.

2.- El movimiento de partículas o granos a través del agua, se realiza en sentido o dirección del flujo.

La cuantificación de este transporte de partículas, puede ser medido o expresado en peso, volumen o unidad de tiempo, o sea el gasto de material que pasa a través de una sección en un período o unidad de tiempo determinado.

2.1 La iniciación del movimiento de las partículas, bajo la acción de fuerzas verticales y horizontales, se realiza debido:

- a).- A la transmisión del esfuerzo tangencial.
- b).- Acción directa del flujo sobre la partícula.

A).- Transmisión del esfuerzo tangencial.

En un principio de la Teoría de White, que se basa en las características del material, como son:

- d= diámetro del material
- n= coeficiente de abultamiento (empírico)
- ρ_s = densidad del material
- ϕ = ángulo de reposo.

$$\tau_0 \frac{d^2}{n} = \frac{\pi}{6} (\rho_s - \rho_w) g d^3 \tan \phi = \text{Condición de equilibrio.}$$

Esta condición de equilibrio se rompe con la introducción del esfuerzo cortante crítico τ_c y un coeficiente α , provocado por la desviación de la línea de acción del centro de gravedad: $\tau_c = \tau_0 \cdot \alpha$

B).- Por otra parte, la acción directa del flujo sobre la partícula.

Es un principio de Shields, el cual se basa en la fuerza que actúa sobre la partícula debido a la velocidad del flujo, afectada de un coeficiente de arrastre que está función del No. de Reynolds.

$$\tau_0 d^2 \left[f \left(\frac{u_* d}{\nu} \right) \right] = \frac{\pi}{6} (\rho_s - \rho_w) g d^3 \tan \phi \quad \text{— condición de equilibrio}$$

Y considerando el esfuerzo cortante de equilibrio crítico (τ_c) :

$$\frac{\tau_c}{(\rho_s - \rho_w) g d} = f \left(\frac{u_* d}{\nu} \right) f \left(\frac{d}{\delta} \right)$$

3.- Los tipos de fondo.

La diversidad de éstos, se debe al incremento - de la velocidad en el agua:

- a).- PLANO. Con velocidad baja del flujo y las partículas empiezan a rodar formando manchas.
- b).- RIPLES O RIZOS. Se presentan las manchas - con pequeñas ondulaciones, presentando lon- gitudes de ondá y flecha.
- c).- DUNAS. Con mayor incremento de velocidad-- en el cual las partículas brincan en las - crestas de las dunas, con el incremento de la rugosidad.
- d).- BARRAS. Se presentan las crestas lisas y - empieza a bajar la rugosidad.
- e).- DESARROLLO DE UN LECHO PLANO CON CONSIDERA- BLE TRANSPORTE Y BAJA RUGOSIDAD. Este se- presenta en función del número de Foude. 77
- f).- ANTIDUNAS. La forma de la configuración -- contraria a las dunas, pero presentan un - incremento de rugosidad, debido al depósi- to material.

4.- La estabilidad de canales. Pretende que aunque exista el transporte de sedimentos, estos no se depositen, ni erosionen el canal que se diseña, para lo cual existen 2 teorías:

a).- Teoría del régimen (Kennedy, Lindley, --- Lacey, Inglis, Bose y Blench), que mediante el juego de secciones y velocidades, - obtiene diferentes coeficientes.

b).- Teoría de la fuerza tractiva. Busca una estabilidad en la velocidad, la cual no sea tan lenta que deposite el sedimento, - o tan rápida que lo erosione.

Ambas teorías tienen las siguientes variantes:

- Tipo de fondo.
- Tipo de canal.
- Tipo de sección.

5.- Cálculo del transporte de sedimentos.

La cantidad total de transporte de una cierta sección transversal de una corriente, es la cantidad de sedimento que pasa por la sección en la - unidad de tiempo.

$$T = T_s + T_b$$

donde:

T = Transp. total

T_s = Transp. en --
suspensión

T_b = Transp. por -
el lecho.

5.1.- Transporte por el Lecho (T_b).

Existen 2 grupos de ecuaciones:

- Unas con parámetros en función del flujo:

$\bar{v}, \rho, h, I, Q, R, \mu, C_s, f(z)$, turbulencia y consecuencias.

- Otras con parámetros en función del sedimento:

ρ_s, d , forma, distribución granulométrica, propiedades cohesivas y forma del lecho.

Todas las fórmulas que se generan, parten de un parámetro para el cual no existe transporte de sedimentos:

$$\bar{v} \rightarrow \bar{v}_0$$

$$q \rightarrow q_0$$

$$\mu \rightarrow \mu_0$$

La fórmula más antigua, es la de Du Bois (1879)-

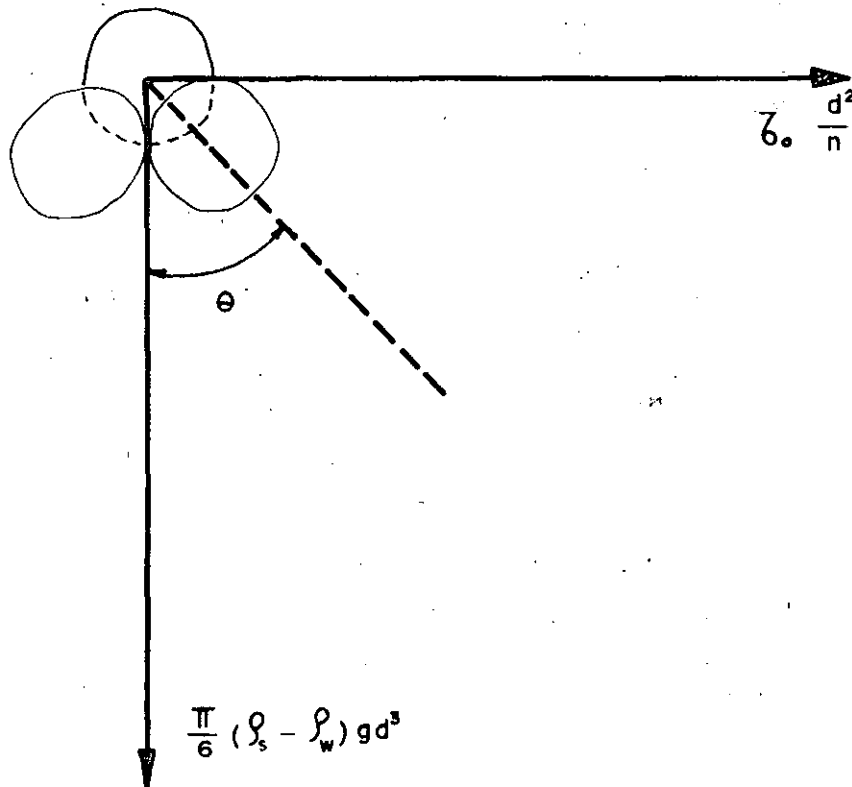
$$q_b = C_s \bar{v} (\bar{v} - \bar{v}_c) \quad [T_b \dots \mu^4]$$

Donde: q_b = Cantidad de transporte en volumen por cantidad de ancho y tiempo

C_s = Coeficiente $f(b)$ (ancho del canal)

\bar{v}_c = Valor de \bar{v} , cuando $q_b = 0$

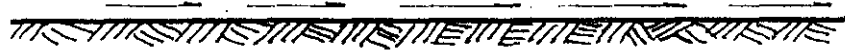
a partir de la cual varios investigadores como -
Roose, Straub, Shields, Meyer - Peter y Muller-
Kalinske, Einstein y Frijlink, proporcionaron --
fórmulas para cuantificar el transporte, en base
a los diversos parámetros que consideraron.



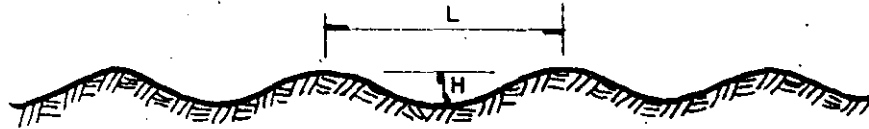
$$\zeta_0 d^2 \left[f \left(\frac{u_* d}{\nu} \right) \right] = \frac{\pi}{6} (\rho_s - \rho_w) g d^3 \tan \theta \quad \text{--- CONDICION DE EQUILIBRIO.}$$

INICIACION DEL MOVIMIENTO DE UNA PARTICULA

PLANO



RIPPLES
O
RIZO



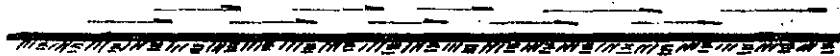
DUNAS



BARRAS



PLANO
CON BAJA
RUGOSIDAD

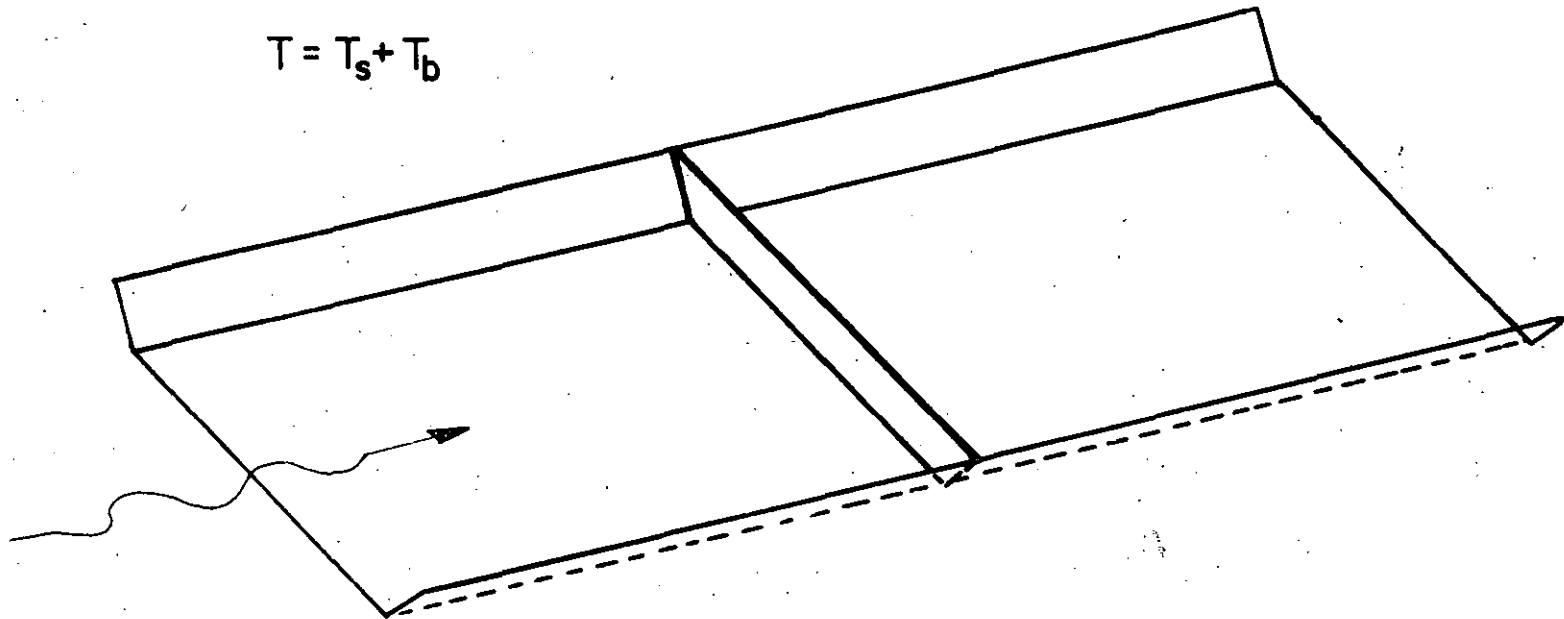


ANTIDUNAS

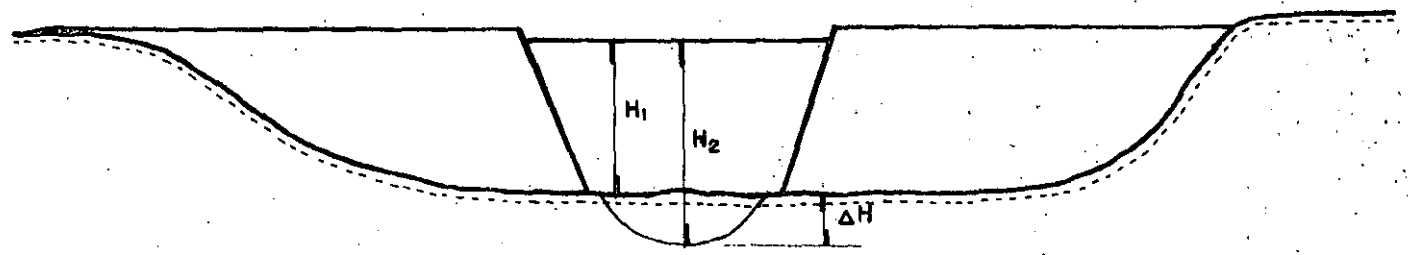
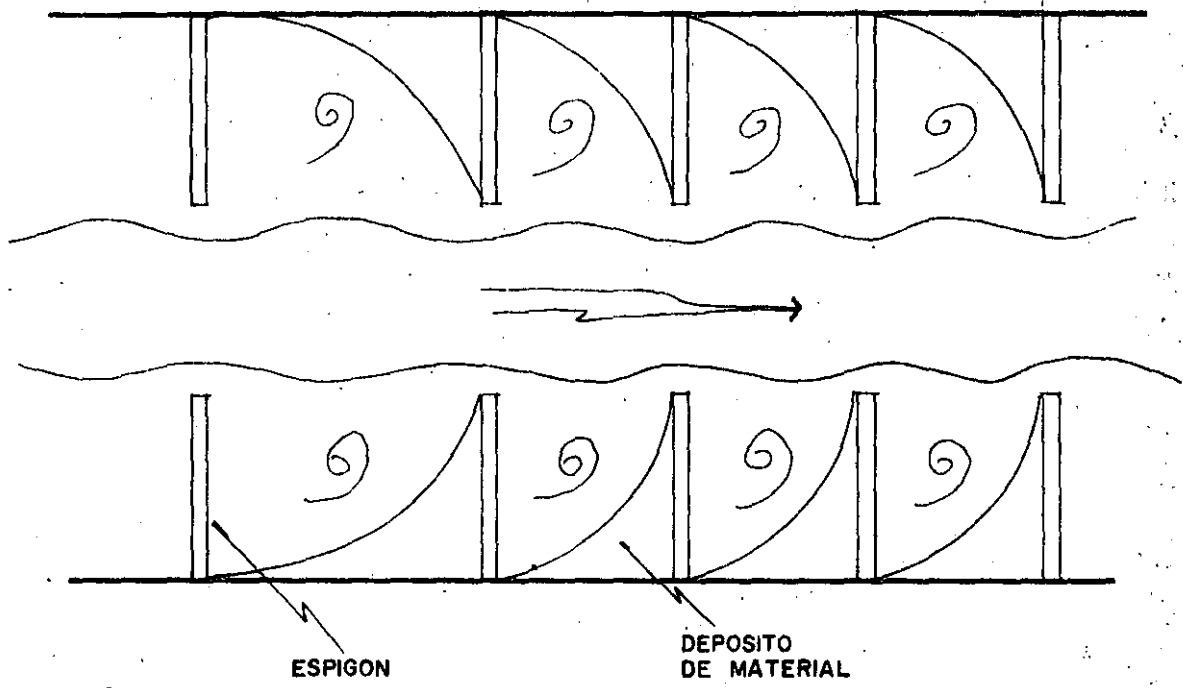


TIPOS DE FONDO

$$T = T_s + T_b$$



TRANSPORTE DE SEDIMENTOS



APLICACION DE ESPIGONES



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

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS

INGENIERIA DE RIOS Y COSTAS

SEPTIEMBRE, 1985.

**PLANIFICACION
Y EXPLOTACION DE PUERTOS
INGENIERIA OCEANOGRAFICA
Y DE COSTAS**

Rafael Del Moral Carro

DR. INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
PROFESOR ENCARGADO DE CATEDRA DE LA ESCUELA DE OBRAS PUBLICAS DE MADRID
DIRECTOR DEL CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE PUERTOS Y COSTAS
"RAMON IRIBARREN"

José María Berenguer Pérez

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
PROFESOR ENCARGADO DE CURSO DE LA ESCUELA DE OBRAS PUBLICAS DE MADRID
INGENIERO DEL CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE PUERTOS Y COSTAS
"RAMON IRIBARREN"

Madrid, 1980

M.O.P.U. España
Dirección General de Puertos y Costas

C.E.E.O.P.



Centro de Estudios y Experimentación
de Puertos y Costas "Ramón Iribarren".

AREA II

INGENIERIA
OCEANOGRAFICA
Y DE COSTAS

Movimientos del mar



1. Generalidades Las aguas del mar están animadas de movimientos de distinta naturaleza. Los agentes que pueden provocar movimientos o desplazamientos son muy numerosos al ser el medio acuoso muy fácilmente deformable por su escasa cohesión intermolecular. El viento, los astros, las variaciones de temperatura o salinidad, son una incompleta y heterogénea muestra de dichos agentes del movimiento.

Atendiendo al tipo de movimiento se pueden clasificar en:

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

En ambos casos, los fenómenos requieren un estudio especial según se produzcan en profundidades indefinidas (mar profundo), o en profundidades finitas, en las cuales el fondo del océano influye en las características de formación, propagación y extinción.

2. Ondas

El aspecto real del oleaje en el mar es diverso. Mientras las olas se encuentran dentro del área donde sopla el viento que las genera, su disposición y movimiento es caótico. Se pueden observar olas de diferentes tamaños que se mueven en direcciones diferentes pasando las más rápidas sobre la cresta de las más lentas con total ausencia de ritmo y orden. Posteriormente, fuera del área de influencia del viento, se produce una ordenación progresiva con la aparición de crestas largas, bien definidas, con un ritmo más notable, pudiendo propagarse de este modo distancias de miles de kilómetros. A su llegada a las proximidades de las costas y al alcanzar profundidades finitas su energía se disipa, bien internamente, bien por interacción con el aire, o bien por turbulencia al romperse por efecto del fondo.

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

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

Stokes, en 1880, desarrolló una teoría para ondas de amplitud finita con posteriores aproximaciones de orden superior. Su validez, especialmente las de tercer y cuarto orden, es muy ajustada para la reproducción del oleaje en mar profundo.

Para profundidades reducidas, sin embargo, todas estas teorías no presentan validez. La influencia del fondo del océano sobre el perfil de la onda y el movi-

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

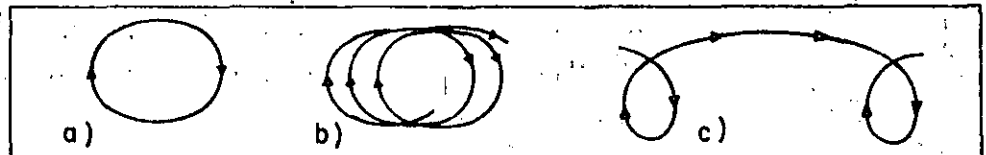
En el límite de la teoría cnoidal, cuando se acerca la rotura del oleaje, la teoría de la onda solitaria ofrece una aproximación aceptable siendo además de sencillo empleo.

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

Según el movimiento de las partículas del líquido se pueden distinguir tres tipos:

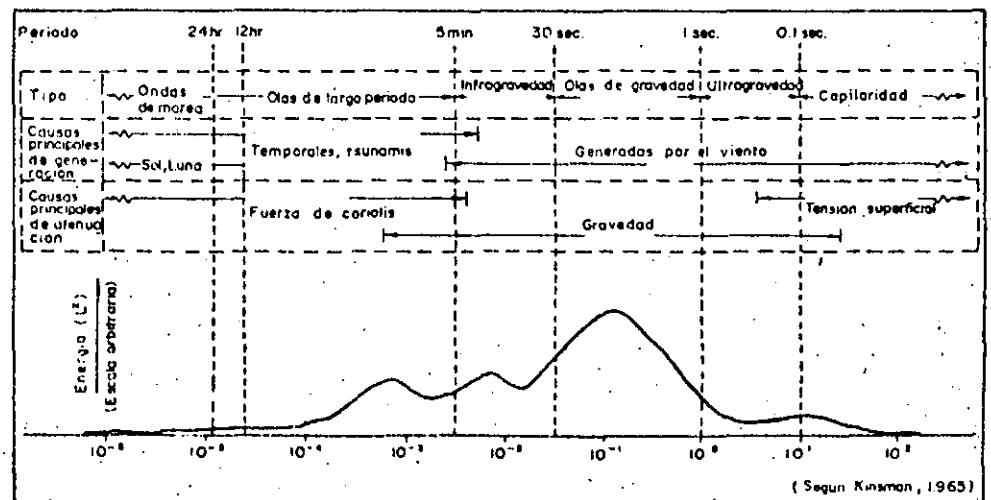
- a) **Oscilatorias:** si el movimiento de la partícula líquida describe órbitas cerradas (por ejemplo trocoidal).
- b) **Quasi-oscilatorias:** si las órbitas descritas no son cerradas produciéndose un ligero movimiento neto en algún sentido.
- c) **De traslación:** si el movimiento neto de la partícula consiste en una traslación. Una ola en rotura es un claro ejemplo de este tipo. (Teoría de la onda solitaria.)

Fig. 140.—Movimiento de las partículas de agua al paso de las ondas



Otra clasificación se deduce a partir del período —tiempo de paso de dos crestas o senos consecutivos de las ondas—. La gama de períodos de los diferentes tipos de ondas marinas es muy amplio (fig. 141) sin embargo, para el ingeniero portuario o costero ofrecen mayor importancia las comprendidas entre 4 y 20 segundos que son las llamadas ondas de gravedad. El hecho de que estos períodos sean los de manejo común, no quiere decir que no se haya de conocer lo referente a otros tipos ya que, por ejemplo, las mareas meteorológicas con periodicidad de horas tienen una gran trascendencia en relación con puertos y costas.

Fig. 141.—Clasificación de las ondas según su período



2.1. Definiciones y notaciones

Dentro de las ondas de gravedad, se puede establecer otra clasificación distinguiendo entre ondas en la zona de SEA y en las de zona SWELL. Las primeras están dentro del área de generación del oleaje; bajo la influencia del viento, y su tipología presenta periodos cortos, direcciones múltiples, peraltes grandes con un aspecto general caótico. Las de tipo SWELL han salido del área de influencia del viento y presentan, por lo general, periodos mayores, crestas largas y una dirección de avance definida.

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

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

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

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

La relación entre la longitud de onda y el periodo, es decir la velocidad de propagación, se denomina "celeridad" representándose por C . Dentro de este concepto no deben confundirse los términos "celeridad de onda" con la "celeridad de un grupo de ondas" que, en general no tendrán valores idénticos.

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

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

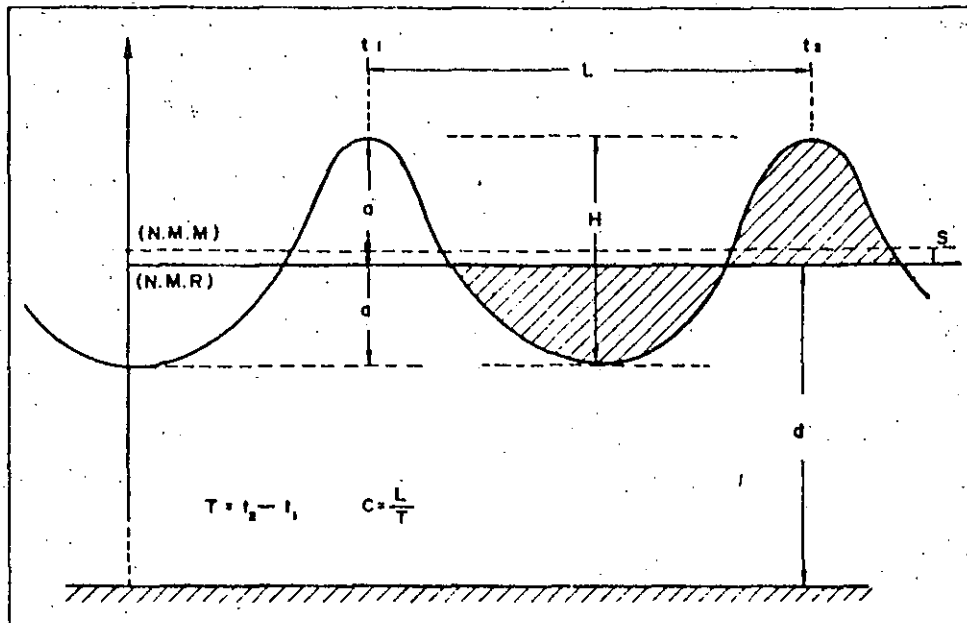
El nivel del mar antes de iniciarse el movimiento es el "nivel medio en reposo" (N. M. R.) y la línea horizontal equidistante entre crestas y senos es el "nivel medio en movimiento" (N. M. M.).

La diferencia de altura entre ambos niveles se denomina "sobreelevación" y expresa la distinta manera de considerar el nivel medio: como línea que separa iguales volúmenes repartidos en crestas y senos (N. M. R.) o bien la que equidista de los puntos extremos de crestas y senos. (N. M. M.). La notación señalada se refiere a un punto cualquiera del mar. Si se desea señalar que dichas variables se refieren a un punto situado en profundidades indefinidas o mar profundo se les añadirá el subíndice "o", mientras que el subíndice "b" las referirá al punto de rotura de la ola.

Asimismo, hay que señalar, que la notación de Iribarren, empleada frecuentemente en España difiere de la expuesta, de uso internacional, en la siguiente forma:

	Internacional	Iribarren
Altura de ola	H	$2h$
Longitud de onda	L	$2l$
Periodo	T	$2T$
Profundidad	d	H
Celeridad	C	C

Fig. 142.—Parámetros de definición de la onda



2.2. Teoría de ondas de pequeña - amplitud (teoría lineal o de Airy) Las simplificaciones o hipótesis de partida para el desarrollo de esta teoría son las siguientes:

1. El fluido es homogéneo e incompresible.
2. La tensión superficial es despreciable.
3. El efecto de Coriolis es despreciable.
4. La presión en la superficie libre es uniforme y constante.
5. El fluido es perfecto.
6. La onda no está interferida por otros movimientos del fluido.
7. El fondo es horizontal, fijo e impermeable.
8. La amplitud de la onda es pequeña y su forma es un invariante.
9. Las ondas son de cresta indefinida y planas (dos dimensiones).

De esta serie de hipótesis, las tres primeras son aceptables para la mayoría de los casos de ingeniería. Las 4, 5 y 6 pueden ser aceptadas salvo en algunos casos muy específicos, mientras que las tres últimas invalidan la aplicación de la teoría en los casos de ingeniería situados en profundidades limitadas.

• **Movimiento de las partículas:**

Para profundidades indefinidas, $\frac{d}{L} > \frac{1}{2}$, el movimiento de la partícula describe una órbita circular de radio inversamente proporcional a la distancia a la superficie.

$$\text{Para } \frac{d}{L} > \frac{1}{2} \quad A = B = \frac{H}{2} e^{-2\pi z/L}$$

En profundidades finitas, $\frac{d}{L} < \frac{1}{2}$, las órbitas se transforman en elipses, que en la proximidad del fondo se pueden asimilar a rectas (fig. 143).

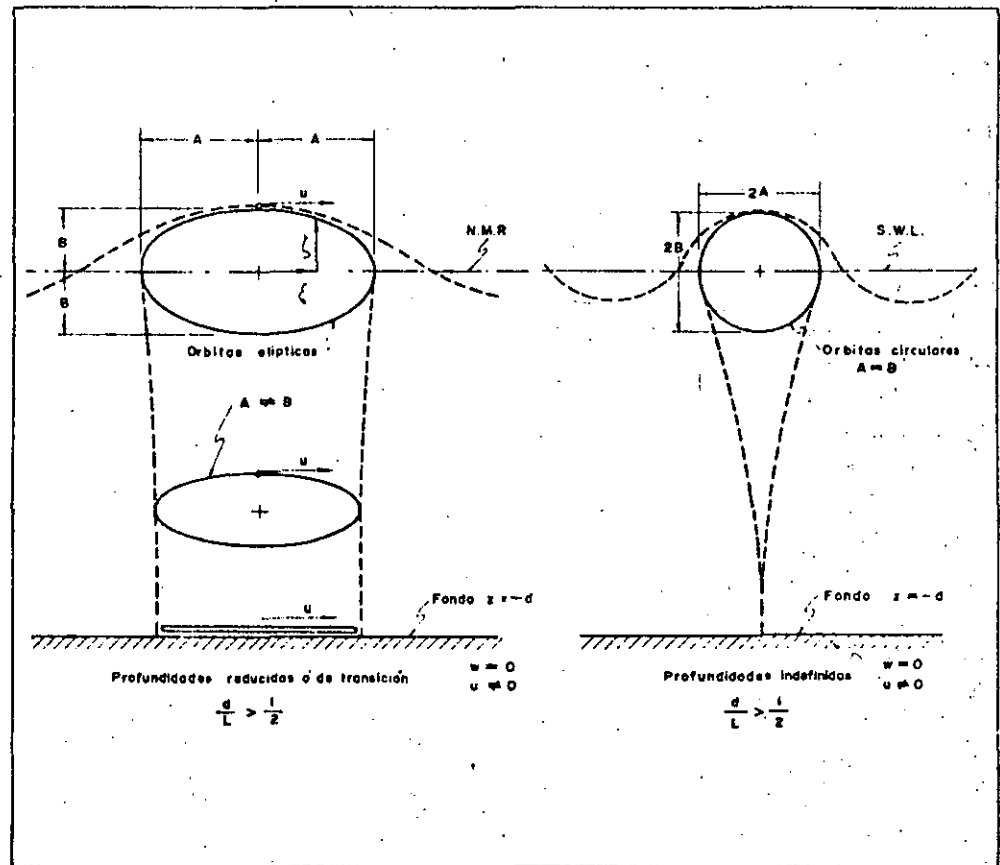
Para $\frac{d}{L} < \frac{1}{25}$ (profundidades muy pequeñas):

$$A = \frac{H}{2} \frac{L}{2\pi d}$$

$$B = \frac{H}{2} \frac{z+d}{d}$$

El desplazamiento vertical de las partículas de agua varía desde un mínimo de cero hasta un máximo igual a la mitad de la altura de ola en superficie.

Fig. 143.—Movimiento orbital de las partículas de agua en profundidades indefinidas y reducidas



La ecuación del perfil sinusoidal de la superficie libre del agua se puede escribir:

$$\eta = a \cos\left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right) = \frac{H}{2} \cos\left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right)$$

siendo $a =$ amplitud máxima $= H/2$

en donde, η representa la elevación de la superficie líquida referida al nivel del agua en reposo, x la distancia horizontal y t el tiempo. Esta ecuación define una onda periódica y sinusoidal avanzando en la dirección x .

• Celeridad de la onda 9

Teniendo en cuenta los conceptos de celeridad, longitud de onda y periodo se puede escribir:

$$C = \frac{L}{T}$$

y refiriéndolo a la profundidad:

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

Teniendo en cuenta los límites de las funciones hiperbólicas para distintos valores de la profundidad, la celeridad puede aproximarse a los siguientes valores.

Aguas profundas ($\frac{d}{L} > \frac{1}{2}$): $C_0 = \frac{gT}{2\pi} = 1.56 T$ (metros)

Profundidades pequeñas ($\frac{d}{L} < \frac{1}{25}$): $C = \sqrt{gd}$

• Energía del oleaje

La energía total del oleaje se compone de su energía potencial, motivada por la masa de fluido elevada por encima del nivel del mar, y de su energía cinética debida a la velocidad de las partículas líquidas asociada al movimiento.

$$E = E_c + E_p = \frac{\rho g H^2 L}{16} + \frac{\rho g H^2 L}{16} = \frac{\rho g H^2 L}{8}$$

siendo ρ la densidad del fluido y E la energía total por unidad de longitud de cresta.

• Presiones en el seno del líquido

La presión total en un punto interior del líquido resulta al componer la presión estática y la presión dinámica.

$$P_c = \rho g z + P_a$$

z = profundidad
 P_a = presión atmosférica

$$P_d = \rho g \frac{\operatorname{ch} [2\pi(z+d)/L]}{\operatorname{ch} (2\pi d/L)} \cdot \frac{H}{2} \cos \left[\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T} \right]$$

Sumando ambas y restando la presión atmosférica, se puede llegar a la expresión reducida:

$$P = \rho g (\eta K_z - z)$$

en donde: η = elevación de la sup. líquida referida al nivel de reposo.

$$K_z = \text{factor de presión} = \frac{\text{ch } |2 \pi (z + d)/L|}{\text{ch } (2 \pi d/L)}$$

• Celeridad de grupo

Se considera como "grupo de ondas" un conjunto de dos o más ondas sinusoidales de periodo y longitudes muy parecidas, que se mueven en la misma dirección. La velocidad con que viaja un grupo de ondas, en general difiere de la velocidad con que lo hacen las olas individualmente.

En general, puede expresarse:

$$C_g = \frac{1}{2} \frac{L}{T} \left[1 + \frac{4 \pi d/L}{\text{sh } (4 \pi d/L)} \right]$$

En el caso de profundidades indefinidas $\frac{4 \pi d/L}{\text{sh } (4 \pi d/L)} \approx 0$ y por tanto:

$$C_g = \frac{1}{2} \frac{L_0}{T} = \frac{1}{2} C_0 \text{ (mar profundo)}$$

La celeridad de grupo, según esto, será la mitad de la celeridad de una onda individual, cuando ambas se propagan por estas profundidades.

Para profundidades reducidas $\text{sh } (4 \pi d/L) \approx 4 \pi d/L$ y por tanto:

$$C_g = \frac{L}{T} = C \approx \sqrt{gd}$$

• Resumen de expresiones

El cuadro siguiente resume las expresiones de distintos parámetros derivadas de la teoría lineal para diferentes escalones de profundidad.

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

2.3. Teoría cnoidal

La validez de la teoría cnoidal se inscribe entre los valores de $d/L < 1/8$ y $L^2 \cdot H/d^3 > 26$ (parámetro de Ursell). Esto hace que sea de aplicación adecuada en casos de profundidades intermedias y pequeñas. De un lado, según aumenta la longitud de onda, la teoría cnoidal se aproxima a la de la onda solitaria. Por el otro extremo, según disminuye la relación entre la altura de ola y la profundidad, se acerca a la teoría lineal.

La descripción de las diferentes características del oleaje (celeridad, longitud de onda, etc.) según la teoría cnoidal precisa la utilización del módulo elíptico K . Este módulo varía entre los valores $K = 0$ (senoide) y $K = 1$ (onda solitaria). Asimismo, también entran en juego los valores $K(k)$ y $E(k)$ que son las integrales elípticas de primera y segunda especie.

El desarrollo y forma de aplicación de esta teoría excede por su singularidad, los límites de este texto, remitiéndose al lector a una publicación específica de nivel superior.

2.4. Teoría de la onda solitaria

La onda solitaria no es ya una onda de oscilación sino una onda de traslación de una masa de agua. En realidad la onda solitaria se desplaza toda ella sobre el

12

nivel del agua en reposo. Cuando una onda de oscilación entra en zona de pequeña profundidad se aproxima a una onda solitaria; su cresta se va acortando y elevando mientras que su seno tiende a hacerse más largo y plano.

La onda solitaria es el caso extremo de la onda cnoidal, cuando $K^2 = 1$; $K(k) = \infty$ y $E(k) = 1$.

Las características más notables, según la teoría, tienen las siguientes expresiones:

– Ecuación del perfil:

$$\eta = H \operatorname{sech}^2 \left[\sqrt{\frac{3}{4}} \frac{H}{d^3} (x - Ct) \right]$$
 colocando el origen de las x en la cresta de la ola.

– Celeridad:

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

– Energía del oleaje:

$$E = \frac{8}{3\sqrt{3}} \rho g H^{3/2} d^{3/2}$$

– Presión en el seno del fluido:

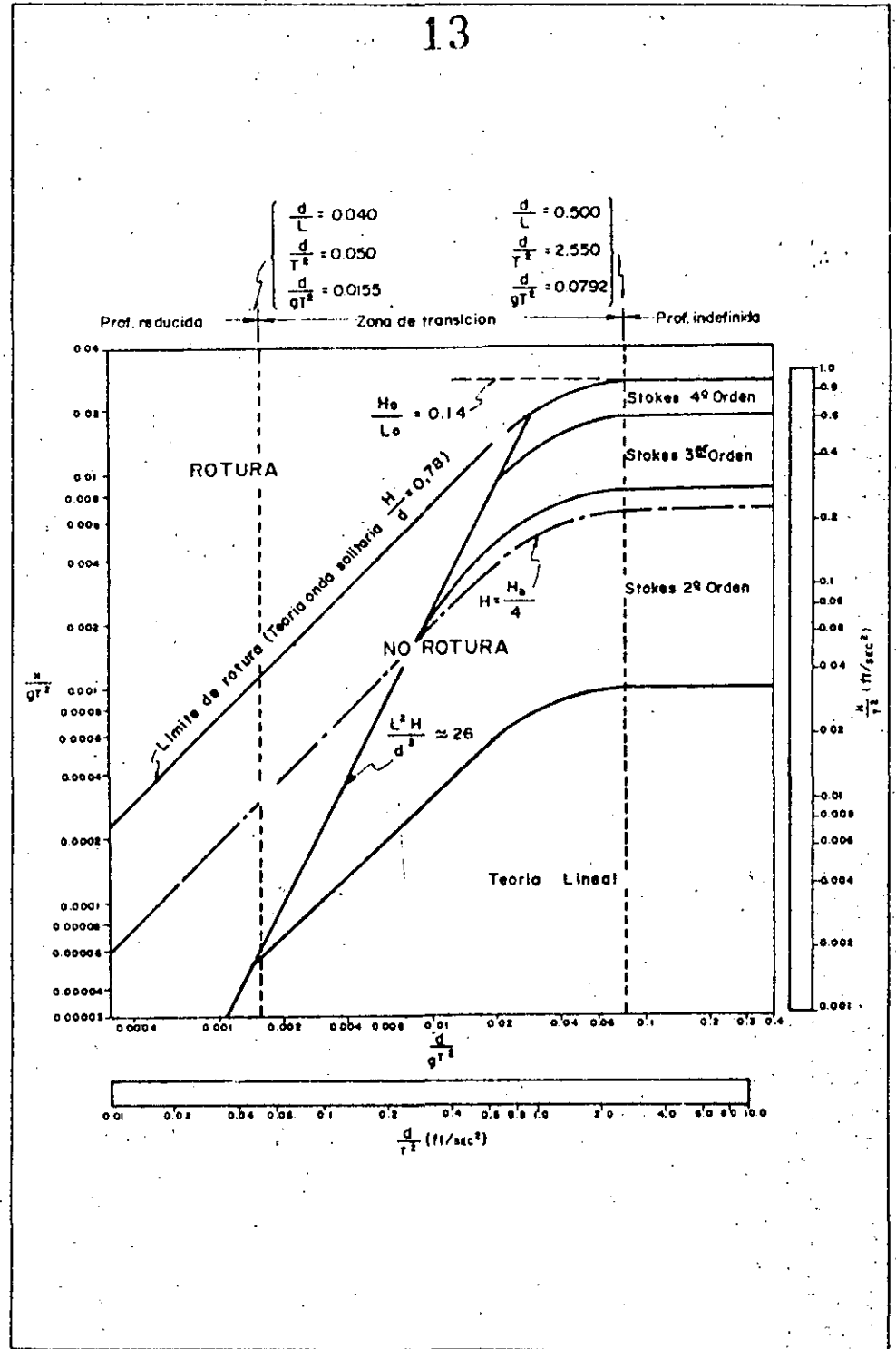
$$p = \rho g (Y_s - Y) \quad (\text{aproximación})$$

La rotura de una onda solitaria ante la progresiva disminución de la profundidad se produce cuando la relación (H/d) alcanza un valor límite. Mc. Cowan determinó el valor de rotura en 0,78. Sin embargo, experimentalmente, se ha comprobado que ese valor límite depende de otros factores como la longitud de onda, la rugosidad del fondo, y muy directamente de la pendiente del mismo. De una manera general puede afirmarse que el valor límite de rotura de H/d aumenta según crece la pendiente, pudiendo llegar, por ejemplo, a un valor próximo a 1.3 para una pendiente de 0.2.

2.5. Campo de validez de las distintas teorías En la figura se indican, referidas a los valores de los parámetros que caracterizan cada tipo de oleaje y la profundidad de la zona por la que avanzan, las distintas áreas en las que son válidas las teorías de ondas. Como se puede ver, la teoría de la onda solitaria marca el límite de rotura de las olas.

Respecto a la aproximación al perfil de la superficie del líquido se pueden comparar valores obtenidos por aplicación de las distintas teorías, con los perfiles

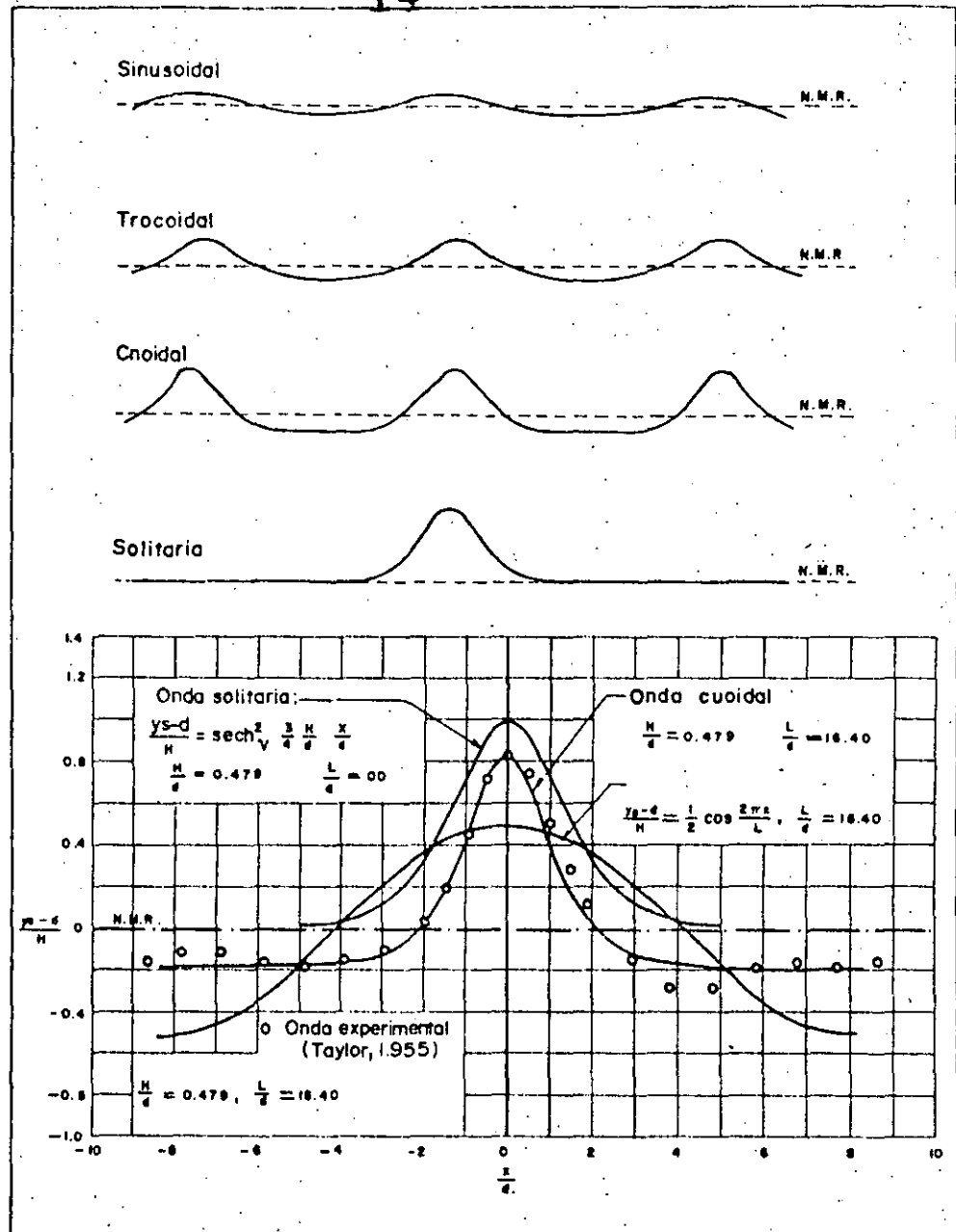
Fig. 144.—Campo de validez de las diversas teorías de ondas



obtenidos experimentalmente. La figura 145 muestra dicha comparación con una onda de las características indicadas y que viene representada por un punto en la citada figura. Se puede observar que la teoría cnoidal consigue una aproximación muy aceptable mientras que la oscilatoria no tiene apenas validez.

Es también digno de tenerse en cuenta la disimetría que presentan algunos tipos (trocoidal, cnoidal, solitaria, etc.) respecto del nivel medio del mar en reposo, llegando al límite en el caso de la onda solitaria que en pura teoría, permanece completamente por encima de dicho nivel.

Fig. 145.—Perfiles y sobreelevaciones de diversos tipos de ondas



3. Ondas estacionarias

Son oscilaciones de la masa líquida en las cuales el perfil instantáneo no avanza sino que se deforma sin variar de posición.

Una onda estacionaria se forma a partir de dos ondas progresivas que avanzan en direcciones opuestas. La interposición de un obstáculo que refleje total o parcialmente una onda da lugar en la realidad a la aparición de ondas estacionarias.

Dentro de las ondas estacionarias se pueden distinguir varias clases según las características de altura y dirección de las ondas progresivas confluyentes que las motivan.

Un "clapotis" (chapoteo) total, o simplemente clapotis, es aquel en la que ambas

ondas son similares y de sentido contrario. La apariencia de la superficie del agua, en este caso, es el de aparición-desaparición de crestas espaciadas media longitud de onda, con ciclos de periodo T .

El "clapotis" parcial se produce cuando a pesar de tener los mismos periodos y dirección, y contrarios sentidos, las ondas progresivas confluyentes son de distinta altura. Es el caso que se da en la realidad cuando la reflexión que se produce en un dique vertical no es total, existiendo una pérdida de energía parcial.

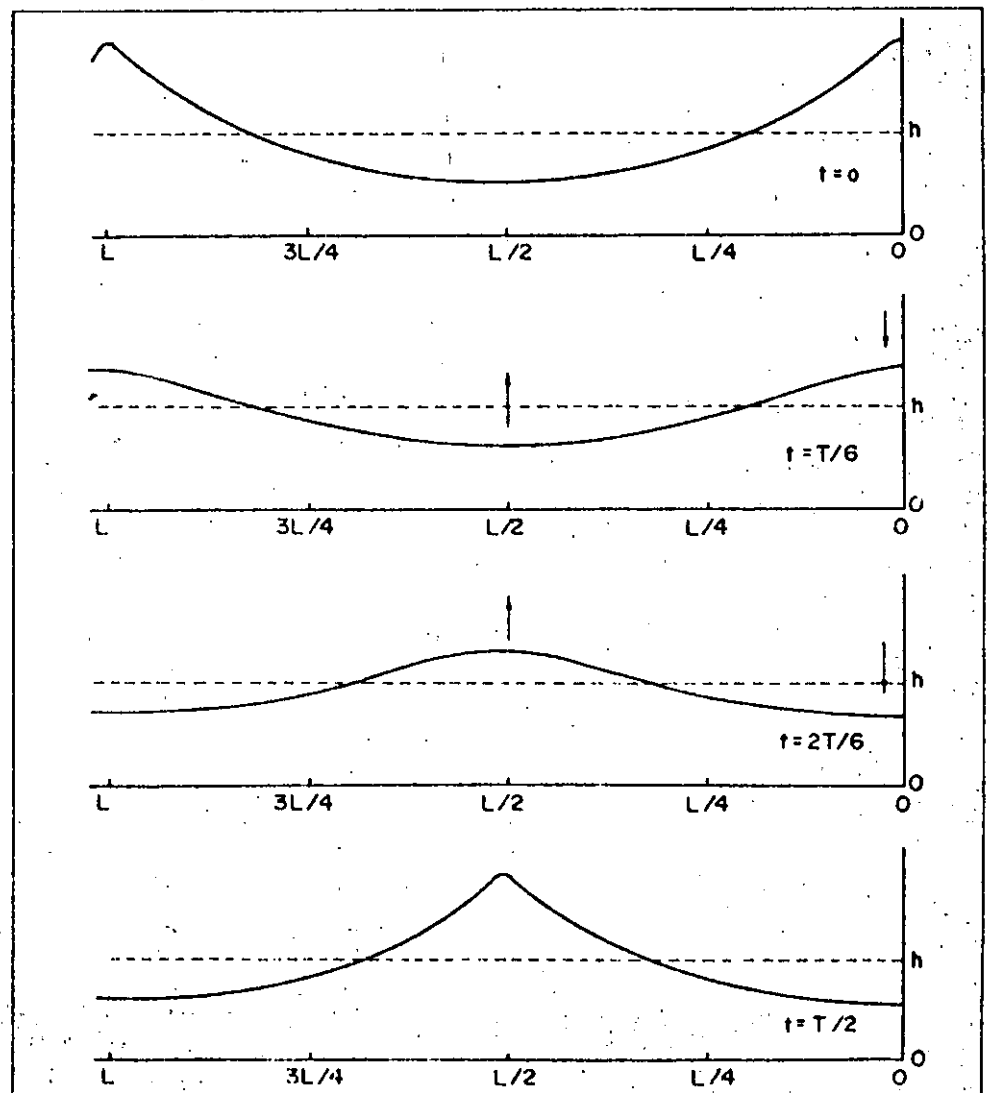
El "clapotis gaufre" se produce cuando las direcciones de las ondas incidentes no coinciden y forman sus crestas una malla cruzada.

El estudio teórico que se hace a continuación se refiere al clapotis total.

3.1. Clapotis total sinusoidal

El clapotis sinusoidal consiste en una serie de ondulaciones estacionarias que se pueden mantener indefinidamente y que mantienen su periodicidad tanto en el espacio como en el tiempo.

Fig. 146.—Variación en cuatro tiempos de la superficie libre del agua en clapotis total



El fenómeno presenta unas oscilaciones con unos vientres de oscilación vertical situados a una distancia $N \frac{L}{2}$ de la pared vertical, siendo N un número entero cualquiera. En los vientres el desplazamiento es vertical mientras que en los nodos, que están situados equidistantes de dos vientres consecutivos, el desplazamiento horizontal es máximo (fig. 146).

El valor máximo de la oscilación vertical se produce, claro está, en los vientres y tiene el valor $2H$, siendo H la altura de la ola incidente.

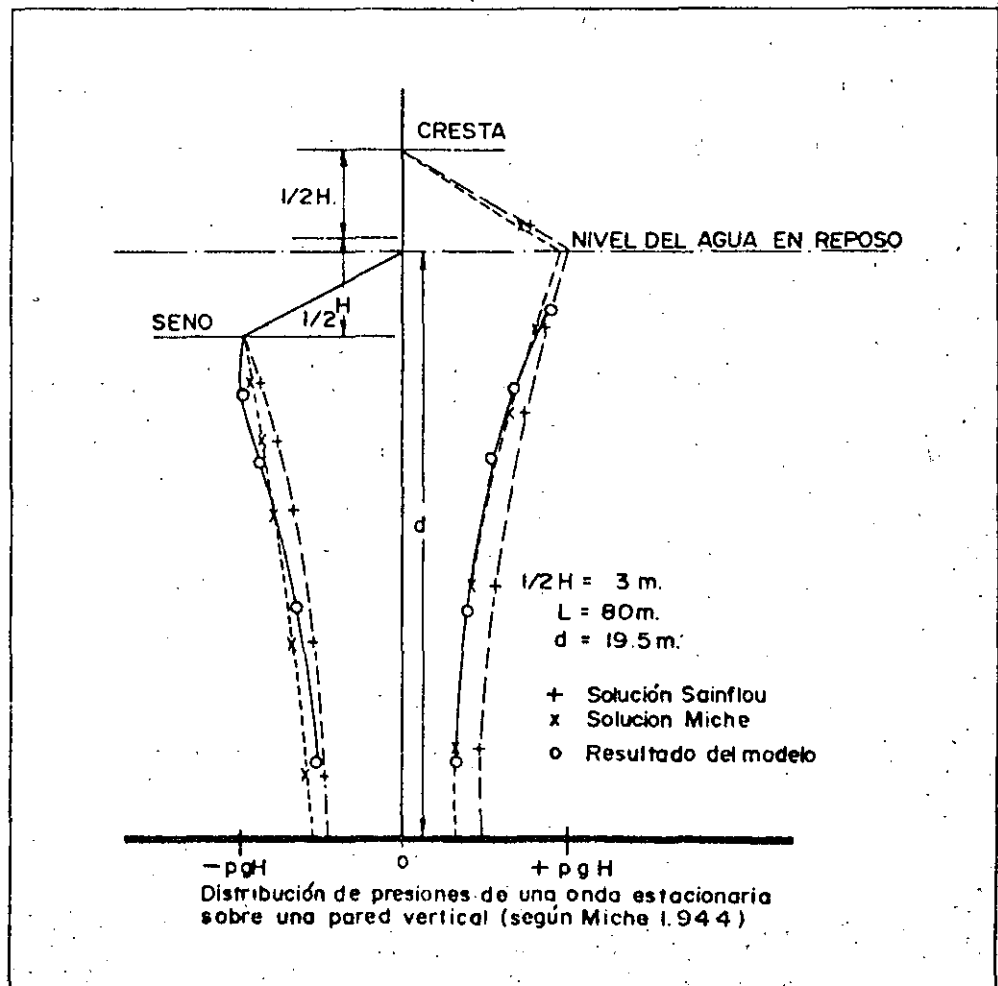
El periodo de oscilación del clapotis sinusoidal es:

$$T = \sqrt{\frac{2\pi L}{g} \operatorname{ctgh} \frac{2\pi h}{L}}$$

La sobreelevación del nivel medio en el caso de la reflexión sinusoidal se puede admitir que se aproxima a $H/2$, con lo cual la variación de la superficie libre del agua oscila entre $-H/2$ y $+3H/2$ respecto del nivel en reposo.

Presiones: en estas ondas es de mucho interés conocer la presión que se ejerce sobre el obstáculo contra el que chocan y se reflejan con el fin de poder proyectar el mismo.

Fig. 147.—Diagrama de presiones sobre una pared vertical



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

$$P = \rho g z + \rho g H \cdot \frac{\operatorname{sh} \frac{2\pi(h-z)}{L} \cos \frac{2\pi x}{L}}{\operatorname{sh} \frac{2\pi h}{L} \operatorname{ch} \frac{2\pi h}{L}} \cos \frac{2\pi t}{T}$$

siendo:

ρ = densidad del líquido.

g = aceleración de la gravedad.

H = altura de la ola incidente.

L = longitud de onda incidente.

h = profundidad.

x = distancia horizontal de la partícula líquida a la pared.

z = altura de la partícula líquida desde el fondo.

TEMA VIII

**Modificaciones
de las ondas**

Las ondas al irse propagando por la superficie del mar van encontrando en su camino limitaciones impuestas por condiciones de borde o de fondo que originan una modificación de su estructura. Estos son los casos de la influencia de la variación batimétrica que dará origen al fenómeno de la refracción de la onda y el de la existencia de barreras emergidas totales o parciales que dan lugar a la reflexión y difracción, respectivamente.

1. Refracción del oleaje

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

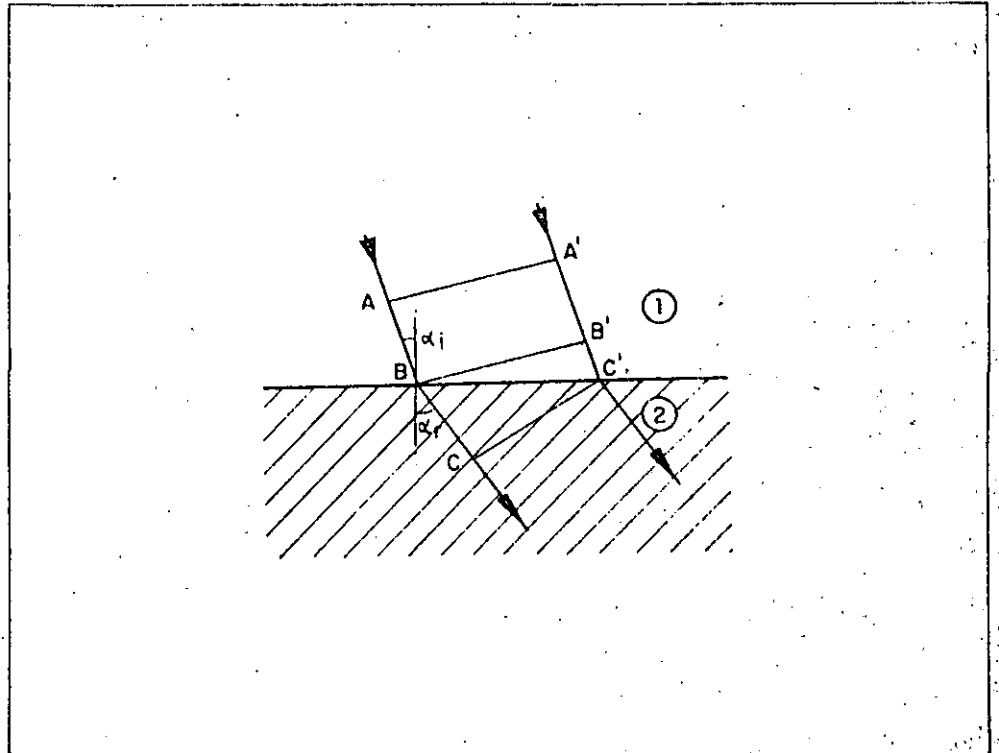
20

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

se comprueba que la celeridad varía con la profundidad de la zona en donde se propaga. Consecuentemente se producirá una variación en la longitud de onda.

Para comprender el fenómeno de refracción que experimenta la onda se puede recurrir a su paralelismo con la refracción óptica, es decir, la experimentada por un rayo de luz al atravesar dos o más medios diferentes (fig. 148).

Fig. 148.—Refracción del rayo de luz



En este caso el rayo luminoso al pasar de un medio a otro, en cada uno de los cuales tiene diferente velocidad de propagación, sufre una desviación en su trayectoria primitiva. La distancia BC es recorrida por el primer rayo en el mismo tiempo que el segundo rayo recorre B'C' al ser la velocidad de propagación superior en el medio (2).

De la misma forma, suponiendo dos escalones de profundidad de agua; la dirección de avance del oleaje experimenta una variación debida a las distintas velocidades de la ola en uno y otro escalón.

En general, y a partir del punto donde el efecto del fondo se hace notable, aproximadamente cuando la profundidad es igual a la semilongitud de onda, los frentes de onda sufrirán cambios en su alineación que tiendan a hacerlos paralelos con los distintos escalones de profundidad representados por las líneas batimétricas.

El estudio del fenómeno de refracción ante el proyecto de una obra costera es obligado, en casi todos los casos, ya que entra a formar parte en la determinación de las características del oleaje y de sus acciones, por ejemplo:

- Es necesario para el paso de valores de altura de onda en mar profundo a profundidades finitas.
- Es el efecto que determina el ángulo de incidencia de los frentes de ola en obras o zonas costeras.
- Puede alterar las condiciones existentes en la topografía del fondo en caso de estar éste constituido por materiales sueltos.

El cálculo de la refracción de las ondas es abordable, en la actualidad, mediante métodos numéricos y gráficos. Los primeros por si solos, no ofrecen un interés didáctico ni entran en el ámbito de este libro. Su realización suele llevarse a cabo mediante ordenador ofreciendo un aceptable grado de precisión y considerable rapidez en el caso del estudio exhaustivo de las condiciones de refracción de una zona. Combinados con la salida de un plotter pueden dibujarse, a partir de los valores intermedios del cálculo, los gráficos de refracción del oleaje.

El segundo método, el gráfico, ofrece en cambio una interpretación más fácil de los resultados con posibilidad de corrección intuitiva de los posibles errores. A continuación se exponen los dos métodos gráficos de utilización común: el de los planos de oleaje y el de los diagramas de refracción o de las ortogonales.

1.1. Método de los planos de oleaje

Se va a exponer a continuación el método ideado por Iribarren para conocer la propagación de las ondas al pasar éstas de profundidades indefinidas a reducidas.

La hipótesis fundamental con que Iribarren opera, es la conservación del período, ya que se admite, al estudiar el modelo de onda, que el número de ellas que pasa por dos puntos cualesquiera de la plataforma costera, en un determinado intervalo de tiempo, es el mismo.

Este método consiste en determinar la forma de propagación del oleaje, de características y orientación conocidas en alta mar, al avanzar hacia una costa determinada, en la que se conocen sus curvas batimétricas, así como la forma y orientación de la costa natural y de sus obras de abrigo ejecutadas o por ejecutar.

La notación empleada en su desarrollo es la misma que el profesor Iribarren usó en su elaboración. Su relación con la notación internacional es sencilla y la forma de paso de una a otra se ha relatado en el capítulo VII.

1.1.1. Planta del plano de oleaje en grandes profundidades

Fijada la o las orientaciones de las ondas a considerar así como su período, o bien su longitud de onda, el dibujo en planta, en profundidades indefinidas, serán líneas paralelas, que representan las crestas y senos, perpendiculares a la dirección de avance de la onda considerada. Teóricamente habría que dibujar todas las líneas de crestas y senos, o sea una línea por cada semilongitud de onda (L_0). Como esto generalmente no es posible, por ser la distancia L_0 a la escala del plano muy pequeña, se toma un múltiplo, nL_0 , siendo "n" generalmente par para que todas las líneas representadas correspondan a crestas o senos. La distancia en milímetros a escala, será:

$$nL_0 \text{ (en mm)} = n L_0 \frac{1000}{E} \text{ llamada "avance", siendo E la escala del plano.}$$

El dibujo en alta mar constará de las citadas "líneas de onda" a la distancia nL_0 , paralelas entre sí, y de las "normales", perpendiculares a las anteriores y a igual distancia, formando una cuadrícula, hasta que se llega a una profundidad H, siempre correspondiendo a pleamar, que sea igual o menor que L_0 .

1.1.2. Planta del plano de oleaje en profundidades reducidas

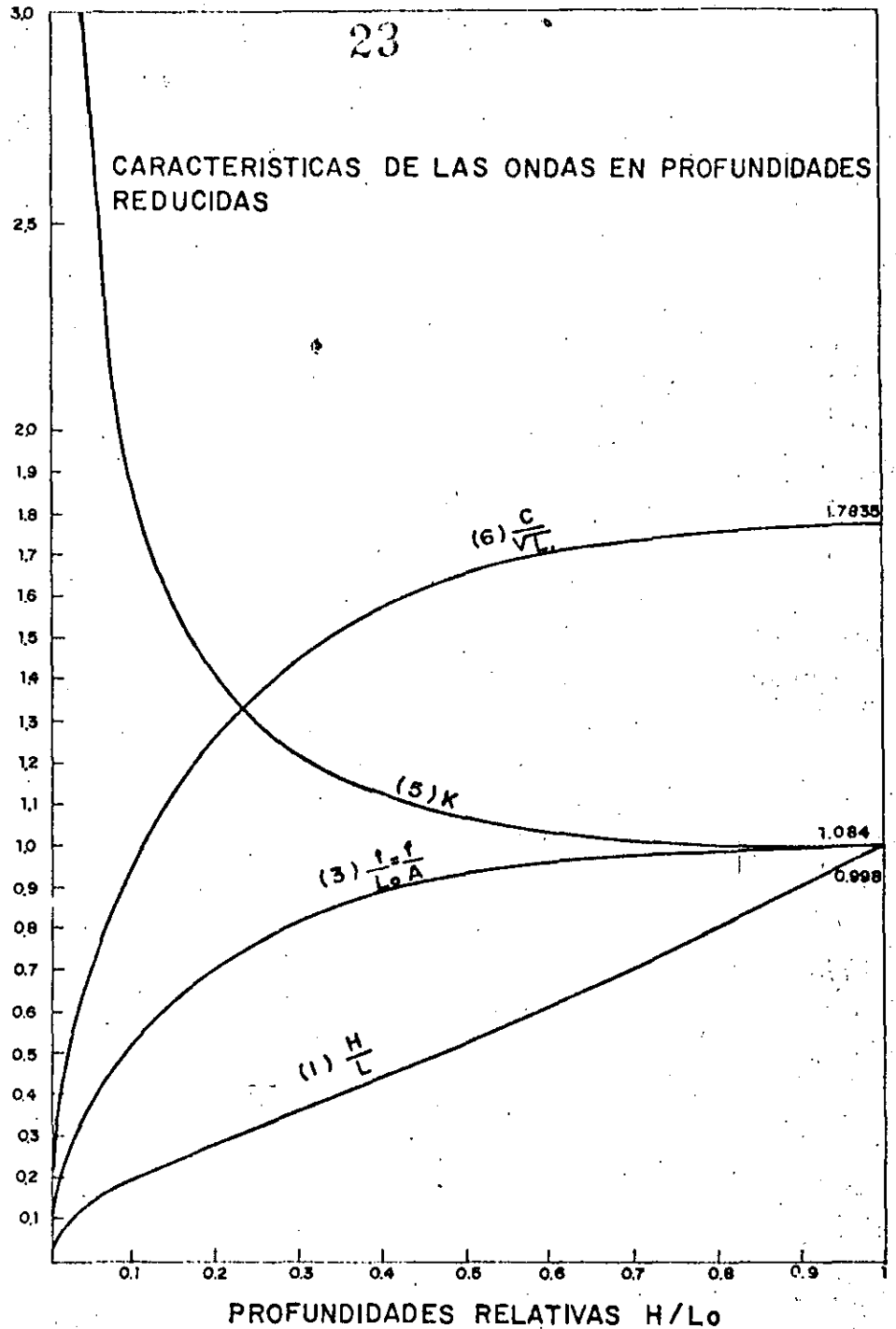
Hay que determinar la L que corresponde a cada profundidad reducida H. Para ello empezaremos por recordar que $T = T_0$, es decir:

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

Así obtenemos la ecuación: $LK = L_0$ que junto con $K = \operatorname{ctgh} \frac{\pi h}{L}$ nos permite determinar los valores de L y K puesto que L_0 y H son conocidos.

Para mayor facilidad se ha calculado un abaco, que se adjunta, en el que se determinan las características L, H, K, C y T, correspondientes a profundidades reducidas, en función de la relación H/L y de la semilongitud ordinaria L_0 .

Fig. 149.—Valores de parámetros. Características de las ondas en profundidades reducidas



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

$$nL (\text{mm}) = nL_0 \frac{1}{K} \frac{1000}{E}$$

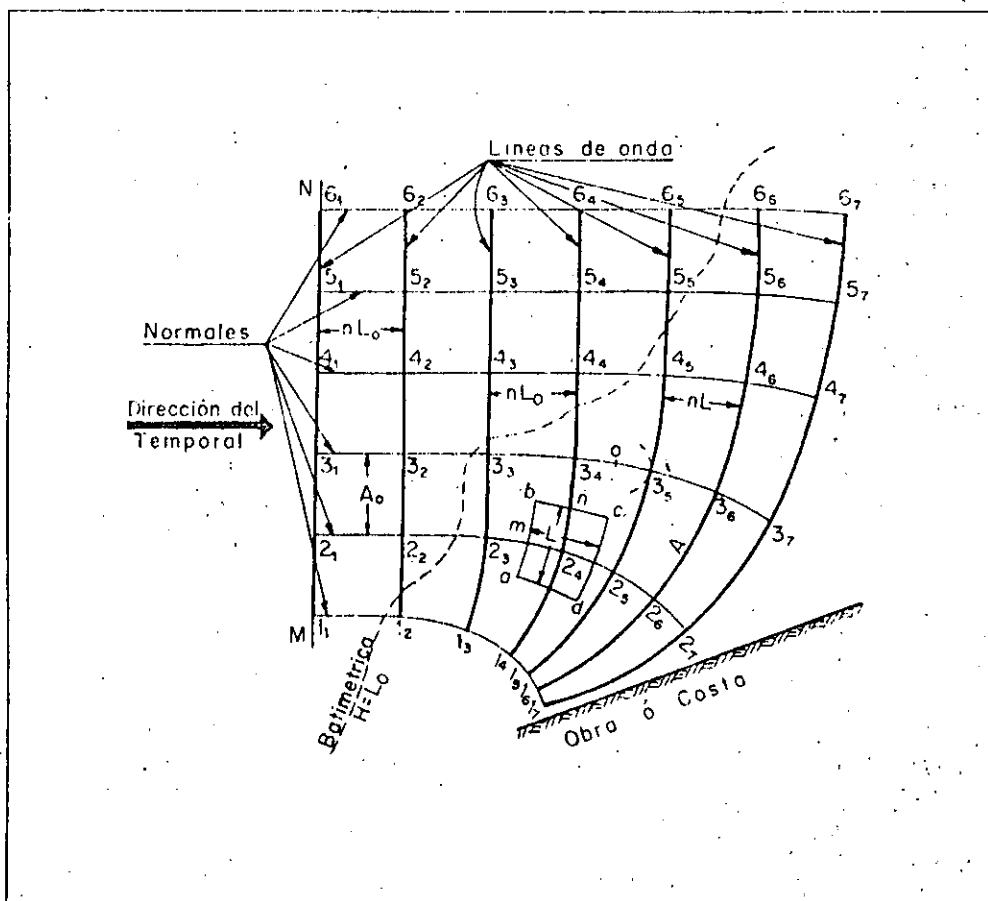
Se ordenan los cálculos de la forma que indica el cuadro siguiente, dibujando a continuación la curva que relaciona las profundidades con los semiavances con el fin de no tener que interpolar valores en el cuadro anterior:

CUADRO DE AVANCES

H	H/L ₀	L/K	Avances	Semiavances
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
Se ponen las profundidades en PMVÉ (m)	Columna (1) dividida por L ₀	De las tablas de Iribarren	Fórmula anterior : nL (min)	La mitad de la columna (4)

Hay que tener en cuenta que si los planos de oleaje se dibujan para las profundidades en pleamar máxima viva equinocial, como las cartas marinas españolas reflejan las profundidades en bajamar máxima viva equinocial, habrá que sumar a dichas profundidades la carrera de marea.

Fig. 150.—Construcción gráfica del plano de oleaje



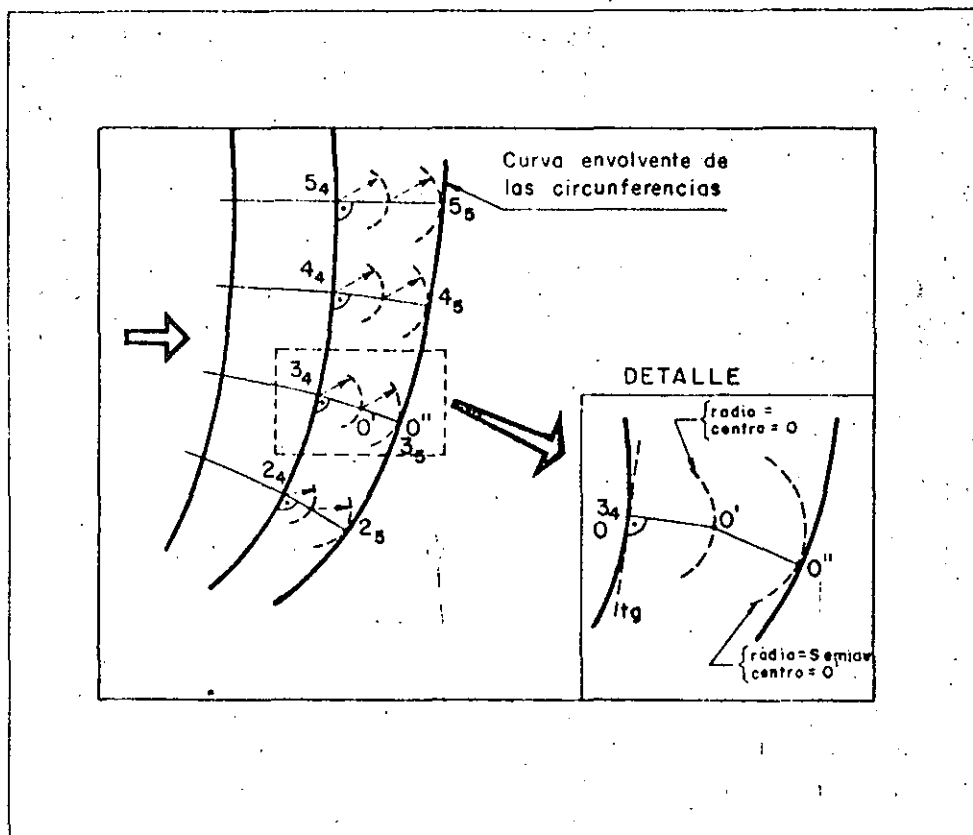
Las nuevas líneas de onda se determinan partiendo de la última línea de onda dibujada, hallando los avances que corresponden a cada uno de los puntos de intersección de normales con líneas de onda.

Los avances se hallan tomando como profundidad la del último punto. (Profundidad de 4₁ para hallar el avance 4₃, 4₆).

En ocasiones conviene corregir el avance obtenido inicialmente sustituyendo el valor de H del punto de partida, por la media de las profundidades de salida y llegada.

Cuando el fondo es discontinuo, la ola presenta cierta rigidez que le impide adaptarse inmediatamente a la profundidad que encuentra, por lo que se amolda a una profundidad media de una zona de cierta extensión que comprende al punto y limitada en las tres dimensiones que se llama "prisma de avance". La proyección horizontal de este prisma constituye el "cuadrilátero de avance". (Para el punto 2_4 el cuadrilátero de avance será $abcd$ formado tomando la distancia $L/2$ sobre la línea de onda y la normal que pasa por 2_4 , en las cuatro direcciones).

Fig. 151.—Detalle de la construcción gráfica



El dibujo se hace llevando el semiavance, sobre la normal al último punto. Con centro en el extremo y radio el semiavance, se traza un arco de circunferencia. La envolvente de todos éstos arcos de circunferencia, es la nueva línea de onda. Por ejemplo: Si la última línea de onda dibujada es la $1_4, 2_4, 3_4, 5_4, 6_4$, para dibujar la siguiente se procederá como sigue: Por estar los puntos 6_4 , 5_4 y 4_4 todavía en profundidades indefinidas, su avance será el mismo que el correspondiente a esa zona. Respecto al punto 3_4 , se hallará el semiavance que corresponde a su profundidad, se lleva éste sobre la normal que pasa por 3_4 y con centro en ese punto, O' , y radio otro semiavance, se traza un arco de círculo. Análogamente, se procede con los puntos 2_4 y 1_4 y la nueva línea será la recta $6_5, 5_4$, prolongada con la curva $3_4, 2_5, 1_5$, tangente a todos los arcos de círculo trazados.

Conviene hacer resaltar que el dibujo del plano de oleaje sólo depende del periodo y dirección de la onda originaria y de las profundidades sobre las que se propaga, pues conocido dicho periodo, $2T = 2T_0$, o lo que es lo mismo, la longitud originaria: $2L_0 = 2g T^2/\pi$ y las profundidades, H , quedan determinadas todas las características de la onda, menos su altura.

1.1.3. Alzado del plano de oleaje

La expresión de la energía en alta mar para una zona de ancho A_0 será:

$$E_0 = A_0 \rho g L_0 h_0^2$$

y la energía de la onda expansionada de ancho A , será:

$$E = A \rho g L h^2$$

La longitud de onda va disminuyendo, por tanto al conservarse la energía, debería aumentar h . Se ha observado que h no sólo no aumenta sino que disminuye, por tanto hay una pérdida de energía por rozamiento que se compensa con la disminución de L , y se puede escribir:

$$A_0 h_0^2 = A h^2 \quad \text{Luego: } h = h_0 \sqrt{\frac{A_0}{A}}$$

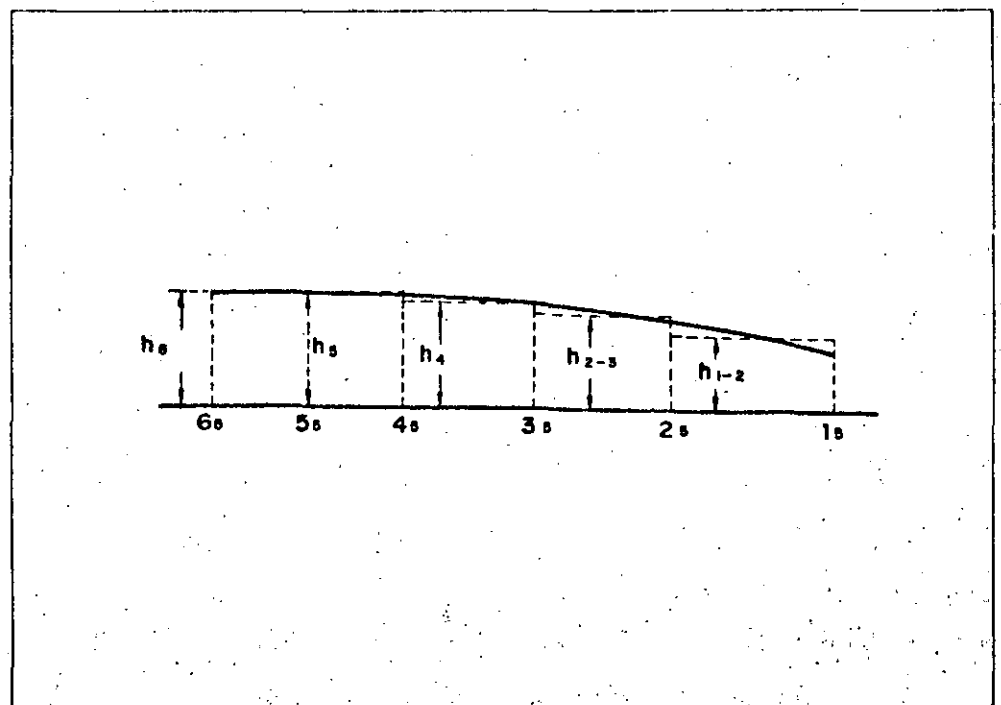
Los cálculos para hallar las alturas de ola a lo largo de las distintas líneas de onda, pueden ordenarse de la siguiente manera:

Línea de onda	Tramo	Ancho en origen (mm)	Ancho en el tramo (mm)	Altura de ola	
				En origen (m)	En el tramo (m)
6	2,3 ₆	A_0	A	$2h_0$	$2h_{2,3}$

Por este procedimiento se pueden obtener, aproximadamente, todas y cada una de las alturas medias correspondientes a los tramos en que las líneas de onda son divididas por sus normales, representando en la forma escalonada indicada en la figura las semialturas correspondientes a cada tramo.

De la forma escalonada se pasa a la forma continua, como se indica en la figura.

Fig. 152.—Alzado del frente de onda

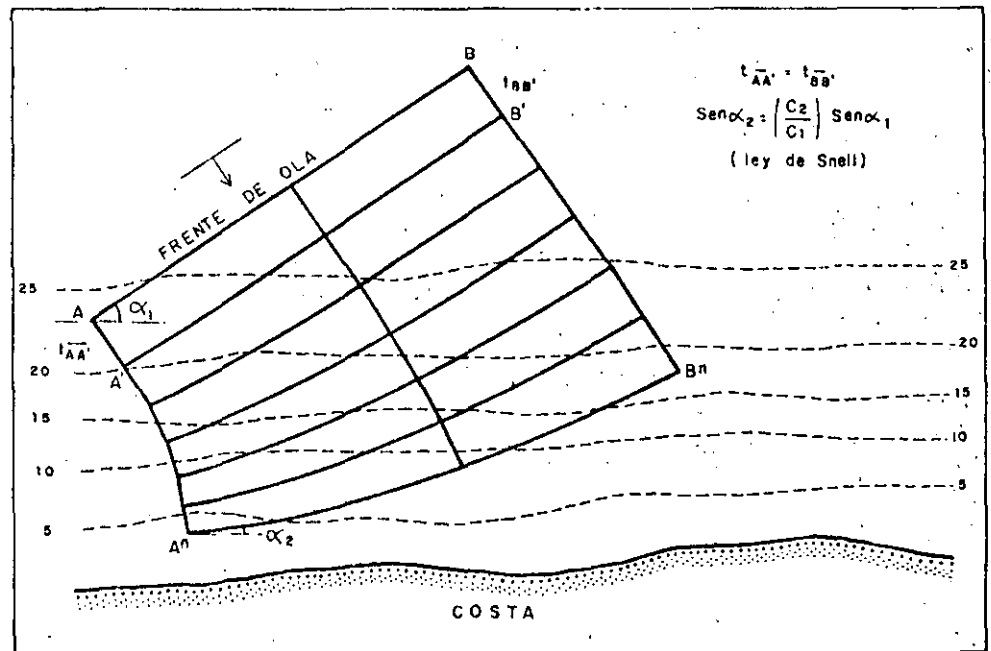


1.2. Método gráfico de refracción por batimetría.

Método de las ortogonales

Este método se basa en la ley de Snell ya que como es sabido la celeridad de una ola depende de la profundidad de agua en la zona donde se propaga. Así, si la profundidad decrece, también decrece la celeridad de la onda y por consiguiente su longitud, mientras que el periodo se mantiene constante en todo momento. Por tanto, puede observarse que en una onda cuya cresta avanza oblicuamente a las líneas batimétricas (isobatas), la parte de cresta que se mueve en profundidad mayor lo hace más rápidamente que la que lo hace en profundidades más reducidas. Esta diferencia de celeridad causa una deformación de la línea de cresta de la onda en un sentido tal que tiende a convertir en paralelas las isobatas y la cresta.

Fig. 153.—Esquema de la refracción del oleaje



El método gráfico de representación del fenómeno de refracción llamado "de las ortogonales", trata de reproducir el camino de una partícula de la cresta de una onda en su avance a lo largo de zonas de profundidad variable.

Las hipótesis de partida son las siguientes:

1. La energía comprendida entre dos ortogonales se mantiene constante.
2. La dirección de avance de la onda es la perpendicular a su cresta en cada momento.
3. La celeridad de una onda de periodo determinado solamente depende de la profundidad.
4. Los cambios en la topografía del fondo son graduales.
5. Las ondas son de cresta indefinida, 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:

$$\frac{d}{L_0} = 0,5 \quad \begin{array}{l} d = \text{profundidad} \\ L_0 = \text{longitud de onda} \end{array}$$

Los intervalos de profundidad a los que se dibujan las líneas isobatas pueden ser variables. A mayor número de líneas dibujadas, mayor precisión tiene el trazado de las ortogonales. Sin embargo, hay que evitar un plano excesivamente cargado de líneas que lo haga confuso. Como orientación para un caso general se puede tomar el siguiente criterio:

Profundidad (m)	Intervalo entre isobatas (m)
0 - 10	1
10 - 20	2,5
20 - 50	5
50 - 100	10
100 en adelante	25

En el dibujo de las líneas batimétricas conviene redondear las irregularidades bruscas para hacer más cómodo y preciso el trazado de la ortogonal, en la confianza de que la irregularidad cometida no afecta sustancialmente la geometría de la onda.

- Una vez preparado el plano base y dibujadas las líneas isobatas apropiadas es necesario estudiar las características del oleaje teniendo en cuenta que para cada dirección del mismo en mar profundo, α_0 , para la que se quiera trazar sus ortogonales es necesario un plano. A su vez, para cada intervalo de periodos, dentro de cada dirección, se necesita un diagrama de ortogonales o plano separado.

- El cuadro de confección del diagrama relaciona la profundidad en la que se mueve el frente de onda y la variación de celeridad en su avance.

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

CUADRO I

PERIODO T = 8 seg.				
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
d(m)	$\frac{d}{L_0}$	$\operatorname{tgh} \frac{2\pi d}{L}$	$\frac{C_1}{C_2}$	$\frac{C_2}{C_1}$
2	0.020	0.3470	1.38	0.72
4	0.040	0.4802	1.20	0.83
6	0.060	0.5753	1.13	0.88
8	0.080	0.6493	1.09	0.92
10	0.100	0.7093	1.15	0.87
15	0.150	0.8183		

La columna (1) corresponde a los valores de la profundidad de las líneas batimétricas dibujadas en la carta desde 2 metros hasta $L_0/2$.

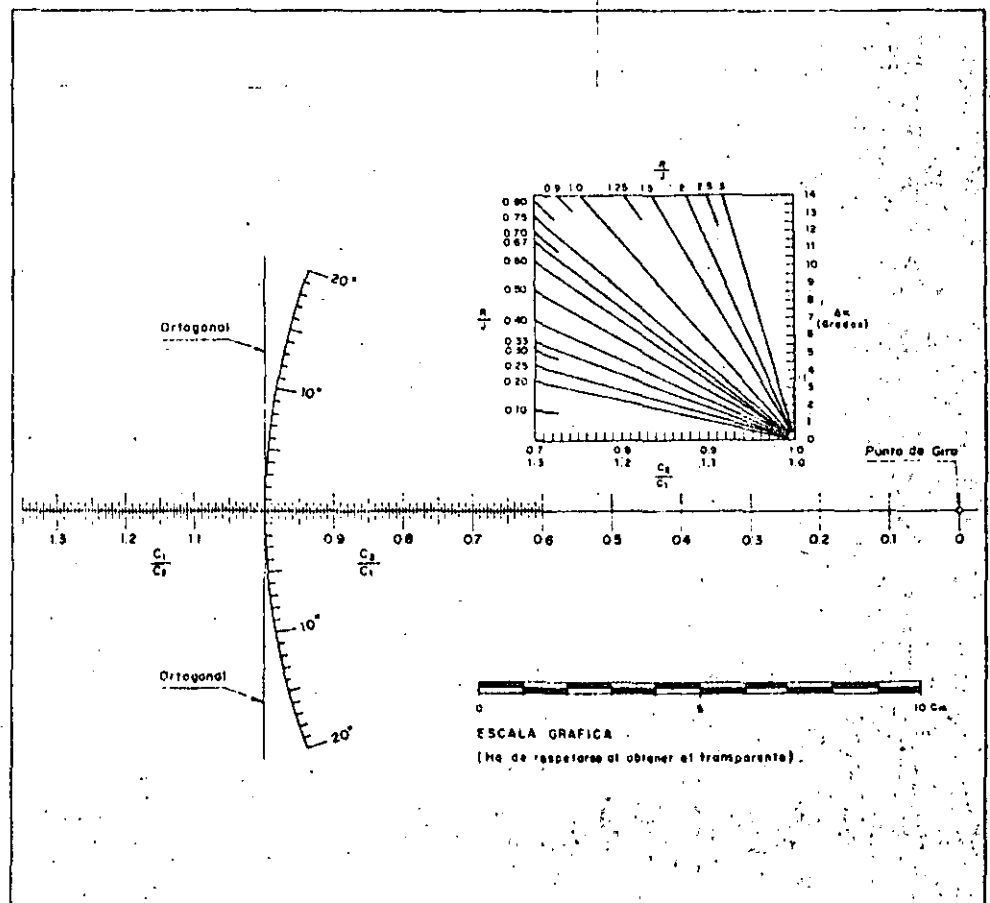
La columna (2) es la (1) dividida por el valor fijo de L_0 correspondiente al periodo T escogido; en este caso $T = 8$ seg.

La columna (4) se obtiene dividiendo los sucesivos términos de la columna (3).

La columna (5) es la recíproca de la columna (4).

• Sobre papel vegetal se construirá un "transparente", con la graduación y escala de la figura, que será el instrumento principal para la confección.

Fig. 154.—Plantilla transparente para la construcción del gráfico de refracción y ábaco para el cálculo con oblicuidad 80°



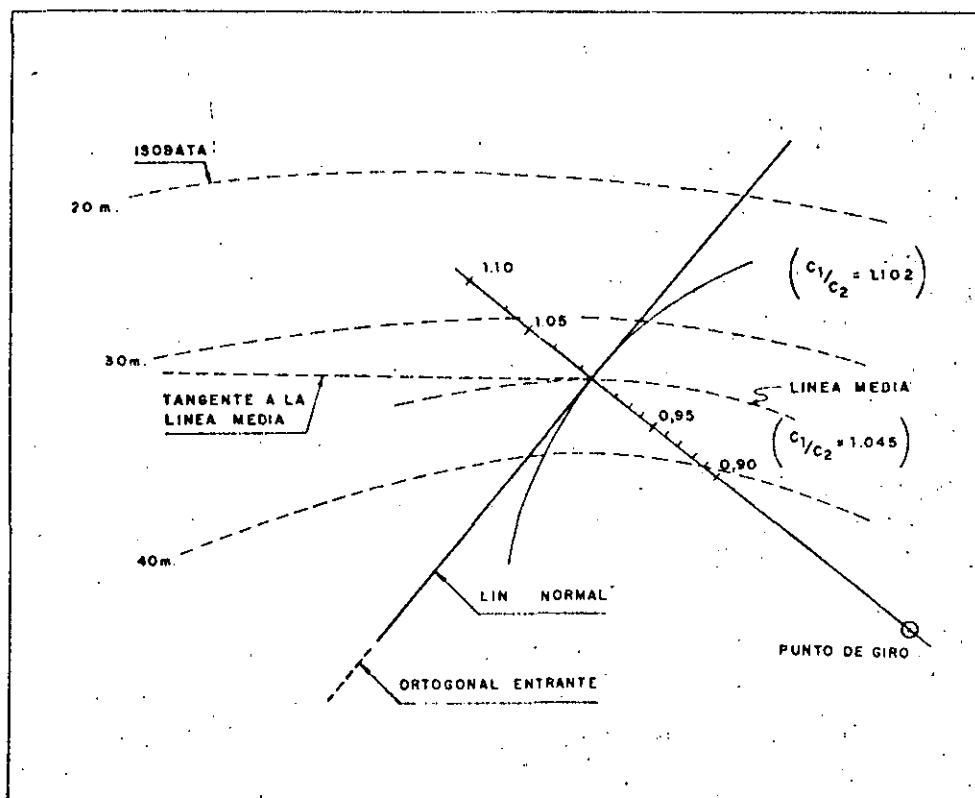
1.2.1. Procedimiento a seguir cuando el ángulo de corte α entre el frente de onda y las líneas batimétricas es menor de 80° .

El primer paso es dibujar el frente de onda recto con la dirección deseada en una zona donde todavía no se haya visto afectado por el fondo y donde se estime conveniente para que una vez refractadas las ortogonales alcancen el tramo de costa que interese estudiar. De este frente se pueden sacar rayos ortogonales como se desea, si bien se recomienda que se haga a intervalos iguales.

Para trazar la ortogonal en su camino hasta la costa se han de efectuar los siguientes pasos:

1. Sacar la ortogonal de forma perpendicular, claro está, desde el frente de onda inicial hasta que intersecte la isobata más profunda.
2. Dibujar suavemente la isobata que discurre por la zona media entre las dos primeras isobatas encontradas en el camino de la ortogonal. Prolongar la ortogonal hasta dicha línea media y dibujar la tangente a esa línea por el punto de intersección.
3. Superponer el transparente de refracción de tal forma que la línea llamada *normal* esté sobre la ortogonal entrante con el punto 1.0 en la intersección de la dicha ortogonal con la línea media entre isobatas. De esta forma queda determinado el *punto de giro* (fig. 155).

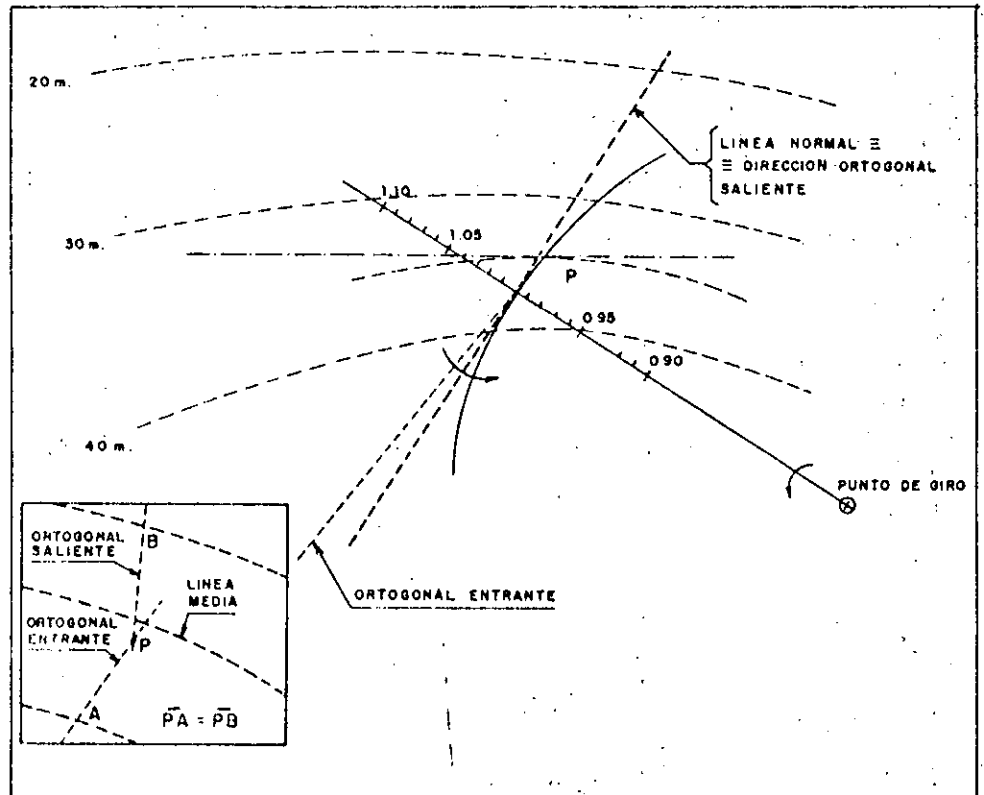
Fig. 155.—Construcción del gráfico de refracción



4. Girar el transparente alrededor del punto de giro hasta que el valor de C_1/C_2 , correspondiente al intervalo —que figura en el eje del transparente y que se ha obtenido, previamente, en el cuadro— intersecte a la tangente a la línea media. La línea *normal* se ha colocado, tras el giro, en la dirección de la ortogonal saliente.

5. Construir una paralela a la dirección en que ha quedado la *línea normal* que pase por un punto B de la ortogonal entrante tal que sea equidistante a las dos líneas de nivel. Este punto, así definido, no tiene por qué estar situado en la línea media. La recta trazada es la ortogonal saliente (fig. 156).

Fig. 156.—Construcción del gráfico de refracción



6. Repitiendo los anteriores pasos para los siguientes intervalos entre líneas batimétricas se puede prolongar la ortogonal hasta su encuentro con la línea de costa.

En el proceso anterior se ha supuesto que las profundidades hasta llegar a la línea de costa son permanentemente decrecientes. Puede haber casos como: hoyas, cabos, bajos, etc. en los que la ortogonal avanza en su camino a la orilla, por zonas de profundidad creciente. En este supuesto se emplea el mismo sistema de construcción con la única variante de utilizar la relación C_2/C_1 , en lugar de C_1/C_2 .

1.2.2. Procedimiento a seguir cuando el ángulo de corte α entre el frente de onda y las líneas batimétricas es mayor de 80° .

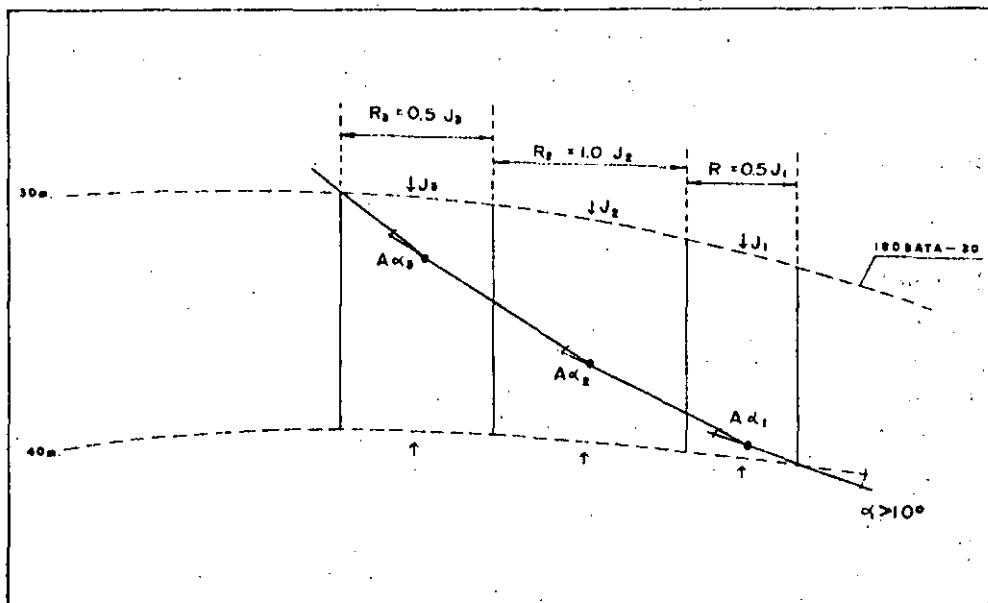
En este caso la ortogonal entrante casi no corta las líneas batimétricas sino que corre prácticamente paralela a ellas.

Se emplea entonces el siguiente método:

- a) Se va dividiendo el espacio a cruzar entre las dos isobatas en segmentos de longitud R, relacionados con la separación J de las dos batimétricas en esa zona. De esta forma puede resultar $R_1 = J_1$ ó $R_1 = 1.5 J_1$ ó $R_1 = 3 J_1$ como máximo.

Si la separación entre las líneas no es constante dentro del segmento de longitud R escogido conviene tomar un segmento de longitud menor para ganar precisión. Una vez fijado $R_1 = K J_1$ ($0,1 < K < 3,0$) se acude al cuadro 1, entrando en él con el valor C_2/C_1 (¡atención, no C_1/C_2 !) y el de $K = R_1/J_1$, obteniendo un $\Delta\alpha$ que es la variación angular que sufre la ortogonal entrante en el medio del segmento R_1 (fig. 157).

Fig. 157.—Construcción gráfica en el caso de incidencia superior a 80°



b) Se traza entonces la ortogonal saliente del segmento y se vuelve a escoger un sector de longitud R_2 , operando análogamente al caso anterior.

De esta forma, con un número variable de sectores R_i se cruza el espacio entre las dos isobatas.

c) Se comprueba con la ortogonal saliente, si con la siguiente isobata forma un ángulo mayor de 80° . Si es así, se opera otra vez mediante la división en segmentos. Si por el contrario, el ángulo es menor de 80° , se vuelve al método normal de trazado de las ortogonales.

1.3. Campo de validez de los métodos gráficos de refracción

Los métodos gráficos de refracción tratan de reproducir los cambios que experimenta el oleaje en su aproximación a la costa. Para su concepción se han supuesto simplificaciones importantes. Así, por ejemplo, se ha considerado que el oleaje es monocromático, es decir que las características de todas las olas son idénticas. Basta una ligera visión del oleaje real que se produce en las costas para comprobar que una ola respecto a la siguiente puede diferir sustancialmente. Igual ocurre con la suposición de que la cresta de la ola tiene longitud indefinida. En la realidad, solamente el oleaje de fondo, tipo SWELL, presenta unas crestas de alguna longitud. El de tipo SEA, por el contrario, tiene crestas cortas, desiguales y sometidas a la acción directa del viento. Su reproducción mediante los distintos métodos de refracción será muy poco efectiva.

Otra limitación de estos métodos proviene de suponer que la energía entre tubos u ortogonales se mantiene constante. De esta forma se puede llegar al punto conflictivo de los *cáusticos*. Un *cáustico* es un punto del diagrama donde las líneas normales al frente o las ortogonales se cruzan. En pura teoría, siguiendo la hipótesis adoptada, en un punto de este tipo la altura de onda es infinita, ya que no existe separación.

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

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

Es obvio, que esto en la realidad no sucede. La explicación reside en el hecho de que entre los tubos existe una cesión de energía que se incrementa con la diferencia de altura de onda entre ellos. Algunos investigadores han estimado que, como máximo, la altura de ola en una zona puede ser dos veces mayor que de la que se parte en mar profundo.

Análogamente las zonas con batimetría muy irregular no se prestan a estos métodos gráficos, dada la rigidez que impone las dimensiones del cuadrilátero de avance.

La utilización del método de los planos de oleaje o del método de las ortogonales viene aconsejada en cada caso por lo que de ellos se quiere obtener. El primero de ellos, desarrollado por Iribarren, presenta, comparativamente las siguientes ventajas:

- Ofrece una mejor idea de las condiciones de refracción al representarse el frente de onda en sucesivas posiciones.
- Permite la reproducción del fenómeno de difracción mediante la expansión lateral o bilateral y por tanto es apto para problemas de agitación en dársenas o zonas abrigadas.
- Permite el trazado de normales a partir de un frente cualquiera con objeto de conseguir mayor precisión en una zona determinada.
- El apoyo en normales adjuntas disminuye los errores en el dibujo de una normal.

Como inconvenientes relativos, por el contrario, se pueden citar:

- Ejecución más lenta y complicada, ya que precisa el empleo de útiles y plantillas para el dibujo de los frentes de onda.
- Poca aptitud para su dibujo sistematizado mediante ordenador. Existen numerosos programas que adaptan el método de las ortogonales al cálculo mecanizado y posterior dibujo mediante *plotter*.
- Imposibilidad de ejecución desde profundidades reducidas hacia mar adentro.

1.4. Ejemplo de realización de un plano de oleaje. Puerto de Mazarrón (España)

Datos necesarios:

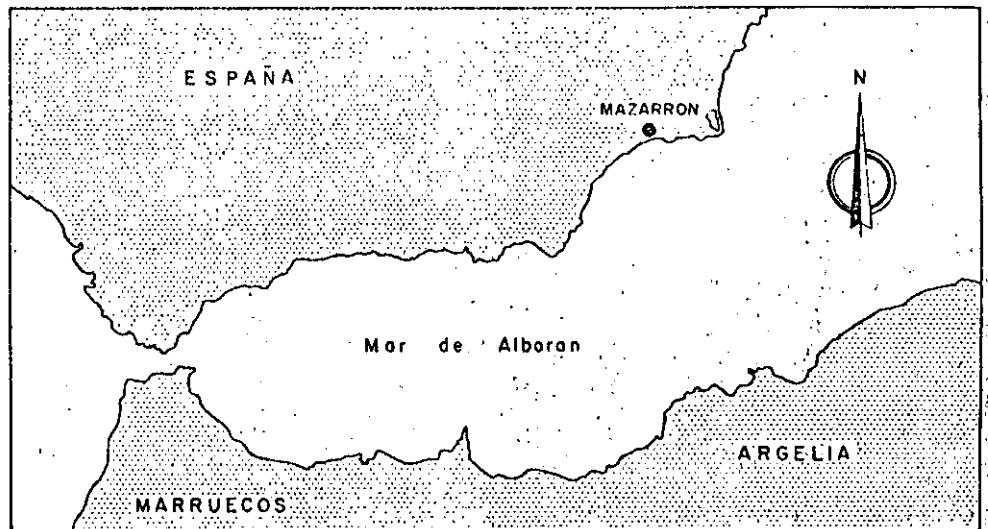
34

— Dirección del temporal: Hay que fijar la dirección o direcciones de los máximos temporales: se dibujará un plano de oleaje para cada dirección.

— Características en mar profunda de la máxima ola de cálculo posible: Fijada la dirección o direcciones del temporal, se determina por el procedimiento conocido el fetch.

Conocido el fetch, se calculan $2h_0$, $2L_0$, C_0 y $2T$ por medio de las fórmulas o tablas correspondientes.

Fig. 158.—Situación del puerto de Mazarrón



Como ejemplo práctico se va a dibujar a continuación un plano de oleaje para el puerto de Mazarrón (fig. 158). Dirección del temporal: E.40. En el plano, se calcula el fetch, que es de 222 km. Los valores de las características del temporal en grandes profundidades, son:

$$2h_0 = 4,62 \text{ m.}; 2L_0 = 187,14 \text{ m.}; 2T = 10,95 \text{ seg.}; C_0 = 17,08 \text{ m/seg.}$$

— Características de la plataforma costera desde una profundidad igual a la semilongitud de onda; $2L_0$, hasta la costa. Se utilizarán planos o cartas marinas que tengan curvas batimétricas o datos de sondas a partir de la profundidad $H = L_0$ hasta la costa, teniendo en cuenta que la profundidad tiene que estar referida a la PMVE.

En el ejemplo anterior: $H = L_0 = 94 \text{ m.}$ en PMVE.

— Se dibujan por lo menos dos planos: El primero de aproximación (en planos a escalas comprendidas entre 1:20.000 y 1:400.000) y el segundo de detalle (en escalas comprendidas entre 1:1.000 y 1:5.000).

En nuestro caso: Escalas 1:30.000 y 1:5.000.

Dibujo del plano de aproximación.—Lo primero que hay que hacer es fijar el

avance en mm., de acuerdo con la escala del plano, para, posteriormente, aplicando la fórmula, hallar la n correspondiente. El avance suele variar entre 15 y 50 mm.

Sigue el ejemplo anterior: Se emplea un plano a escala 1:30.000. Se fija un avance en principio de 20 mm.

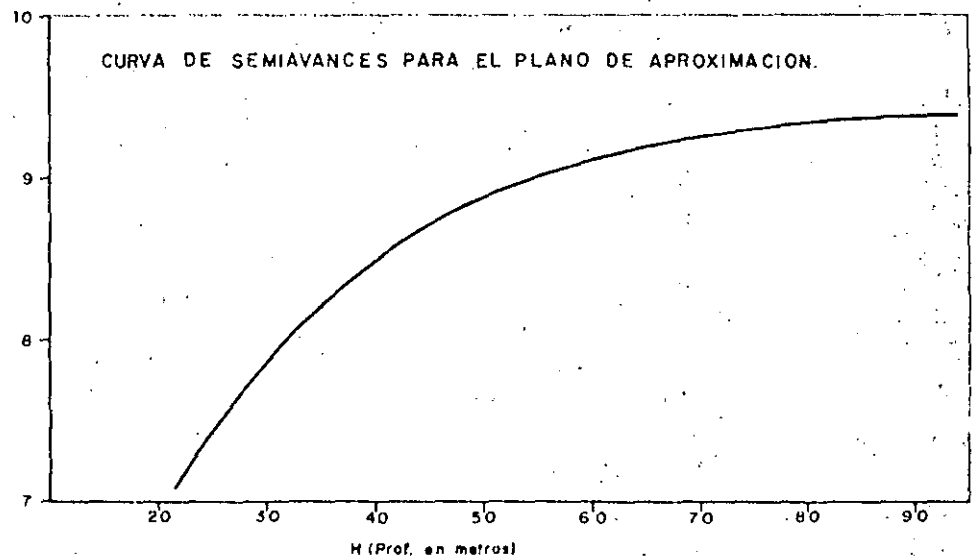
$$nL \text{ (mm)} = 20 = n L_0 \frac{1.000}{E} = n \times 94 \times \frac{1.000}{30.000} = 3,13 \times n, n = 6,39 \approx 6$$

$$nL \text{ (mm)} = 6 \times 94 \times \frac{1.000}{30.000} = 18,80 \text{ mm. (Avance en grandes profundidades)}$$

A continuación se procede a calcular el cuadro de avances desde la profundidad $H = L_0 = 94$ m. hasta la profundidad a la que se inicia el plano de detalle. En nuestro ejemplo, 30 m.

Para poder conocer rápidamente el semiavance que corresponde a cada profundidad, conviene dibujar una curva que relaciona las H con sus correspondientes semiavances (fig. 159).

Fig. 159.—Curva de semiavances. (Plano de aproximación)



El avance, en profundidades finitas, en nuestro caso, valdrá:

$$\text{Avance (mm)} = 18,80 \times \frac{1}{K}$$

CUADRO DE AVANCES

H	H/L ₀	1/K	Avance	Semiavance
94	1,0000	0,9964	18,73	9,36
90	0,9574	0,9951	18,71	9,35
80	0,8511	0,9910	18,63	9,31
70	0,7447	0,9831	18,48	9,24
60	0,6383	0,9687	18,21	9,10
50	0,5319	0,9436	17,74	8,87
45	0,4787	0,9253	17,40	8,70
40	0,4255	0,9018	16,95	8,47
35	0,3723	0,8720	16,39	8,19
30	0,3191	0,8342	15,68	7,84
25	0,2660	0,7863	14,78	7,39
23	0,2447	0,7639	14,36	7,18

Con estos datos se puede ya dibujar el plano de oleaje de aproximación partiendo de la cuadrícula, en profundidades grandes, formada por las líneas de onda perpendiculares a la dirección del temporal y a una distancia entre ellas de 18,80 mm y las normales a éstas a la misma distancia, hasta la batimétrica de 94 m.

A partir de aquí, a cada punto de intersección de una línea de onda con su normal, le corresponderá en el plano una profundidad finita y, a cada profundidad, un semiavance en la curva de semiavances, dibujando la nueva línea de onda y sus normales, de la forma indicada en el apartado 1.1.2. Así se llega a la última línea de onda de éste plano de aproximación, que en nuestro caso es la línea de onda número XV', interpolada entre la XIV y la XV, a una profundidad media de 23 metros.

Paso del plano de aproximación al de detalle.—La última línea de onda dibujada en el plano de aproximación, se traslada por puntos al de detalle, apoyándose en puntos perfectamente identificables en ambos planos y teniendo en cuenta la nueva escala del plano de detalle.

Además del dibujo en el nuevo plano de esta primera línea de onda, hay que deducir, mediante la fórmula correspondiente, la altura de ola que corresponde a cada uno de sus tramos.

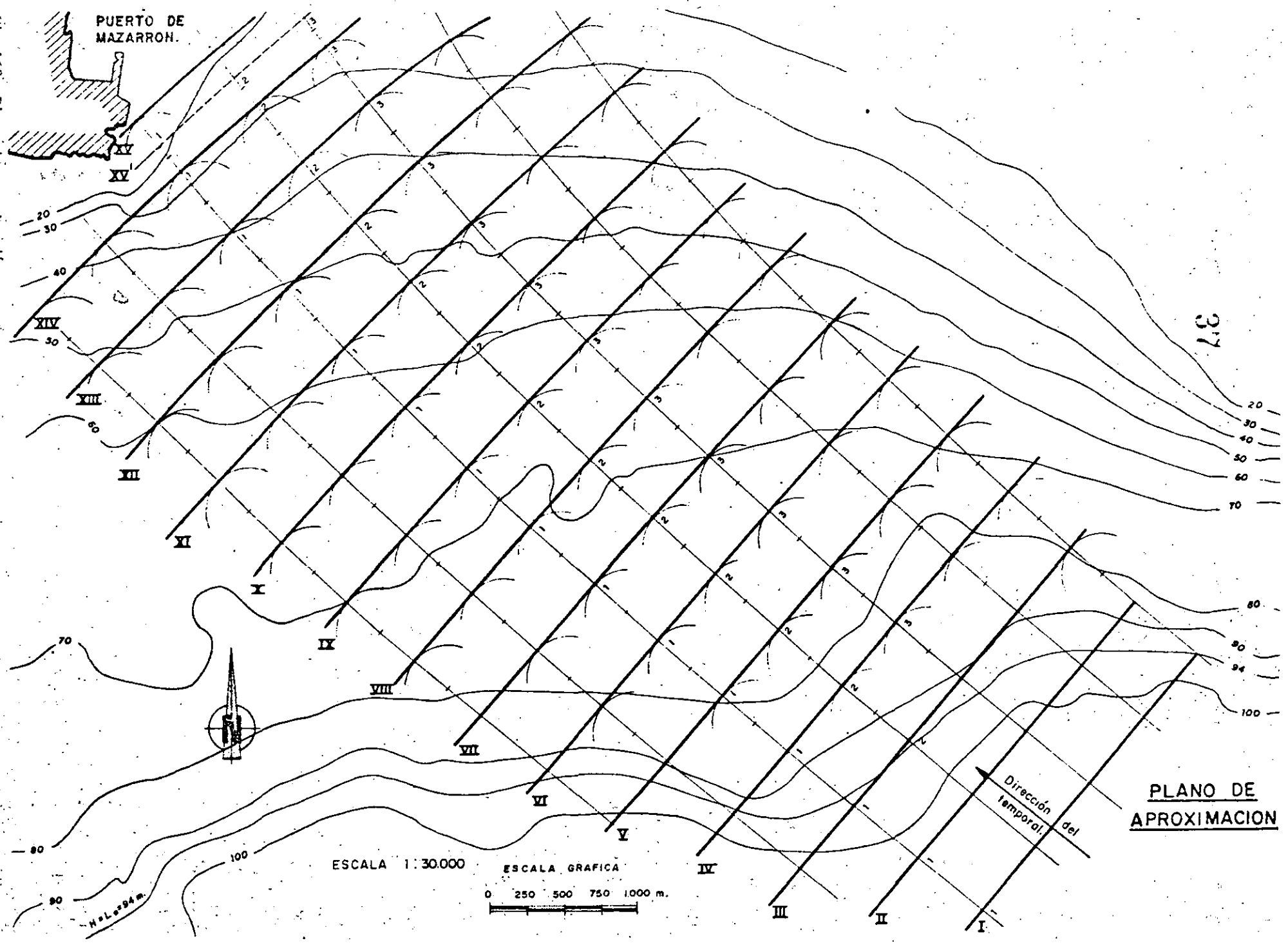
En nuestro caso:

Altura de ola en la línea de onda XV':

$$\text{Tramo 1.2.}, 4,62 \sqrt{\frac{18,8}{22,5}} = 4,22 \text{ m.}$$

$$\text{Tramo 2.3.}, 4,62 \sqrt{\frac{18,8}{20,8}} = 4,39 \text{ m.}$$

Fig. 160.—Plano de aproximación



PLANO DE APROXIMACION

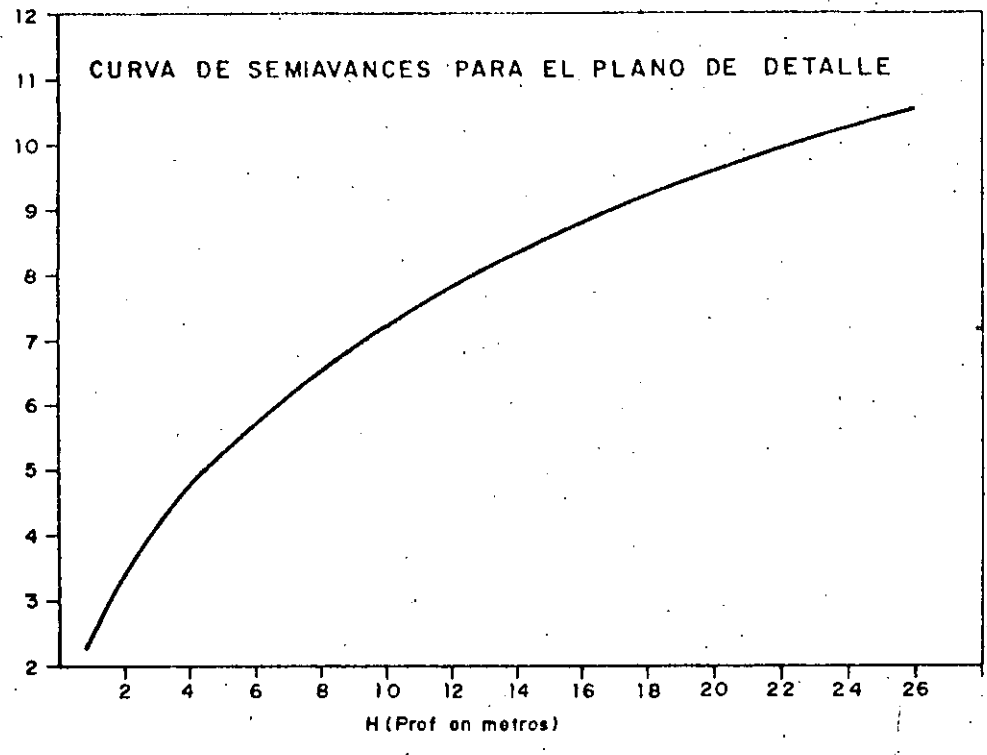
ESCALA 1:30.000

ESCALA GRAFICA
0 250 500 750 1000 m.

37

Dibujo del plano de detalle.--Como ahora se va a trabajar en un nuevo plano a escala distinta, hay que fijar el nuevo avance y calcular la nueva n de la fórmula, rellenando a continuación el nuevo cuadro de avances y dibujando la correspondiente curva de semiavances para este plano de detalle (fig. 161).

Fig. 161.



Continuando con nuestro ejemplo: Plano de detalle a escala 1:5.000; avance fijado en principio, 20 mm.; profundidad media de la primera línea de onda, 23 m.

Con estos datos se dibuja la curva de la figura 161 y partiendo de la primera línea de onda, XV', y con unas normales a una distancia entre ellas de 20 mm., puede dibujarse el plano de detalle siguiendo el procedimiento ya utilizado para el de aproximación. Se hace notar que en profundidades pequeñas, generalmente, se ha calculado el avance con la media de las profundidades del punto de que se parte y al que se llega.

A la profundidad de 23 m. le corresponde $1/K = 0,7639$ (ver cuadro de avances en profundidades infinitas).

$$nL \text{ (mm)} = 20 = n L_0 \frac{1}{K} \frac{1.000}{E} = n \cdot 94 \cdot 0,7639 \cdot \frac{1.000}{5.000} = 14,36 n, n = 1,41$$

CUADRO DE AVANCES PARA EL PLANO DE DETALLE

$$nL \text{ (mm)} = 1,4 \times 94 \times \frac{1.000}{5.000} \times \frac{1}{K} = 26,32 \times \frac{1}{K}$$

H	H/L ₀	I/K	Avance	Semiavance
25	0,2660	0,7863	20,69	10,34
23	0,2447	0,7639	20,10	10,05
22	0,2340	0,7520	19,79	9,89
20	0,2128	0,7261	19,11	9,55
18	0,1915	0,6975	18,36	9,18
16	0,1702	0,6658	17,52	8,76
15	0,1596	0,6486	17,07	8,58
14	0,1489	0,6304	16,59	8,29
13	0,1383	0,6113	16,08	8,04
12	0,1277	0,5907	15,54	7,77
11	0,1170	0,5696	14,99	7,49
10	0,1064	0,5459	14,36	7,18
9	0,09574	0,5208	13,70	6,85
8	0,08511	0,4940	13,00	6,50
7	0,07447	0,4647	12,23	6,11
6	0,06383	0,4327	11,38	5,69
5	0,05319	0,3974	10,46	5,23
4	0,04255	0,3574	9,40	4,70
3	0,03191	0,3123	8,22	4,11
2	0,02128	0,2557	6,73	3,36
1	0,01064	0,1818	4,78	2,39

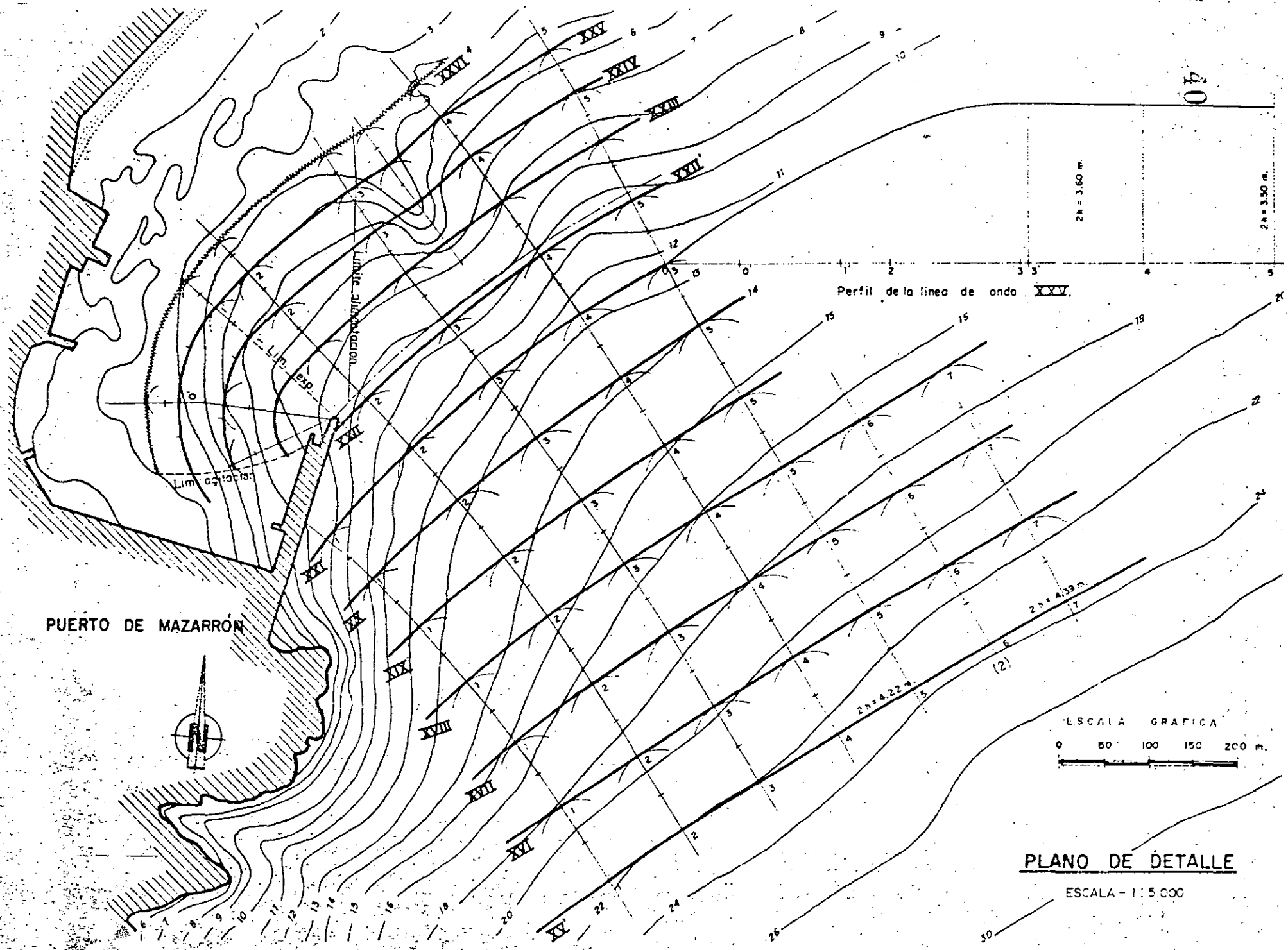
Se ha dibujado el plano de aproximación hasta llegar a la línea de onda XXII próxima al extremo del dique y se interpola la XXIII, que pasa por el extremo del dique. También se interpola la normal 1' que pasa por el citado extremo del dique.

Profundidad en el morro: 8,5 m., $H/L_0 = 8,5/94 = 0,09043$. Según las tablas de Iribarren, a ese valor de H/L_0 le corresponde un valor de $H/L = 0,1781$, luego $L = H/0,1781 = 8,5/0,1781 = 47,73$ m. y $L/2 = 23,86$ m. que es la distancia a partir del extremo del dique y sobre la línea de onda XXII' que señala el punto donde se inicia la línea límite de alimentación en la expansión lateral que se inicia alrededor del dique. La expansión lateral se dibuja de acuerdo con las normas dadas en el apartado correspondiente.

Línea de onda	Alturas de ola			Altura de ola	
	Tramo (mm)	Ancho en origen (mm)	Ancho en el tramo (m)	En origen (m)	En el tramo
XXV'	1,6	—	—	4,22	4,22
XXI	1,2	20	28,5	4,22	3,54
XXI	2,3	20	24	4,22	3,85
	3,4	20	24	4,22	3,85
XXII'	2,3	20	25	4,22	3,77
	3,4	20	26	4,22	3,70
XXIV	2,3	20	27	4,22	3,63
	3,4	20	27,5	4,22	3,60
XXV	3,4	20	27,5	4,22	3,60
	4,5	20	29	4,22	3,50
XXVI	3,4	20	26,5	4,22	3,67

Al ser la altura de ola, en el tramo 3,4 de la línea de onda XXVI, de 3,67 m. y la pendiente del fondo suave (del 1 al 2 %), la ola rompe a una $H = 2,5 h = 2,5 \times 1,83 = 4,58$ m. Por tanto al estar la profundidad en ese tramo entre los 3 y 4 m., la ola rompe.

Fig. 162.—Plano de detalle



PUERTO DE MAZARRÓN



Perfil de la línea de onda XXV.

ESCALA GRAFICA
0 50 100 150 200 m.

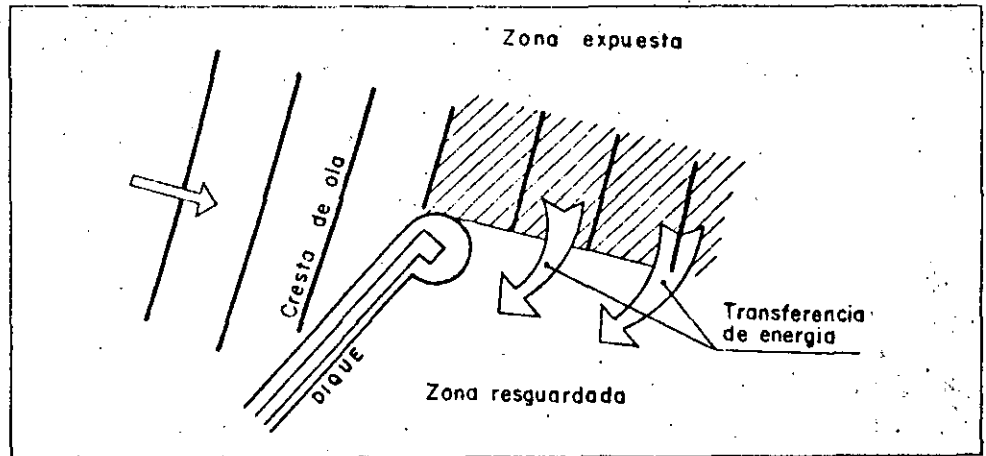
PLANO DE DETALLE

ESCALA - 1 : 5.000

2. Difracción de las ondas

La difracción es en esencia un fenómeno de transferencia de la energía de unas zonas a otras. Se produce cuando la onda encuentra en su camino un obstáculo que impide su paso a la zona posterior del mismo. Es el caso de los diques, islas naturales o artificiales, etc. En efecto, si se supone un dique que impide el paso de la onda, se pueden distinguir varias zonas con características de agitación diferentes (fig. 163).

Fig. 163.—Fenómeno de la difracción del oleaje



De una a otra por diferencia en los niveles de agitación existe un intercambio de energía que generará en la zona resguardada una agitación de características particulares.

Es fácilmente comprensible el interés que tiene el estudio de este fenómeno para el diseño y explotación de un gran número de obras e instalaciones marítimas. La resonancia en las dársenas, las condiciones de entrada a un puerto, los aterramientos y las variaciones de las playas próximas a una obra son algunos de los casos comunes en los que la difracción del oleaje juega un papel principal.

Fig. 164.—Ría de Ortigueira (España). Puede observarse el fenómeno de difracción y sus efectos sobre las playas próximas



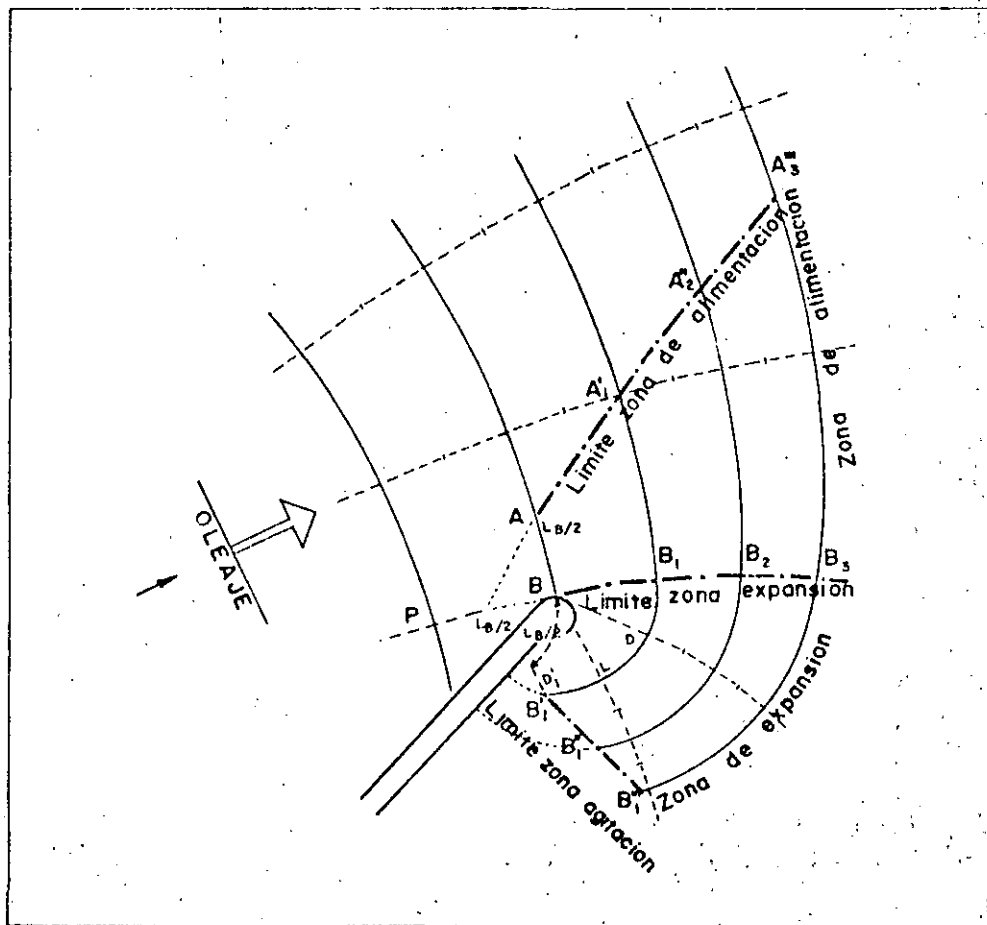
42 Continuando con la teoría de modificación del oleaje de Iribarren, se expone a continuación el estudio práctico sobre la que el propio autor llamó "expansión lateral" y que no es más que una precisa denominación intuitiva del fenómeno de la difracción. El valor práctico de este método gráfico de difracción es enorme, siendo una excelente ayuda al técnico portuario en el diseño en planta de las obras exteriores. Aún hoy en día se puede considerar superior a cualquier otro método teórico de difracción.

Esto, sin embargo, no es óbice para que en el estudio definitivo de una obra, en la que intervengan notablemente los fenómenos de refracción-difracción, sea siempre recomendable la realización de un ensayo experimental en modelo reducido que no precisa de las hipótesis previas simplificadoras que todos los métodos teóricos necesitan para su aplicación, sobre todo cuando existan problemas de batimetría irregular o posible formación de cáusticos.

2.1. Método gráfico de difracción. "Expansión lateral" Al igual que en el caso de la refracción las hipótesis de partida suponen una onda monocromática de periodo fijo y de cresta indefinida, cuya celeridad depende únicamente de la profundidad de la zona por la cual avanza manteniéndose, además, la energía entre perpendiculares a los frentes.

Supóngase la existencia de un obstáculo al paso del oleaje incidente (fig. 165).

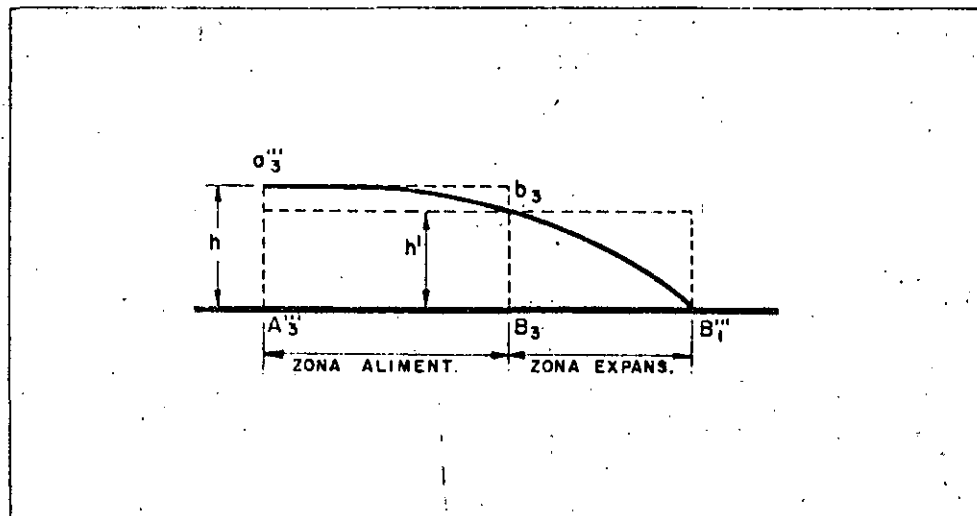
Fig. 165.—Construcción del plano de oleaje difractado



Si en la dirección BB_3 existiese una pantalla vertical, la onda continuaría su avance normalmente. La no existencia de esa pantalla es causa de expansión lateral de la onda, que agita en parte la zona BB_2B_1'' llamada zona de expansión. Las condiciones de esta expansión, según Iribarren, son:

1. El paso de la onda origina en B una oscilación armónica que se propaga radialmente.
2. Hay una cesión lateral de energía que da lugar a modificaciones en la altura de la onda, que se produce según estas líneas de onda, y con celeridad igual a la celeridad de propagación (fig. 166).

Fig. 166.—



3. El fenómeno empieza a producirse cuando a la cresta de la onda le falta un cuarto de su longitud para llegar al extremo del obstáculo, es decir cuando está a L_{B_1} de B, siendo L_B la longitud de onda correspondiente a la profundidad de B.

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

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

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

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

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

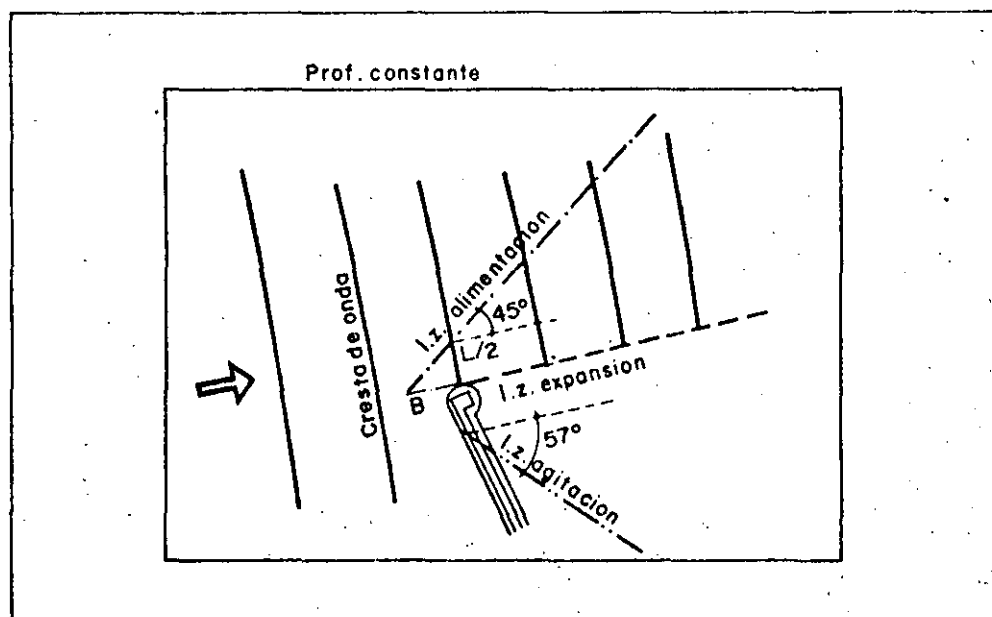
$$B_1B_1' = L_{B/2} + \text{avance correspondiente a B}$$

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

$$B_2B_2'' = B_1B_1'' + \text{avance correspondiente a } B_1''$$

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

Fig. 167.—



En el caso de profundidades iguales (fig. 167) la línea límite de expansión será la normal que pasa por el extremo del obstáculo y será una recta; la línea límite de alimentación será la recta que partiendo de una distancia $L_{h/2}$ del extremo del obstáculo, forme un ángulo de 45° con el límite de expansión; y la línea límite de agitación será una espiral cuya asíntota es la recta paralela a la que pasando por B, a una distancia $LB/2$, forma un ángulo de un radián con la línea límite de expansión.

2.1.1 Alturas de la ola en la zona de expansión lateral

La semialtura h que tendría la onda en la zona de alimentación, si no hubiese expansión lateral, se puede hallar por el procedimiento general descrito en la expansión frontal. Ahora bien, la energía almacenada en el trozo de cresta comprendido en la zona de alimentación se derrama, extendiéndose entre este trozo y el de expansión, pudiendo calcular la semialtura media correspondiente al punto

45 donde empieza la expansión lateral —punto de la línea límite de expansión— por la fórmula.

$$h' = h \sqrt{\frac{A_3''' B_1}{A_3''' B_1'''}}$$

siendo h la semialtura *media* que tendría la onda en la zona de alimentación.

Para pasar de la representación escalonada a la continua, sólo hay que tener en cuenta que la onda es un cuarto de senoide que pasa por los puntos a_3''' $b_3 B_1'''$.

En el caso de profundidades constantes, la longitud de las líneas de onda en la zona de expansión es igual a su longitud en la zona de alimentación y entonces $h' = h \sqrt{1/2} = 0,71 h$. Las alturas de la onda en la cuarta parte de la senoide y en sus $3/4$ serían: $0,92 h$ y $0,38 h$, respectivamente.

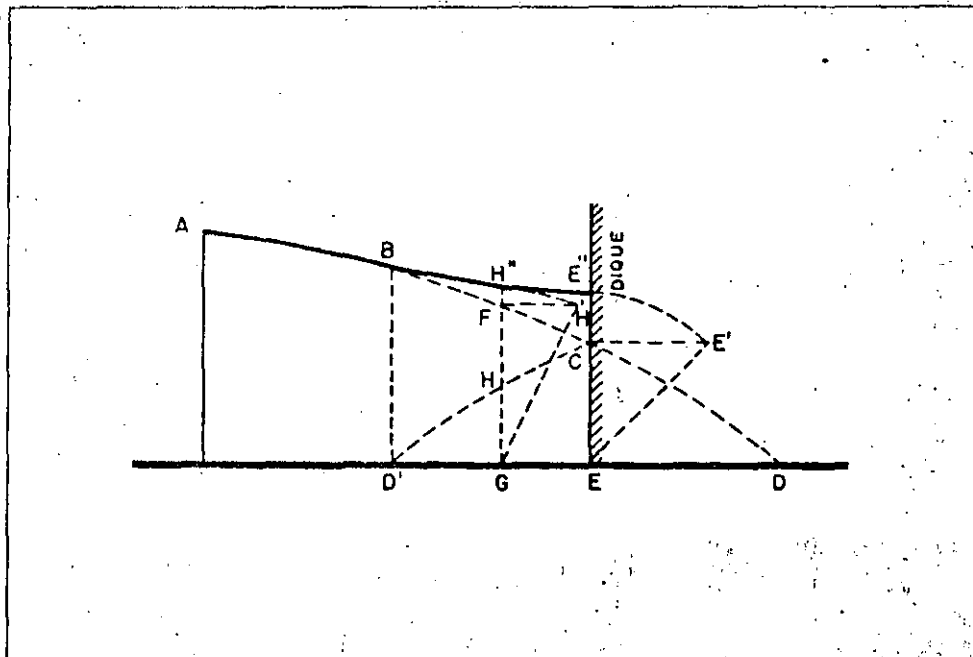
2.1.2. Expansión lateral incompleta

Si la expansión lateral no es total porque no lo permite el dique, se puede suponer la expansión total y determinar gráficamente las nuevas alturas de onda. Para ello se dibuja la onda que atraviesa el dique. (CD se abate en CD'). La acumulación de energía nos da las nuevas alturas de onda, estableciéndose la relación.

$$h_1^2 = h_1'^2 + h_2^2$$

representada gráficamente en la figura por el triángulo CEE':

Fig. 168.—Alzado del frente de onda en el caso de expansión lateral incompleta



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

46

y para un punto intermedio por el triángulo FGH:

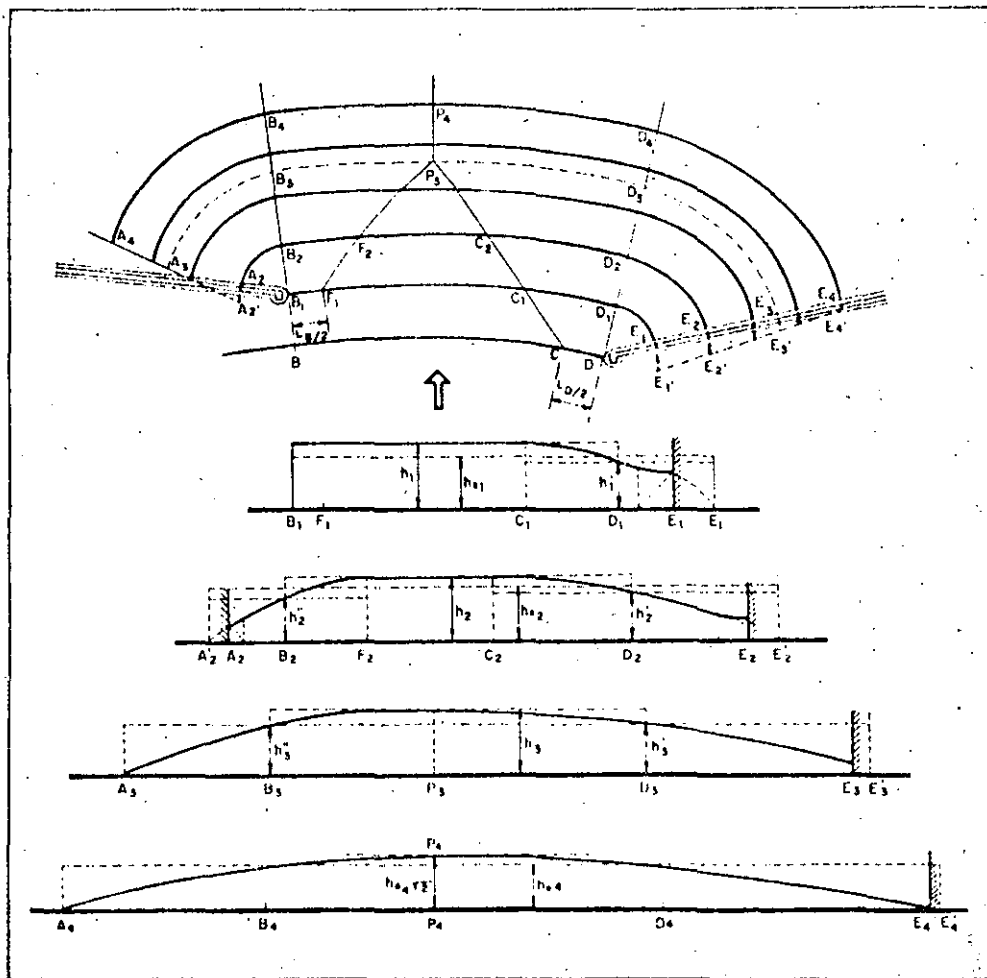
$$GH''^2 \text{ (nueva altura de ola) } = FG^2 + FH''^2$$

El punto donde se inicia la sobreelevación de la ola es el punto B, distante del dique D'E = ED.

2.1.3. Doble expansión o expansión bilateral

Cuando en un puerto existen dique y contradique, se suelen producir dos expansiones laterales, completas o incompletas, que es lo que se llama doble expansión.

Fig. 169.—Doble expansión lateral (planta y alzados de los diversos frentes)



La energía que entra en el puerto está representada por:

$$B_1 D_1 \times h_1^2$$

siendo h_1 la semialtura media de la onda en el tramo $B_1 D_1$ de no existir la expansión lateral.

Por tanto la altura media o altura eficaz de la onda en el tramo expansionado $B_1 E_1'$ será:

$$h'_{e1} = \sqrt{\frac{B_1 D_1}{B_1 E_1}}$$

independiente de la altura en el punto D_1 del tramo de expansión simple $C_1 E_1'$ que es:

$$h_1' = h_1 \sqrt{\frac{C_1 D_1}{C_1 E_1}}$$

En la línea de onda $A_2' E_2'$, en la que todavía no se cortan las dos líneas límites de alimentación, se procede como si fueran dos expansiones laterales independientes, manteniéndose la altura de onda en el tramo $F_2 C_2$ como si no hubiese expansión y descendiendo según sinusoides a ambos lados.

En esta línea de onda se verifica que:

$$\text{Energía que entra} = B_1 D_1 \times h_1^2 = B_2 D_2 \times h_2^2, \quad h_2 = h_1 \sqrt{\frac{B_1 D_1}{B_2 D_2}}$$

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

$$h_{e2} = h_2 \sqrt{\frac{B_2 D_2}{A_2' E_2}}$$

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

$$\text{Tramo } C_2 E_2' \text{ (Punto } D_2) \quad h'_2 = h_2 \sqrt{\frac{C_2 D_2}{C_2 E_2}}$$

$$\text{Tramo } F_2 A_2' \text{ (Punto } B_2) \quad h''_2 = h_2 \sqrt{\frac{F_2 B_2}{F_2 A_2'}}$$

Al llegar la onda en su avance al punto P_3 , común a los dos límites de alimentación, las dos senoides son tangentes en P_3 . La altura media del tramo $B_3 D_3$ de no existir expansión, sería:

$$h_3 = h_1 \sqrt{\frac{B_1 D_1}{B_3 D_3}} \text{ que es la altura de onda en el punto } P_3.$$

48 La altura eficaz del tramo A_3E_3 será: $h_{e3} = h_3 \sqrt{\frac{B_3D_3}{A_3E_3}}$ y las alturas en cada uno de los dos tramos laterales de expansión simple serán:

$$\text{Tramo } P_3E_3 \text{ (Punto } D_3): h'_{e3} = h_3 \sqrt{\frac{P_3D_3}{P_3E_3}}$$

$$\text{Tramo } P_3A_3 \text{ (Punto } B_3): h''_{e3} = h_3 \sqrt{\frac{P_3B_3}{P_3A_3}}$$

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:

$$h_{e4} = h_c \sqrt{\frac{B_4E_4}{A_4E_4}}$$

y el máximo de altura de la onda, teniéndose en cuenta que las dos sinusoides han de ser tangentes en P_4 y anularse en A_4 y E_4 , será:

$$P_4P_4' = h_{e4} \sqrt{2}$$

3. Reflexión

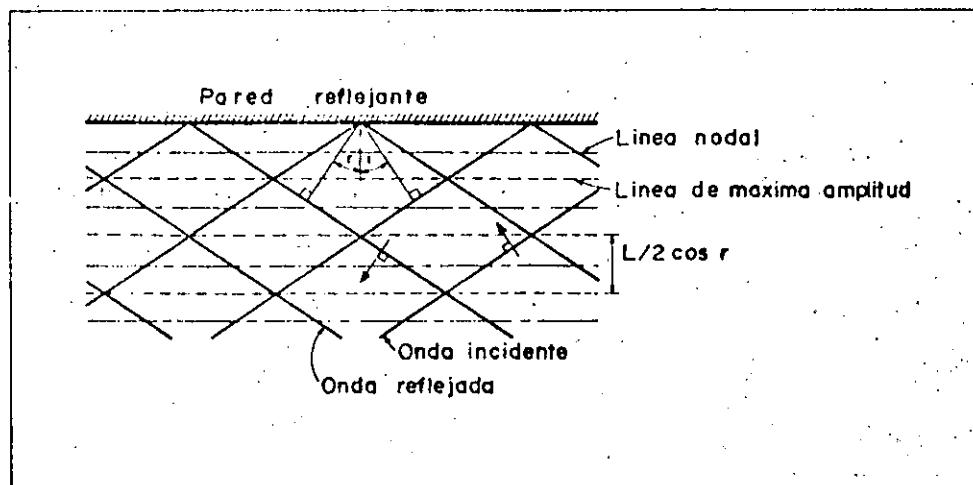
El comportamiento de las ondas tras encontrar un obstáculo en su trayectoria, ya sea una isla, un dique o la propia playa o costa, puede ser muy variado. Su energía puede sufrir las modificaciones siguientes:

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

Si bien, en teoría es posible, que la energía que incide en un obstáculo, se transforme exclusivamente según una de las tres formas, en la práctica el fenómeno suele ser mixto entrando en juego dos o tres formas de modificación al tiempo. En algunos casos de incidencia del oleaje con un dique o muro vertical el fenómeno de reflexión puede darse en forma pura, sin embargo, además de que las condiciones han de ser muy propicias siempre hay una cierta pérdida de energía por turbulencia o rozamiento. De este caso al de una playa tendida en la que la reflexión es casi nula, existe una variada gama de situaciones que hace que el estudio de la reflexión sea de gran interés dentro de las técnicas de puertos y costas.

En tres dimensiones, el caso más general puede representarlo la incidencia de una onda monocromática frente a una pared vertical recta (fig. 170).

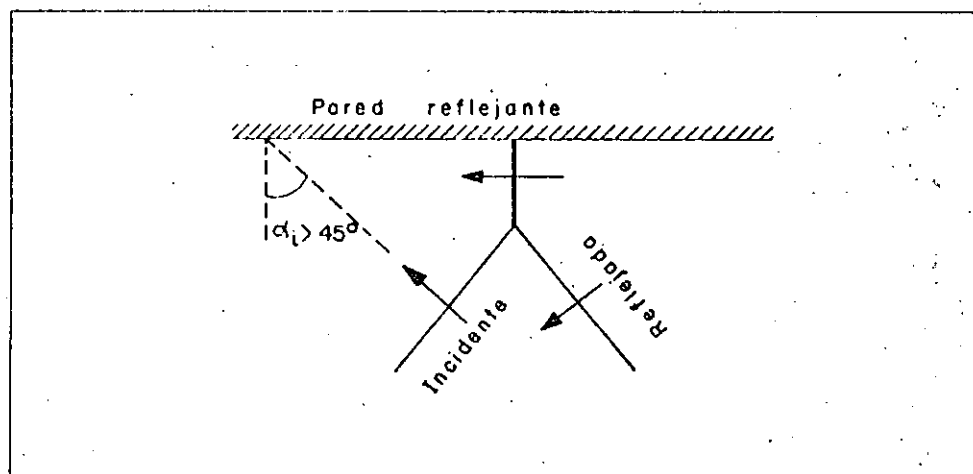
Fig. 170.—Reflexión del oleaje frente a una pared vertical y rectilínea



Aproximándose la onda incidente con un ángulo α_i , se produce una onda reflejada con ángulo α_r , que, según la teoría lineal, resulta ser igual al de incidencia. La conjunción de las sucesivas crestas y senos ofrecen un aspecto de agitación en rombos cuyas diagonales son las líneas de máxima amplitud.

Si el ángulo de incidencia α_i es mayor de 45° , se produce la llamada reflexión mach, formándose en las proximidades de la pared una onda que se traslada paralelamente a ella (fig. 171).

Fig. 171.—Reflexión mach



Desde el punto de vista cuantitativo, se va a circunscribir el estudio de la reflexión a los casos de diques o muros verticales y al de playas. Este último caso, así como los estados intermedios, como es el de diques en talud de escollera, no admiten estudios teóricos y un análisis se basa en resultados experimentales tanto en la naturaleza como en modelo reducido. Esto se debe al gran número de variables que intervienen en el fenómeno de reflexión en estos casos. No se menciona aquí, por hacerlo más adelante en capítulo posterior, las reflexiones en dársenas casi cerradas.

Para el estudio cuantitativo de la reflexión se emplea, como indicador fundamental, el índice de reflexión χ , que no es más que el cociente o relación entre la ola incidente y la reflejada.

3.1. Reflexiones en muros verticales

Se supone que en todo caso el muro tiene superficie lisa e impermeable. Con ello se obvian las pérdidas de energía por rugosidad y percolación.

El coeficiente de reflexión es prácticamente la unidad, con lo cual la altura de la ola reflejada e incidente es la misma. Experimentalmente se ha comprobado que χ disminuye según aumenta el peralte de la onda. Asimismo, según se va tendiendo el talud del muro, dicho coeficiente tiende a disminuir.

De la teoría lineal de las ondas se puede deducir la ecuación de la superficie del agua frente a la pared vertical.

En efecto, siendo:

$$\eta_i = \frac{H_i}{2} \cos \left(\frac{2\pi x}{L} + \frac{2\pi t}{T} \right)$$

la ecuación del perfil de onda incidente y:

$$\eta_r = \frac{H_r}{2} \cos \left(\frac{2\pi x}{L} + \frac{2\pi t}{T} \right)$$

El de la onda reflejada, por yuxtaposición de ambos y haciendo $H_i = H_r$, resulta:

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

que es la ecuación de la onda estacionaria cuyas características y propiedades ya se estudiaron en el capítulo VII.

3.2. Reflexiones en playas

En general, se puede decir que la reflexión en una playa depende de la rugosidad, de su permeabilidad y de su pendiente, además de la dirección y peralte del oleaje incidente.

Son escasos los resultados obtenidos para fijar valores de la reflexión en playas. Miche (1951) para el caso de incidencia normal propone afrontar el cálculo mediante dos coeficientes χ_1 y χ_2 que dependen de la rugosidad-permeabilidad y de la pendiente-peralte de oleaje, respectivamente.

$$\chi = \chi_1 \cdot \chi_2$$

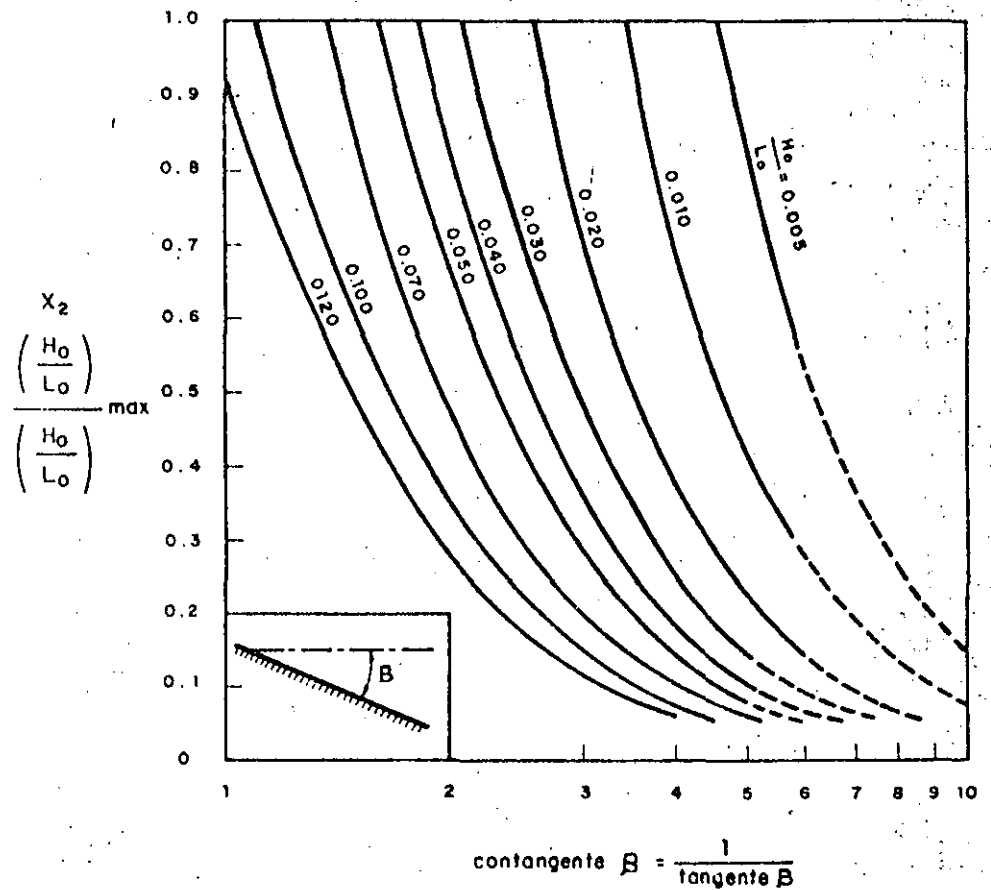
51 Los valores más ajustados son:

$$\chi_1 \begin{cases} 0.8 \text{ para playas impermeables} \\ 0.3-0.6 \text{ playas rugosas y fuerte pendiente.} \end{cases}$$

Para χ_2 se adjunta un ábaco (fig. 172) en el que se presentan los valores más significativos para distintos valores del peralte y la pendiente de la playa.

Por último es de subrayar que el intentar resolver un problema de agitación, en donde se mezclen los fenómenos vistos anteriormente con éste de la reflexión, mediante planos de oleaje, supone una pérdida de tiempo ya que la complejidad es tan grande que sólo el modelo reducido es capaz de darnos aproximaciones aceptables.

Fig. 172.—Valores del coeficiente χ_2 de reflexión en playas



Variaciones de nivel del mar

1. Generalidades

53

En capítulo anterior, al referir los movimientos del mar, se han dividido los distintos tipos de fenómenos ondulatorios atendiendo a su gama de periodos o frecuencias. Fuera ya de los límites de las llamadas ondas de gravedad, se encuentran las ondas de largo periodo, comprendidos éstos entre 5 min. y > 24 horas.

A pesar de ser, en muchos casos, fenómenos de carácter ondulatorio y periódico su apariencia real es la de una elevación del nivel del mar en zonas extensas. Este efecto se da como consecuencia de la dificultad que tiene la observación humana para apreciar el desarrollo de movimientos muy lentos.

Atendiendo a las características del movimiento y a sus causas, los fenómenos de fluctuación del nivel del mar se pueden clasificar en:

- a) Tsunamis.
- b) Resacas costeras.
- c) Resacas en dársenas.
- d) Sobreelevaciones meteorológicas.
- e) Marcas astronómicas.

Otras posibles clases de variación del nivel del mar que no se contemplan en esta clasificación podrían ser los motivados por fenómenos de tipo climatológico, tales como la variación de volumen de los casquetes polares, o los de tipo secular. La insignificancia relativa de los mismos hace que su estudio no sea necesario para el desarrollo de las técnicas ingenieriles de puertos o costas.

La predicción exacta de las fluctuaciones del nivel del mar es una operación bastante compleja ya que todos los tipos de variaciones indicados pueden ocurrir al mismo tiempo, dándose una suma de efectos parciales. Mientras que la marea astronómica puede predecirse fácilmente con antelación —de hecho existen tablas para la predicción a lo largo de los años próximos— tanto las sobreelevaciones como las resacas no pueden predecirse sino con una antelación máxima de días y en todo caso de forma poco precisas.

2. Tsunamis

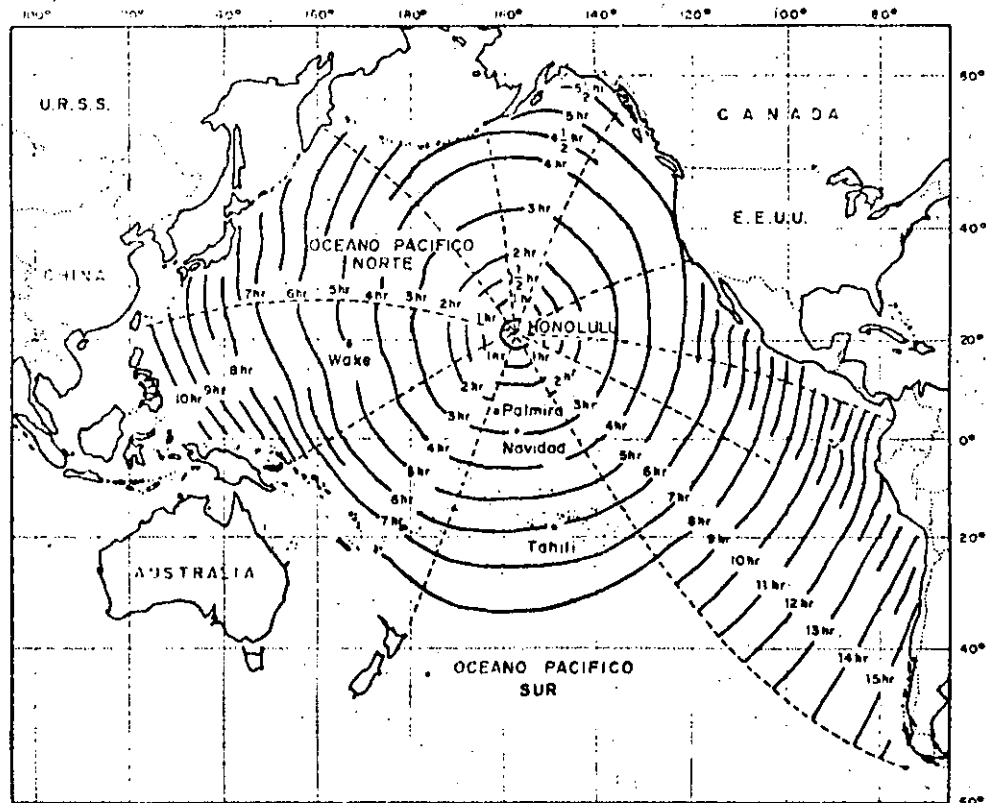
El término tsunamis, de origen japonés, engloba aquellas ondas de periodo largo generadas por perturbaciones singulares tales como terremotos, deslizamientos, erupciones volcánicas, etc. La propagación de este tipo de oleaje parte de un foco y se extiende radialmente pudiendo viajar las ondas miles de kilómetros por la superficie del océano.

A partir de observaciones reales se ha encontrado que para que se produzca un tsunami considerable, la magnitud del seísmo ha de ser mayor de $6,3 + 0,01h$, siendo h la profundidad del foco o hipocentro.

La predicción de un tsunamis en una zona costera se basa en el hecho de que las ondas sísmicas viajan por la corteza terrestre a mayor velocidad que las olas generadas en el mar. El tiempo de trayecto de la primera ola puede estimarse mediante la expresión $C = \sqrt{gd}$. Las celeridades medias alcanzadas, pueden llegar en algunas zonas a las 500 millas por hora.

Para las islas Hawai se ha confeccionado una carta de tiempos basada en observaciones reales con los tiempos de viaje de tsunamis originados en áreas próximas (fig. 173).

Fig. 173.—Tiempo de propagación de tsunamis hasta Honolulu



Análogamente al estudio de los temporales, un análisis del fenómeno de tsunamis eficaz para el ingeniero consiste en el tratamiento estadístico de sus frecuencias. De esta forma se pueden introducir criterios de riesgo que contemplen los valores económicos y sociales de los bienes situados en la zona costera.

Para ello, se puede ajustar la distribución de probabilidades de aparición de un tsunamis con una altura de remonte (run-up) en la costa a una ley de Poisson:

$$q = 1 - e^{-n}; n = ND$$

siendo q la probabilidad de excedencia de una altura de remonte dada en D años y N el número de veces al año que una altura de remonte ha sido igualada o excedida.

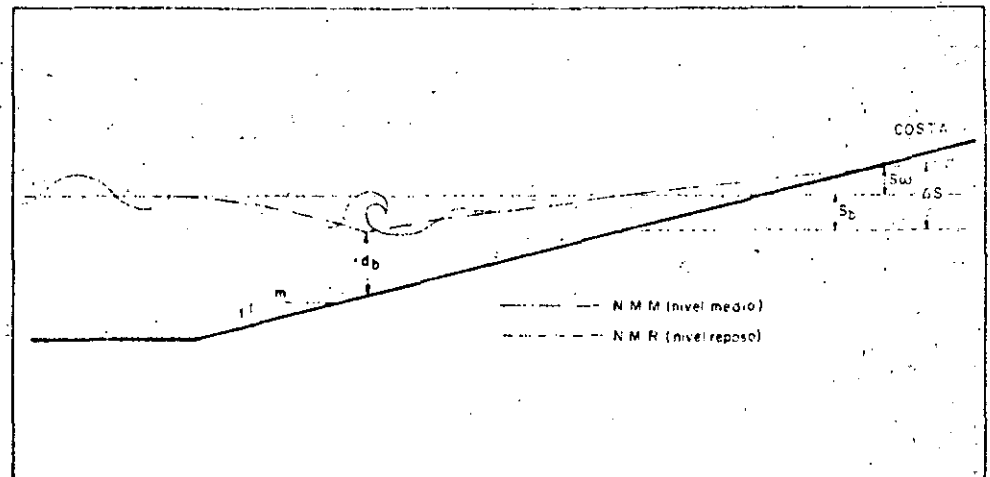
3. Resacas costeras

55

Este término en español responde al inglés de "wave set up". Consisten en una sobreelevación del nivel del mar debido a la masa líquida empujada hacia las zonas costeras por acción del oleaje. El aumento de volumen de agua respecto del normal origina la formación de unas corrientes con sentido hacia mar adentro y próximas al fondo que evacuan el exceso de masa líquida acumulada. El área de existencia de este tipo de sobreelevación puede circunscribirse, pues, a efectos prácticos, a la comprendida entre la línea de rompientes y la costa.

La figura 174 ilustra las variaciones de nivel en las proximidades de la costa como consecuencia de la acción del oleaje.

Fig. 174.—Sobreelevación del nivel del mar en zonas costeras



Conforme se va aproximando la ola a la orilla, el nivel medio va descendiendo hasta llegar a su punto mínimo, d_b , en el cual la ola rompe. Al transformarse en una onda traslacional se va produciendo un arrastre de la masa líquida que hace que el nivel medio vaya subiendo hasta un valor máximo junto a la orilla, S_w , respecto al nivel en reposo (N. M. R.).

Según la notación:

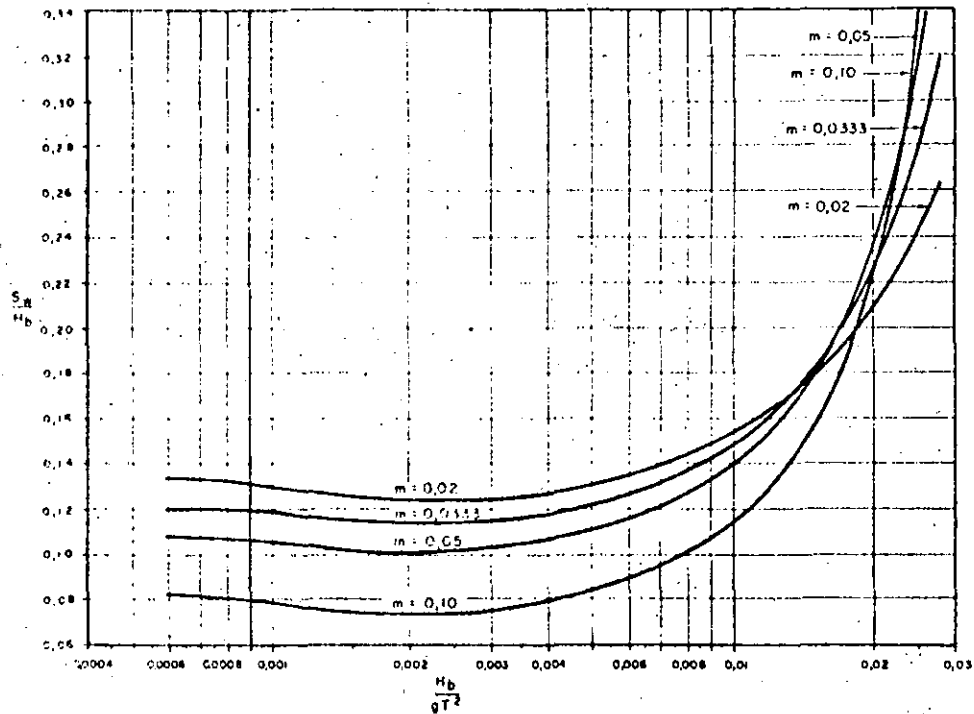
$$S_w = \Delta S - S_b \quad (\text{en valores absolutos})$$

A partir de los valores propuestos por Reid, Stewart, Longuet-Higgins y Saville:

$$S_b = - \frac{g^{1/2} H_0^2 T}{64 \pi d_b^{3/2}} ; \Delta S \approx 0,15 d_b$$

Los resultados obtenidos de estas expresiones se han recogido en el gráfico siguiente, mediante el cual es posible obtener la sobreelevación de resaca una vez hallado, como paso intermedio, la altura de ola en rotura, H_b .

Fig. 175. — Valor de la sobreelevación en zonas costeras



4. Resacas en dársenas

Este tipo de oscilaciones tienen lugar en dársenas cerradas o ligeramente abiertas al mar como pueden ser lagos, bahías, canales o puertos. Estas ondas son de tipo estacionario con periodos relativamente largos.

En dársenas cerradas las causas que motivan la oscilación pueden ser tanto la acción del viento como la variación de la presión atmosférica.

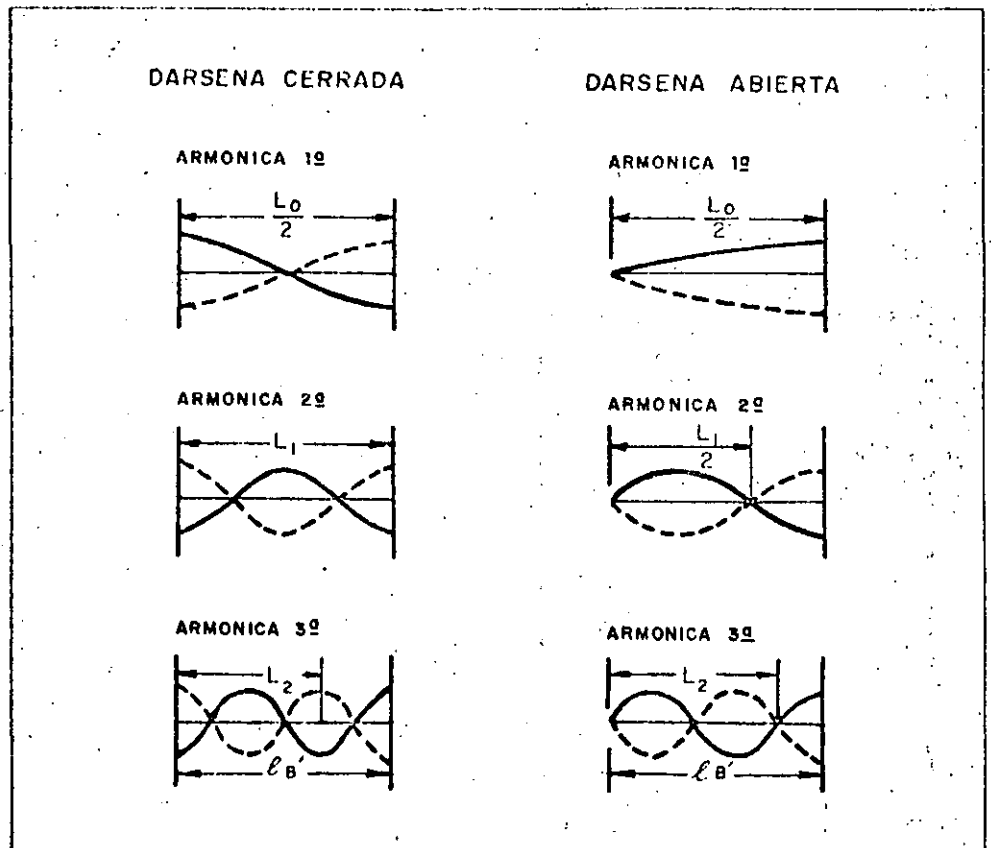
En dársenas abiertas y puertos la resaca suele estar generada por fuerzas cuyo periodo esté en relación con el periodo de oscilación libre de la dársena, bien por ser el mismo o por estar en resonancia.

En 1948. Iribarren, expuso su teoría acerca de los fenómenos de oscilación observados en el interior de los puertos guipuzcoanos, en los que, en ocasiones, se producían oscilaciones de 1.5 m. de amplitud. Es evidente que en pequeños puertos una oscilación de esta magnitud puede producir efectos no deseables en instalaciones y embarcaciones.

Iribarren, entonces, llegó a la conclusión de que las oscilaciones en dársenas, dada las coincidencias de periodo y diferencia de amplitudes, están originadas por la oscilación rítmica del nivel medio del mar durante los temporales amplificada por resonancia al producirse la concordancia entre el periodo de oscilación de la masa de agua contenida en la dársena y el de oscilación del nivel medio del mar.

Los perfiles de oscilación en las dársenas pueden adoptar diversas formas según sea el tipo de oscilación (fig. 176) y las dimensiones de las mismas.

Fig. 176.—Tipos de oscilación en dársenas



Para el tipo más simple de oscilación en una dársena abierta, rectangular, con paredes verticales y profundidad uniforme, el movimiento presenta un nodo en la boca y un vientre en el fondo de la dársena constituyendo una oscilación amplificada por resonancia de $1/4$ de longitud de onda.

El periodo libre de oscilación es:

$$T_{n'} = \frac{4 L}{(1 + 2 n') \sqrt{gd}}$$

siendo: L = longitud de la dársena.

d = profundidad.

n' = $n.$ º de nodos situados entre el de la boca y el fondo.

En el caso más simple: $n' = 0$, y por tanto:

$$T_n = \frac{4 L}{\sqrt{gd}}$$

El caso de ondas de resaca en dársenas cerradas puede ser tratado igualmente, a partir de la expresión general:

$$T_n = \frac{2 L_n}{n \sqrt{gd}}$$

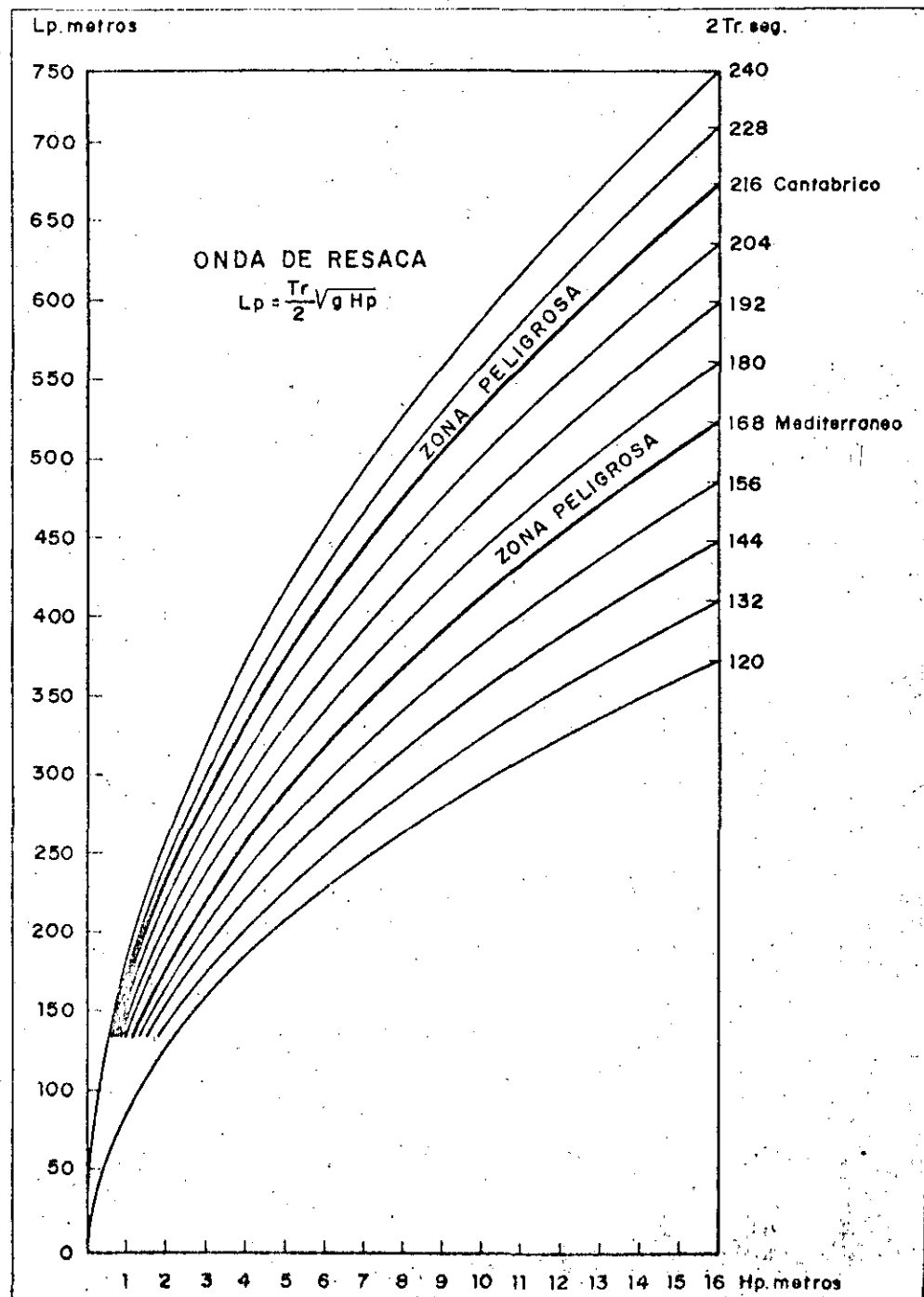
en donde: T_n = periodo de oscilación.

L_n = longitud del eje de la dársena.

n = número de nodos a lo largo del eje.

Iribarren ha recogido en un ábaco las relaciones peligrosas entre las longitudes de las dársenas, sus profundidades y los periodos de oscilación típicos en las costas españolas. (Nótese la diferente notación de las variables) (fig. 177).

Fig. 177.—Condiciones de formación de resacas en dársenas (Iribarren)



De las observaciones efectuadas parece desprenderse que el período de oscilación en el Cantábrico es del orden de 216 seg. durante los temporales fuertes mientras que en el Mediterráneo, en el mismo caso, está próximo a 180 segundos.

El puerto de Guetaria, en el Cantábrico, cuya dársena mide aproximadamente 300 m. de longitud, tenía una profundidad media de 2.10 m. sobre B. M. V. E. Los fenómenos de resaca que se producían cuando la marea estaba próxima a las bajamares obligaban a los barcos a salir de la dársena. Comprendiendo que la profundidad peligrosa de la dársena era, aproximadamente, 3.16 m. se comprobó la existencia de ondas de resaca con cotas de nivel a $d = 3.16 - 2.10 = 1.06$ sobre B. M. V. E. La solución al problema consistió en el dragado de la dársena hasta conseguir una profundidad media de 3.50 m., que en efecto, hizo desaparecer el peligroso fenómeno.

Fig. 178.—Puerto pesquero de Guetaria



Un caso análogo a éste era el del puerto pesquero de Motrico (España). Las obras exteriores de este refugio conforman dos dársenas, una exterior más grande y otra interior de dimensiones más reducidas.

La dársena exterior ($L_p = 320$ m., $d_{HMVE} = 3$ m.) sufría unas violentas resacas en situación próxima a las bajamares que cesaban cuando el nivel volvía a alcanzar un valor medio. En el ábaco se puede apreciar que, precisamente en bajamar, la profundidad de la dársena se aproximaba bastante a la estimada como peligrosa ($d_p = 3.6$ m.).

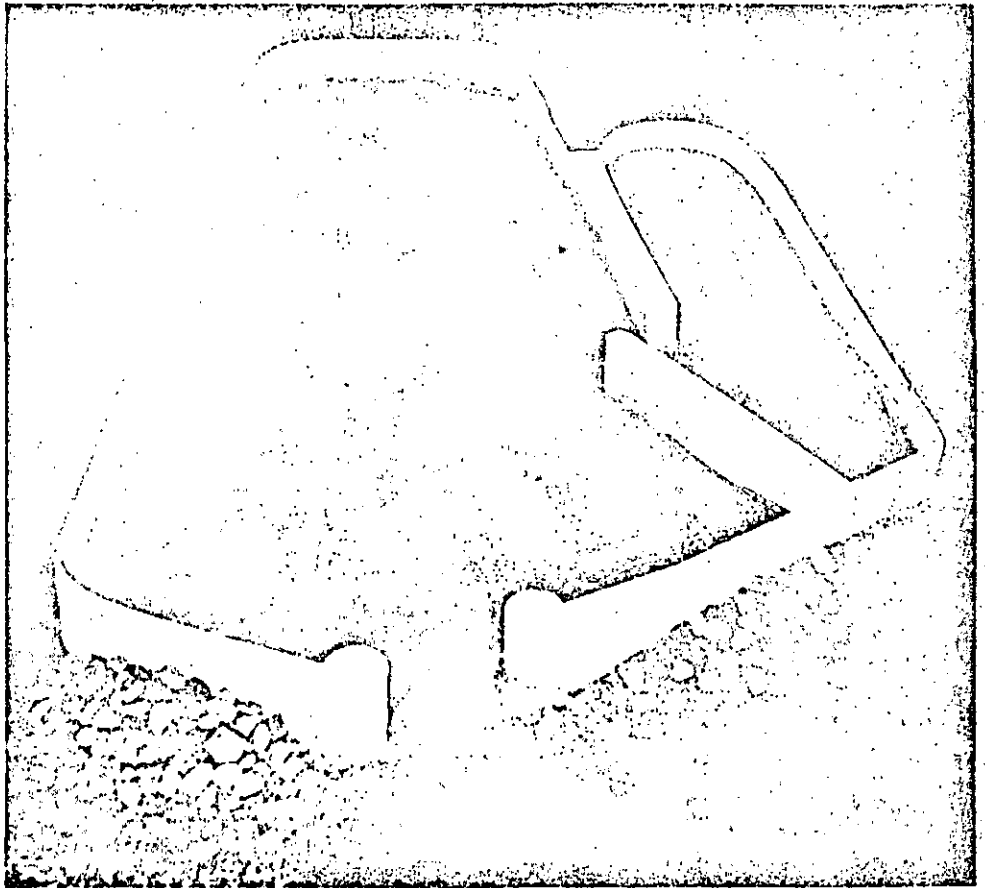


En la dársena interior ($L_p = 260$ m., $d_{BMVE} = -0.2$ m. (descubre) la agitación extraordinaria sólo se sentía, en cambio, en situación de niveles medios de marea cuando la dársena exterior contigua no presentaba apenas oscilaciones importantes. Este hecho, era, asimismo, esperable ya que entrando en el abaco con la longitud de la dársena, la altura peligrosa coincide con los niveles medios de marea en ese lugar ($d_p = 2,5$ m.).

En varias ocasiones se había tratado de disminuir la intensidad de la resaca con algunas obras (disminución del ancho de la bocana, rampa exterior (1932), rampa interior (1936) que con menor o mayor fortuna parcial, redujeron apreciablemente la intensidad de la agitación interior debida al oleaje, pero que no lograron reducir el "misterioso" fenómeno de las resacas. Su existencia se traducía en ondas de mayor amplitud que las del oleaje exterior y de tres minutos y medio de periodo, que provocaban frecuentemente la rotura de amarras y colisiones de los barcos fondeados en las dársenas.

En 1950 en base al estudio efectuado por el Laboratorios de Puertos de Madrid (R. Iribarren) se recomendó la ejecución de un dragado que aumentará en 1 m. la profundidad media de la dársena, que se correspondió en la práctica con una disminución muy notable de las resacas. Posteriormente en el mismo Laboratorio se complementó el estudio con una serie de ensayos en modelo reducido a escala 1/100 que desembocaron en la consecución de una solución óptima al problema. En las figuras 180 y 181, se muestran los distintos resultados obtenidos del ensayo de las tres situaciones típicas: primitiva sin dragar, con dragado a -4 m., y solución óptima futura consistente en la disposición de dos taludes de escollera 1/3 en los ángulos interiores, la regularización del fondo de la bocana y la demolición del dique de la dársena interior.

*Fig. 180 a).—Ensayo de
agitación en el puerto de
Motrico. Situación primitiva*



*Fig. 180 b).—Ensayo de
agitación en el puerto de
Motrico con dragado
a -4 m.*

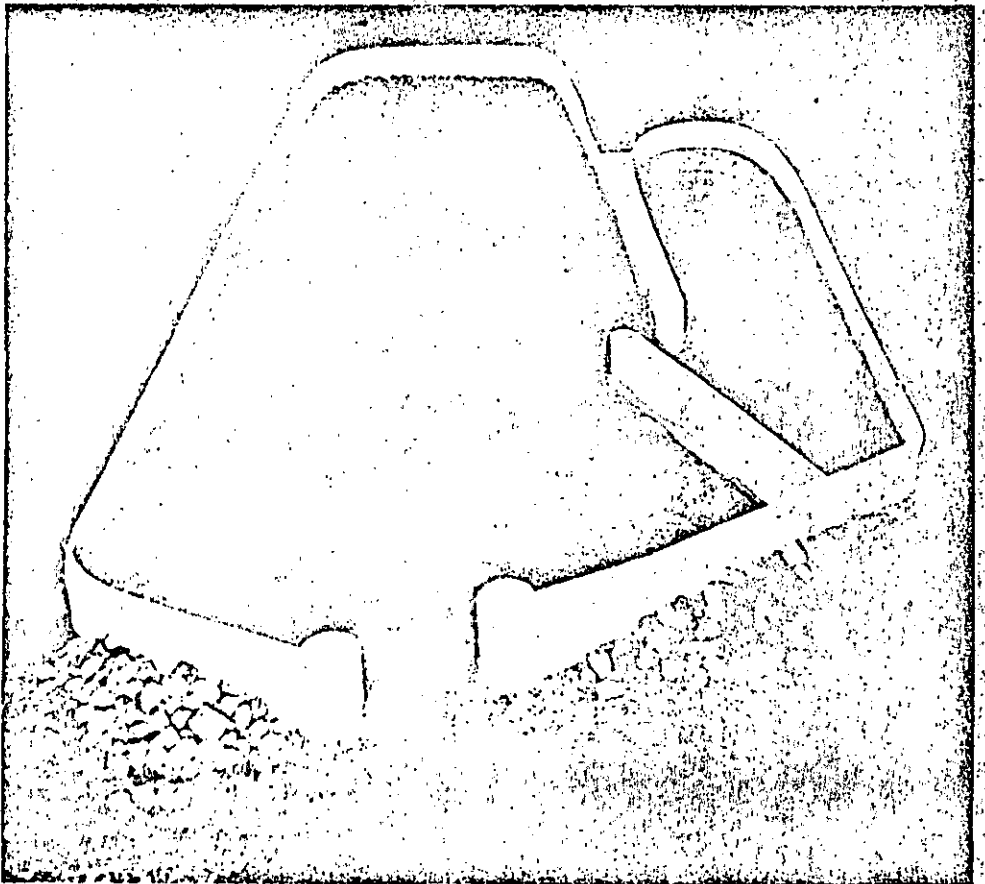


Fig. 180 c).—Ensayo de agitación en el puerto de Motrico con dragado y amortiguadores

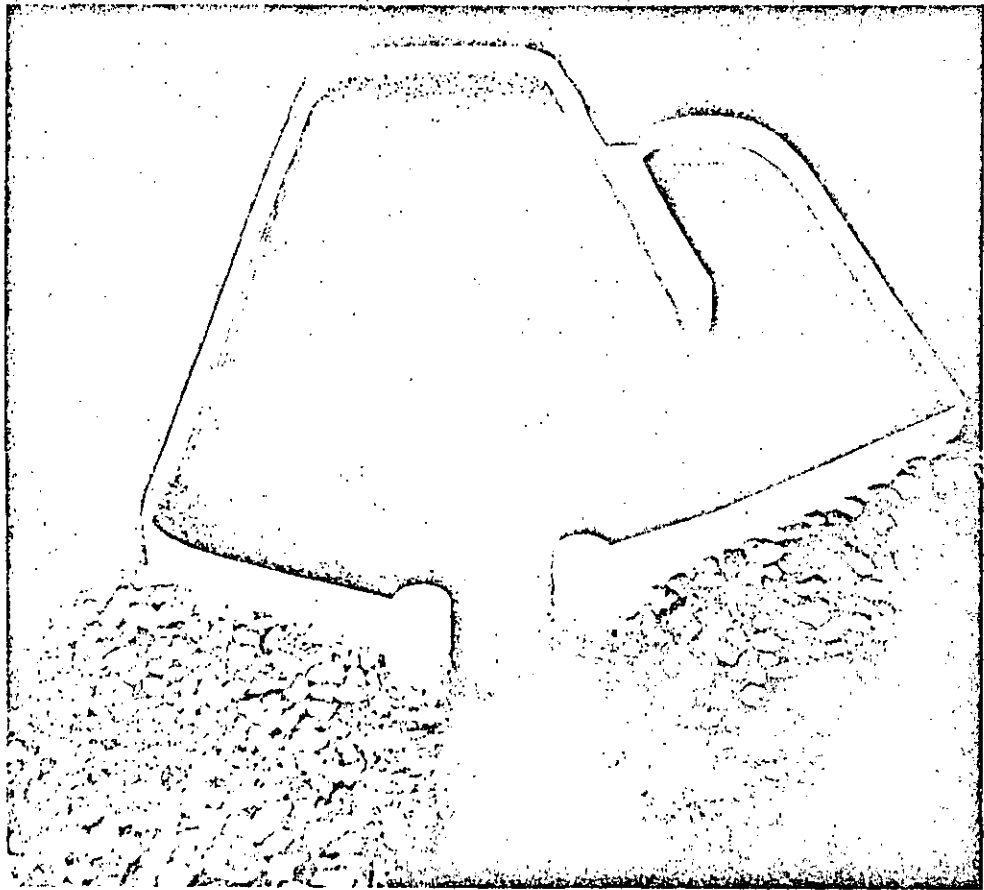
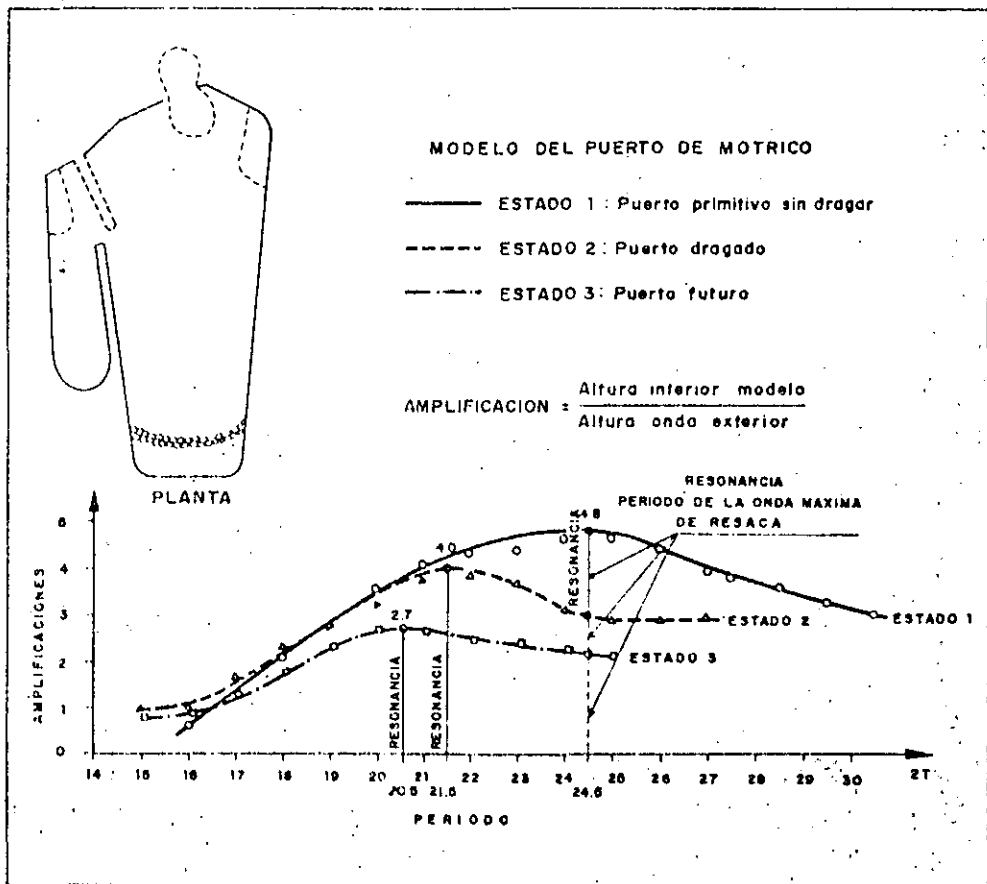


Fig. 181.—Resultados del ensayo de resonancia en el puerto de Motrico



5. Sobreelevaciones meteorológicas

63

Bajo esta denominación se engloban los cambios de niveles en las áreas costeras como consecuencia de fenómenos tormentosos producido por fuertes depresiones barométricas. El principal causante de las fluctuaciones es el viento.

El viento que sopla sobre una superficie de agua ejerce sobre ella una fuerza horizontal que genera una corriente en su misma dirección. Este desplazamiento de masa líquida se ve detenida por la costa originándose entonces una elevación del nivel del agua en esa zona como consecuencia directa del aumento de volumen de agua en la misma. La sobreelevación experimentada en el área hacia la cual sopla el viento se ve acompañada de una infraelevación, o disminución de nivel, de menor entidad en el lado desde el cual sopla.

Desde el punto de vista ingenieril, la sobreelevación tiene mucha más importancia que el descenso de nivel ya que los efectos de aquel son mucho más peligrosos y, además, se produce en las áreas costeras.

Si bien este fenómeno tiene mucha trascendencia en zonas frecuentemente afectadas por fuertes vientos de origen ciclónico o huracanado, como pueden ser las del Caribe, en las costas españolas su importancia queda muy disminuida.

Como cálculo aproximado para las costas españolas se puede utilizar una expresión referida a dársenas cerradas o mares limitados.

$$\Delta S = \frac{C W^2 F}{D} \cos \theta$$

siendo:

ΔS = la diferencia de nivel entre los extremos del fetch. (en pies).

$C = 1.165 \times 10^{-3}$.

W^2 = velocidades del viento (millas/hora).

F = longitud del fetch (millas).

D = profundidad media del fetch (pies).

Se puede apreciar que la profundidad de la plataforma costera influye inversamente en la sobreelevación que pueda producirse. En las costas, con una extensa y elevada plataforma continental sumergida las sobreelevaciones que se puedan producir han de tenerse en cuenta. Como medida oportuna al proyectar una obra marítima en la costa, si no se realiza ningún cálculo específico, convendrá aumentar la variación del nivel del mar en una cierta cantidad para absorber la posibilidad de que coincidan fuertes temporales en momentos de marea astronómica alta. En las costas españolas es recomendable un aumento mínimo de 20 centímetros.

6. Mareas ⁶⁴ astronómicas

Las mareas son movimientos periódicos de elevación y descenso del nivel del mar debido a las atracciones gravitatorias que ejercen la Luna, el Sol y los demás cuerpos astrales. Su intensidad está en íntima relación con las posiciones relativas que el Sol y la Luna tienen respecto a la Tierra.

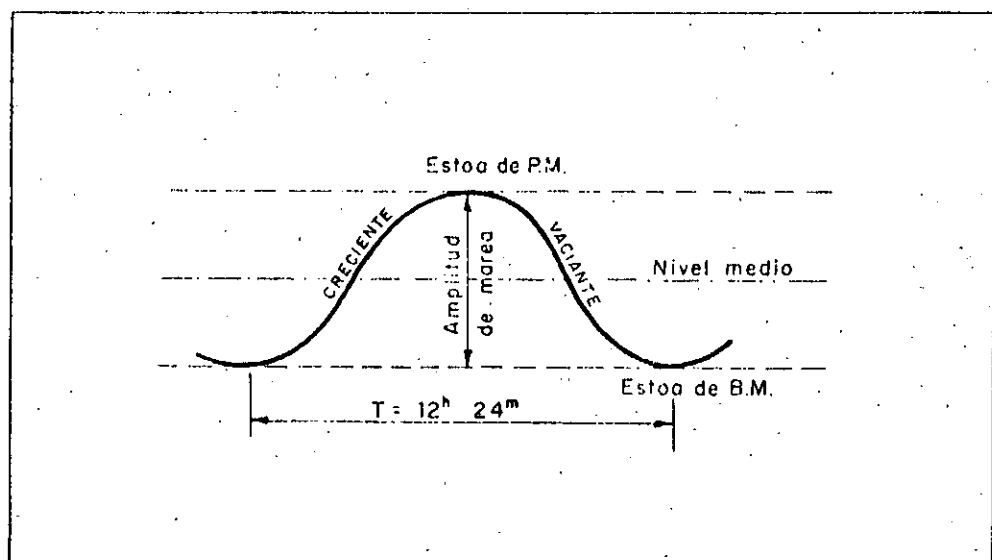
Normalmente existen dos niveles altos y dos niveles bajos en cada intervalo de día lunar. Al ser pues, el día lunar 50 minutos más largo que el día solar puede estimarse que el periodo del movimiento ondulatorio es de 12 horas 25 minutos, produciéndose, por ello, los máximos niveles cada día 50 minutos más tarde aproximadamente.

Existen varias teorías, sobre la forma y dinámica de las mareas (Newton, Laplace, Harris, Warburg) que han sido aprovechadas posteriormente para elaborar distintos métodos de predicción (Defaut, Ippen, etc.).

6.1. Definiciones y notación

Si se observa el nivel del mar se ve que éste no es constante sino que tiene un movimiento rítmico de subida y bajada; primero sube, *flujo* o *creciente*, llegando a un máximo de altura, *pleamar*; después empieza a descender, *reflujo* o *vaciante*, llegando a un mínimo, *bajamar*, reproduciéndose de nuevo la oscilación en torno a una posición media que se llama *nivel medio*. La diferencia entre los niveles alcanzados se llama *carrera de marea* o *amplitud*. Tanto en la pleamar como en la bajamar, el nivel permanece invariable durante cierto tiempo, que se llama *estoa de marea*.

Fig. 182.—Principales parámetros de la marea astronómica



Se demuestra matemáticamente que la influencia de la Luna es 2.35 veces mayor que la del Sol en la producción de las mareas pues aunque su masa es mucho menor que la del Sol, sin embargo su distancia a la Tierra es también mucho menor.

66

Establecimiento de puerto: es la hora verdadera de la pleamar que sigue al paso del Sol y la Luna por el meridiano del lugar, en días de sicigias equinociales. La pleamar se produce a una hora vecina del establecimiento. (Gibraltar 0; Cádiz 1; Cantábrico 3.)

Unidad de altura: altura de la marea sobre el N. M. que sigue a la sicigia un número de horas igual a la edad de la marea en sicigias equinociales. Coincide con la altura media de las mareas vivas equinociales y le corresponde un coeficiente de 100.

Coficiente de marca: es el cociente de dividir la semiamplitud de la marea de un día cualquiera por la unidad de altura.

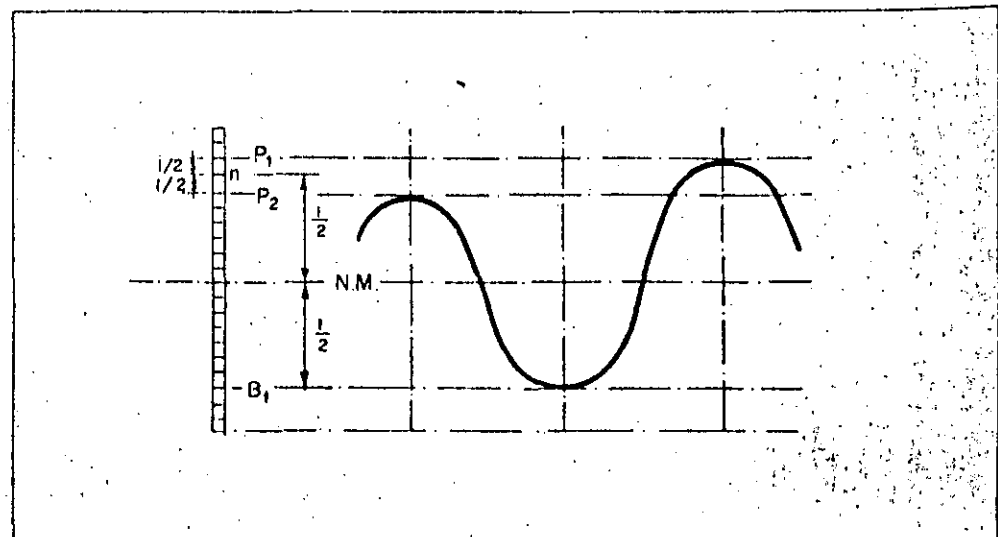
Los coeficientes que corresponden a las distintas alturas de marea son:

Pleamar máxima viva equinocial	120
Pleamar media de las vivas equinociales (U. de a.)	100
Pleamar media de las vivas	94
Pleamar media	70
Pleamar aguas muertas ordinarias	45
Pleamar aguas muertas débiles	20

Para las bajamares corresponden coeficientes simétricos de los anteriores con respecto al nivel de media marea.

Nivel medio del mar: el nivel medio actual se obtiene con alguna aproximación tomando la media de todas las pleamars y bajamares durante una lunación; o sea durante 29,53 días. El nivel medio invariable se obtiene extendiendo las observaciones a un gran número de años, por lo menos 19 que son los correspondientes a un ciclo lunar. En España el nivel medio en Cádiz está 40 cm. sobre el de Alicante y en Santander, 30 cm. sobre el de Cádiz.

Fig. 184.—Obtención aproximada del nivel medio



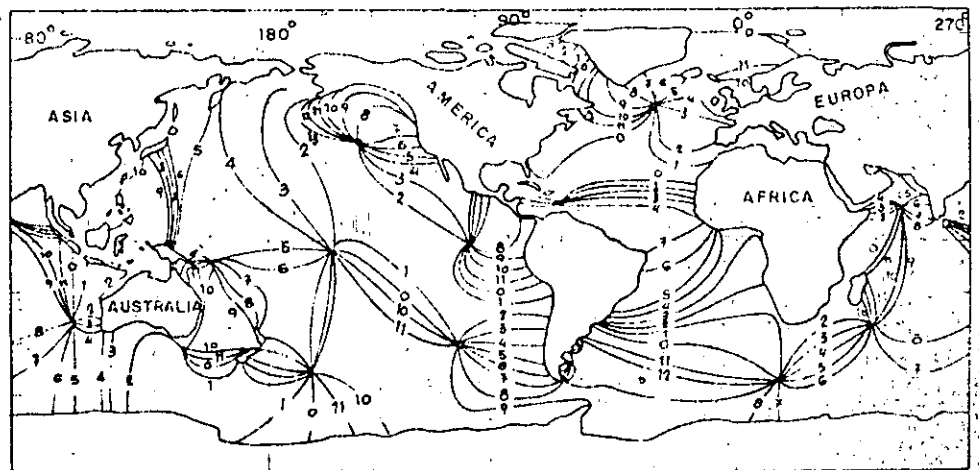
Para determinar con aproximación suficiente el nivel medio del mar en cada puerto, se puede tomar sobre una escala graduada los niveles de una pleamar, la bajamar siguiente y la pleamar inmediata. Se toma el punto medio entre las dos pleamars (n); el nivel medio será el nivel equidistante de n y la bajamar tomada. Experimentalmente se comprueba que el nivel obtenido de este modo es sensiblemente invariable.

6.2. Distribución de las mareas

La medición de los valores que toma el nivel del mar en zonas profundas es difícil de obtener. La fuerza de Coriolis juntamente con las distintas profundidades del mar provocan el movimiento del agua con un movimiento de rotación alrededor de unos ciertos puntos, llamados anfidrómicos.

La figura 185 muestra las líneas cotidales que son las que unen puntos con la marea en fases o lo que es lo mismo, que presentan la marea alta al mismo tiempo.

Fig. 185.—Líneas cotidales y puntos anfidrómicos



La variación entre las carreras de marea de las zonas costeras es muy grande. Algunos valores aproximados son:

Brest: 7,40 m.
 Saint-Michel: 12,50 m.
 Cornualles: 4,70 m.
 San Sebastián: 2,90 m.
 La Coruña: 4,60 m.
 Algeciras: 1,30 m.
 Tenerife: 2,70 m.

En el Mediterráneo las variaciones del nivel del mar son sensiblemente menores.

Málaga: 0,80 m.
 Alicante: despreciable.
 Castellón: 0,60 m.
 Barcelona: 0,80 m.

6.3. Predicción de mareas

Para el técnico portuario la predicción de mareas tiene una importancia considerable ya que de ello pueden derivarse conocimientos fundamentales para explotación de puertos, construcción de obras, defensa de costas, etc.

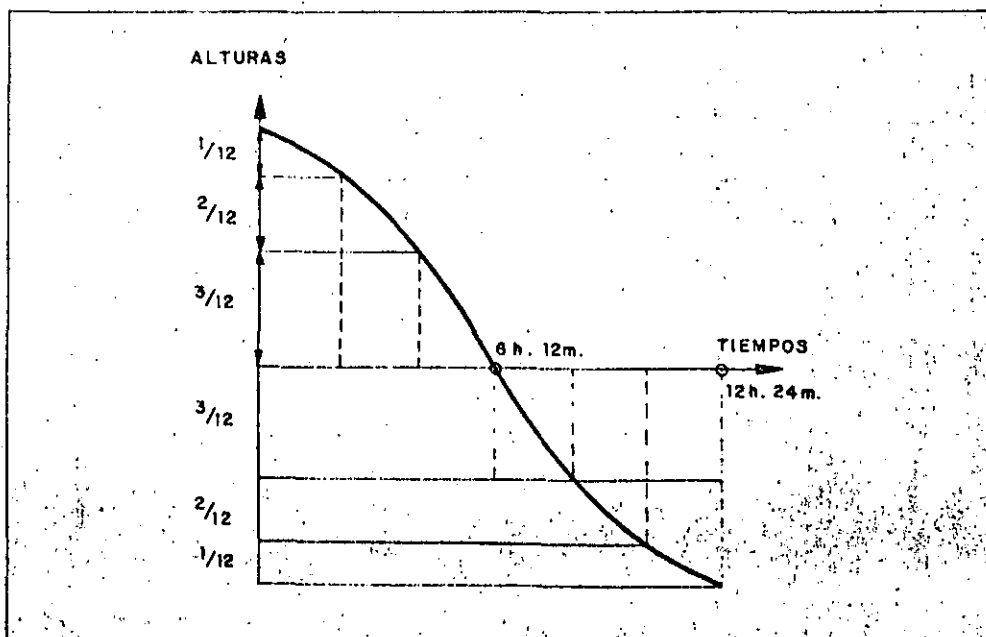
Sin abordar el problema desde el punto de vista analítico, cuya extensión y complejidad desborda las intenciones de este texto, se va a indicar un sencillo método de predicción en base a las tablas elaboradas por organismos oficiales.

El Instituto Hidrográfico de la Marina publica anualmente un Anuario de Mareas relativo a las costas peninsulares y a las Islas Canarias y Baleares. En él figuran las alturas del nivel del mar máximas y mínimas y sus respectivas horas durante todos los días del año para los puertos más importantes. El cálculo de los distintos niveles de marea en una fecha cualquiera de un puerto secundario se pueden hallar aplicando unos factores de corrección, respecto del puerto principal, que figuran en una tabla adjunta. El manejo del anuario y sus tablas está, asimismo, explicado en la propia publicación con unos ejemplos ilustrativos.

Por otra parte, el Almirantazgo Inglés publica anualmente otras tablas de marea, "Tide Tables", en las que se recoge los niveles máximos y sus horas durante todos los días del año en los puertos más importantes de los cinco continentes. Estos valores son extensibles a numerosos puertos secundarios por medio de unos factores o índices de corrección.

Para deducir de forma grosera la altura de marea en un momento cualquiera, puede usarse con suficiente aproximación el método de las doceavasipartes que consiste en dividir la carrera de marea en 12 partes y el tiempo entre pleamar y bajamar en 6 partes. Se supone que en el primer sexto de tiempo, el nivel baja $1/12$; en el 2.º sexto de tiempo, baja $2/12$; en el 3.º, $3/12$; en el 4.º, $3/12$; en el 5.º, $2/12$ y en el 6.º, $1/12$. En las tablas de mareas suelen acompañarse unas hojas con tablas para determinar la altura en un intervalo de tiempo entre las horas de pleamar y bajamar.

Fig. 186.—Método de las doceavasipartes para la deducción aproximada del nivel de la marea





1. Generalidades y clasificación

Las corrientes son movimientos, generalmente no periódicos, de masas de agua del mar. Estos movimientos pueden tener lugar en distintas capas a diferentes profundidades o bien entre ellas.

Los agentes generadores de las corrientes son diversos. La acción del viento sobre la superficie del agua, las diferentes densidades de masas líquidas en contacto, las sobreelevaciones locales del nivel medio, la influencia de la topografía de la costa, entre otros varios, son motivos de formación de corrientes.

Atendiendo, precisamente, al proceso de generación se pueden clasificar las corrientes en cuatro tipos:

- a) Corrientes generales.
- b) Corrientes locales inducidas por el viento.
- c) Corrientes inducidas por el oleaje.
- d) Corrientes de marea.

Desde el punto de vista del ingeniero portuario y costero, las corrientes más importantes son las que tienen lugar en la zona próxima a la costa, dado que son las únicas que pueden afectar sensiblemente a la mayoría de las obras que proyecta. Las contempladas en los tres últimos apartados tienen, por tanto, mayor importancia.

La determinación de las intensidades de las corrientes, aun las generales, es sumamente difícil debido a las múltiples variaciones en tiempo y profundidad. Únicamente es posible obtener un valor medio significativo tras una campaña especial con instrumentación precisa. En las zonas costeras aun son mayores las variaciones dado el gran número de agentes que intervienen en su desarrollo.

Los parámetros principales que definen las características de una corriente son la "dirección" o "rumbo" que indica el lugar hacia donde se dirigen, y la "derivada" o velocidad diaria. La velocidad suele indicarse en nudos o millas por hora, si es grande, o en metros por segundo.

2. Corrientes generales

Las corrientes generales tienen su origen en la acción de los vientos permanentes y en los desplazamientos de masas líquidas de diferentes temperaturas. El esquema general de presiones medias a nivel del mar (fig. 187) se puede hacer coincidir fácilmente con el esquema de corrientes oceánicas en superficie.

Hasta hace varios años se había venido pensando que el esquema general comprendía la mayor parte de las corrientes oceánicas (fig. 188). Sin embargo, se han descubierto corrientes sumergidas a medida que los adelantos técnicos han permitido apreciar con mayor detalle las características de los movimientos del agua.

Fig. 187.—Esquema general de presiones

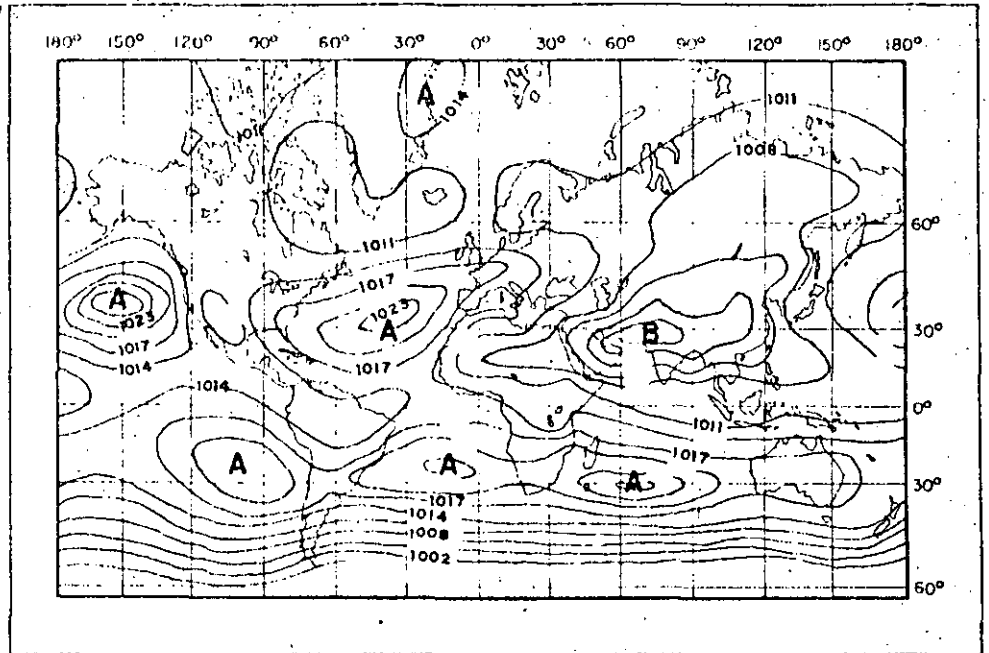
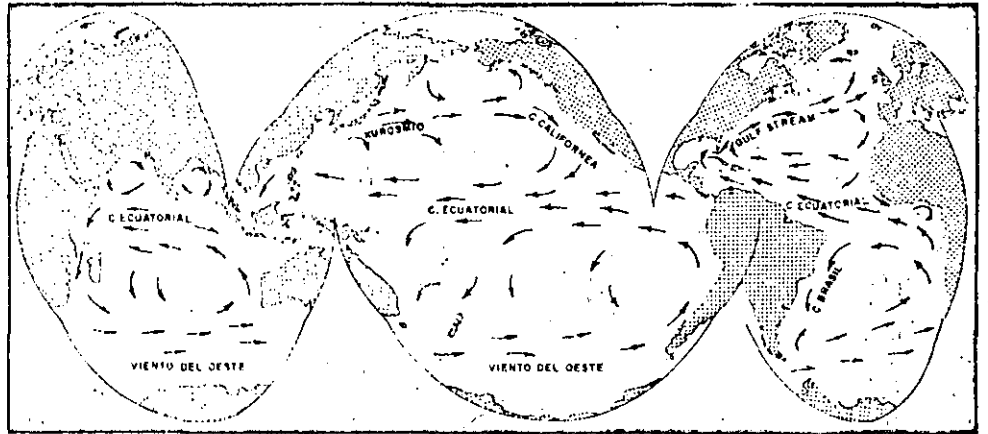


Fig. 188.—Esquema general de corrientes



Entre las corrientes generales se puede incluir la del Mediterráneo, que al ser un mar con una única unión a océano abierto, presenta un movimiento circular característico (fig. 189). Los estudios llevados a cabo por el Instituto Español de Oceanografía (N. Cano, 1968), en la zona de comunicación de este mar con el Océano Atlántico, conocida como Mar de Alborán, han mostrado una circulación superficial con algunos vértices (fig. 190) en la que predomina el sentido de penetración de agua desde el Atlántico. El equilibrio se mantiene gracias a la salida de agua mediterránea por las capas más profundas del Estrecho de Gibraltar.

Fig. 189.—Esquema general de corrientes en el Mediterráneo (Nielsen)

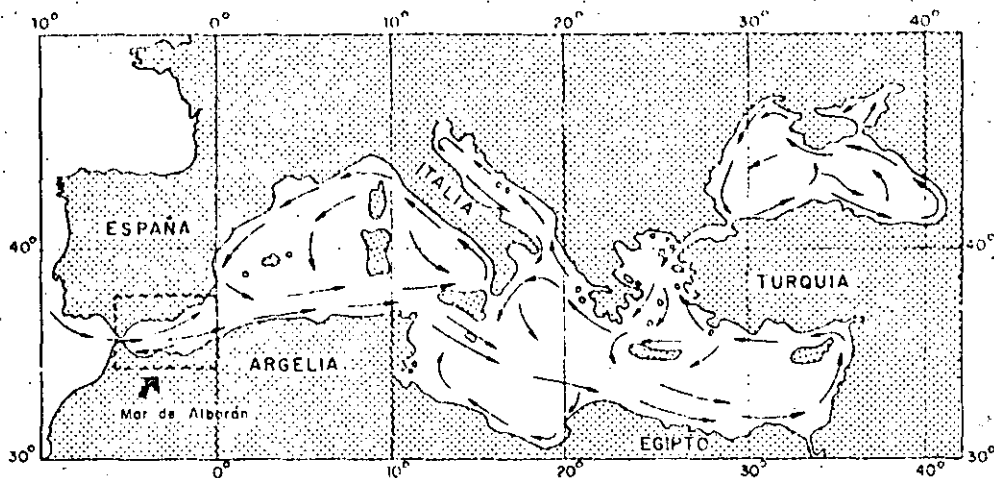
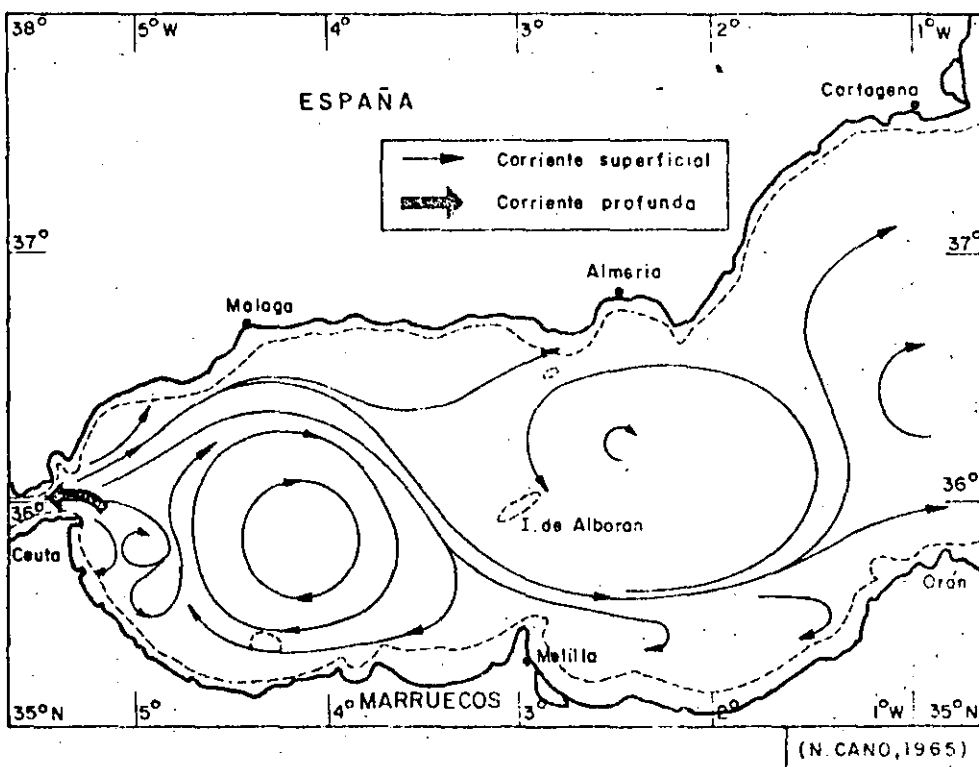


Fig. 190.—Corrientes superficiales en el Mar de Alborán por debajo de la influencia directa del viento (N. Cano, 1968)



3. Corrientes locales inducidas por el viento

Teniendo en cuenta que la formación de las grandes corrientes oceánicas se debe, en gran parte, a la acción dilatada del viento sobre anchas extensiones de agua, este apartado se centra en una superficie limitada durante un tiempo, asimismo limitado.

El viento que sopla sobre la superficie del mar produce un esfuerzo cortante sobre el agua comunicándole su movimiento. La partícula que, cuando el viento no actuaba, describía órbitas elípticas casi cerradas al paso de las olas pasa a tener en su movimiento una resultante neta de traslación causada por el impulso del viento.

Ekman, en 1905, abordó el estudio teórico de la generación de corrientes por acción de un viento ideal, de velocidad constante, soplando sobre un plano de agua de extensión infinita. Considerando las fuerzas de fricción y las de Coriolis llegó a la expresión siguiente, válida para el Hemisferio Norte:

$$U = U_0 e^{-az} \cos(45^\circ - az)$$

$$V = U_0 e^{-az} \sin(45^\circ - az)$$

en donde, V es la componente de la velocidad de la corriente en la dirección del viento, U_0 la velocidad absoluta de la corriente en la superficie (pie/seg), z la coordenada vertical con desarrollo positivo hacia abajo y

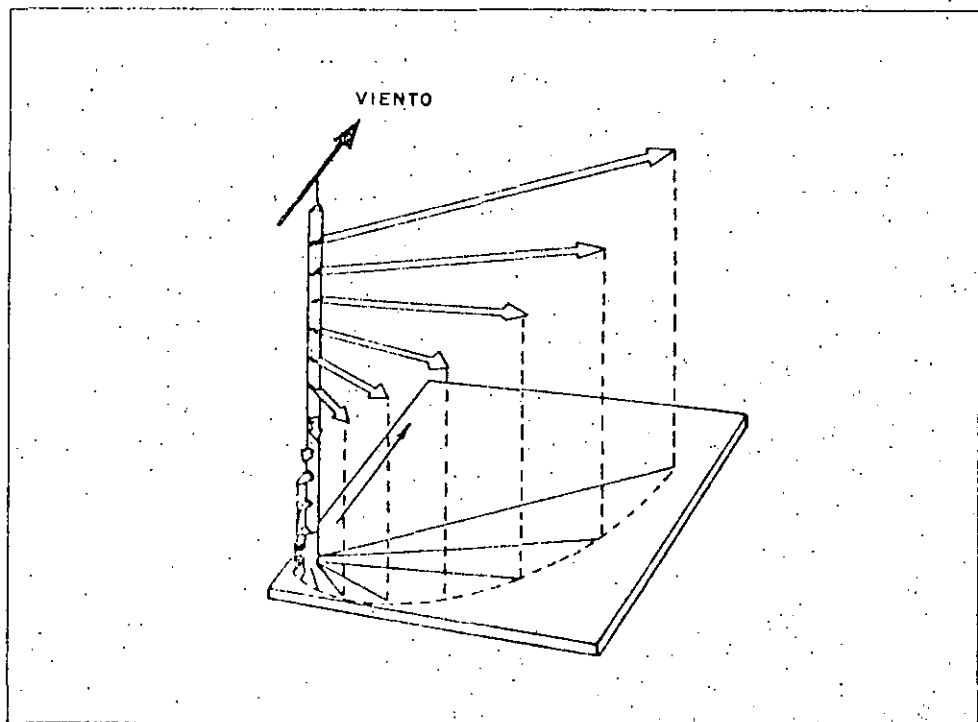
$$a = + \sqrt{\frac{\rho_w \Omega \sin \Phi}{\mu_e}}$$

siendo ρ_w la densidad del agua, Ω la velocidad angular terrestre (0.000079 radianes/seg), Φ la altitud y μ_e la viscosidad.

Si se aplica la primera expresión para la superficie del agua, ($z = 0$), se puede comprobar que la corriente en la superficie presenta, en su dirección, una variación de 45° respecto de la del viento. Se comprueba también, que, para valores crecientes de z a partir de cero, esa diferencia de dirección va aumentando, mientras que la velocidad de la corriente va en disminución. A una cierta profundidad, $z = \pi/a$, el sentido de la corriente es opuesto al de la superficie.

Este desarrollo puede representarse, proyectado sobre un plano horizontal,

Fig. 191.—Variación en dirección e intensidad de las corrientes generadas por el viento con la profundidad (Espirale de Ekman)



mediante una espiral logarítmica, llamada espiral de Ekman, que corresponde a los extremos de los vectores "velocidad absoluta" para diferentes profundidades (fig. 191).

Posteriormente, Rossby y Montgomery (1953) desarrollaron la teoría llegando a los valores de direcciones y velocidades que se recogen en los siguientes cuadros.

Angulo (grados) entre la dirección de la corriente en la superficie y la velocidad del viento superficial

Latitud ϕ (grados N)	Velocidad del viento superficial, U_0 (m/seg.)			
	5	10	15	20
15	35,0	38,7	41,1	43,0
30	38,6	42,8	45,7	48,0
45	40,6	45,4	48,4	50,9
60	42,0	46,8	50,2	52,7
75	42,6	47,7	51,1	53,8
90	42,8	48,0	51,4	54,1

U/U_0 como función de la latitud y la velocidad del viento superficial

Latitud (grados)	Velocidad del viento superficial, U_0 (m/seg.)			
	5	10	15	20
15	0,0317	0,0291	0,0276	0,0266
30	0,0292	0,0268	0,0254	0,0245
45	0,0280	0,0256	0,0243	0,0234
60	0,0273	0,0249	0,0237	0,0228
75	0,0269	0,0246	0,0246	0,0226
90	0,0268	0,0245	0,0233	0,0225

Tanto la aplicación de la teoría de Ekman como los valores derivados de la de Rossby y Montgomery, deben ser tomados con mucha prudencia por el ingeniero costero que busque la resolución de problemas concretos ya que en el fenómeno de generación de corrientes locales por viento son numerosos los parámetros que entran en juego. Su valor es meramente orientativo sobre algunas peculiaridades del fenómeno. El conocimiento real de las corrientes en un punto cualquiera requiere, en todo caso, la realización de una campaña de toma directa de datos.

4. Corrientes inducidas por el oleaje

En capítulo anterior se ha examinado la aplicación de diversas teorías ondulatorias al fenómeno real del oleaje. Se ha visto que, según la teoría lineal, el movimiento de las partículas líquidas al paso de una onda forma unas órbitas circulares o elípticas, pero en todo caso cerradas. El movimiento neto, pues, de dicha partícula al cabo de un ciclo completo es nulo.

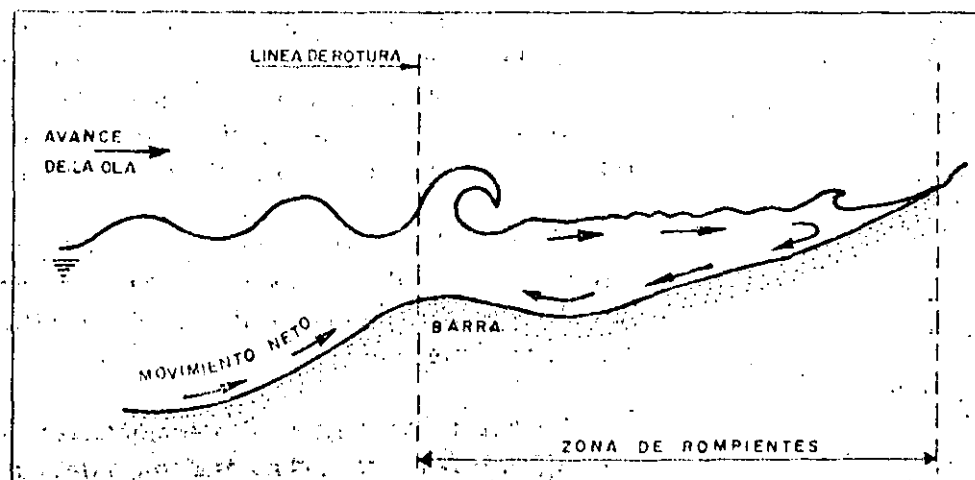
Sin embargo, y a pesar de que la teoría lineal ofrece una sencilla adaptación a la acción del oleaje no reproduce exactamente algunos fenómenos relacionados con el mismo. Y uno de ellos, es precisamente este del movimiento de las partículas, ya que en la realidad las órbitas descritas no son cerradas, existiendo por tanto un movimiento neto hacia adelante o hacia atrás al paso de cada ola.

Mediante la teoría de Stokes, en 2.º grado de aproximación sobre el oleaje se deduce la existencia de un transporte de masa líquida al paso de ondas periódicas. Esta teoría se corresponde correctamente con la realidad observada en tanques de ensayo y en la naturaleza, y se pueden resaltar dos peculiaridades que se producen en todos los casos: la primera es que el movimiento neto cerca del fondo siempre es del mismo sentido que el del avance del oleaje, y la segunda es que en aguas poco profundas el movimiento en la superficie es de sentido contrario al de avance del oleaje. La importancia de estos hechos se manifiesta a la hora de proyectar obras en esos dos ámbitos como pueden ser los emisarios submarinos y tomas de agua para el primer caso y atraques o fondeos de barcos para el segundo.

Para profundidades decrecientes el fenómeno de rotura del oleaje y la influencia del fondo modifican sustancialmente las características del transporte de masa líquida y por consiguiente de las corrientes. Se produce entonces un movimiento de retorno de masa líquida tendente a compensar el volumen de la misma que ha sido acumulado contra el obstáculo que supone la costa o playa. Numerosas observaciones en la zona de rompientes han corroborado la existencia de una corriente de fondo en dicha zona que se dirige hacia la línea de rotura, transversalmente a la costa y en sentido inverso al de avance de la ola rota.

Según lo expuesto, se producen a un lado y otro de la línea de rotura dos movimientos netos de masa líquida que se dirigen hacia ella. Este hecho es claramente explicativo de la formación de barras de arena en dichas zonas de rotura (fig. 192).

Fig. 192.--Formación de una barra paralela



76 Se pudiera pensar entonces, en la existencia de una continua renovación del agua contenida en la zona de rompientes por intercambio, debido a la acción de estos movimientos de masa líquida y otras acciones como el viento, corrientes de retorno, sobreelevaciones, etc. Sin embargo, Galvin en 1967, comprobó que el agua que forma la ola rompiente está constituida en gran parte por el agua que ha salido de la zona de rompientes por efecto del paso del seno de la anterior ola.

La importancia de las corrientes generadas por el oleaje en la zona de rompientes, a efectos ingenieriles, merece una atención particular. Ellas son las que originan y regulan, en su mayor parte, el movimiento de los sedimentos costeros.

Por la dirección de su movimiento, las corrientes litorales se pueden clasificar en dos tipos:

a) Corrientes normales a la costa.

b) Corrientes paralelas a la costa.

4.1. Corrientes normales a la costa

Están motivadas, por lo general, por la necesidad de evacuación del volumen de agua sobrante que ha sido empujado y acumulado contra la costa o playa por acción del viento y del oleaje. Este volumen extraordinario se manifiesta físicamente con una sobreelevación del nivel del mar en la zona de rompientes.

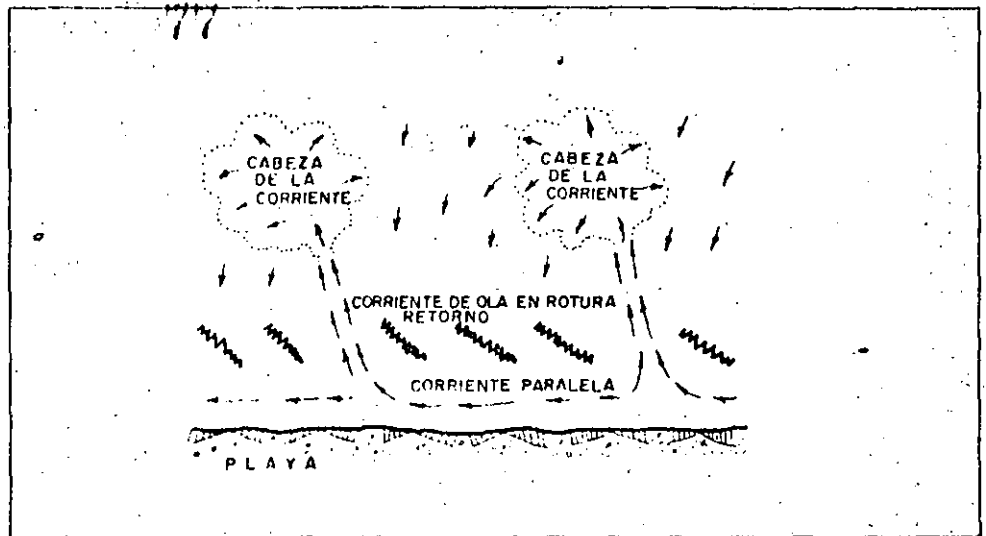
Las corrientes de evacuación pueden tomar diferentes formas.

Las corrientes de resaca (undertow), se manifiestan como un flujo difuso que arrancando del mismo estrán de la playa discurre próxima al fondo hacia mar adentro a lo largo de casi toda la longitud de la playa. Su acción es fácilmente notable en casos de mar algo agitada y se revela como una acción que tiende a empujar los pies de los bañistas hacia mar adentro.

Según se ha dicho anteriormente, y en base a los resultados obtenidos por algunos investigadores, esta corriente desaparece generalmente en las proximidades de la línea de rotura no produciendo, pues, una renovación apreciable del agua de la zona de rompientes.

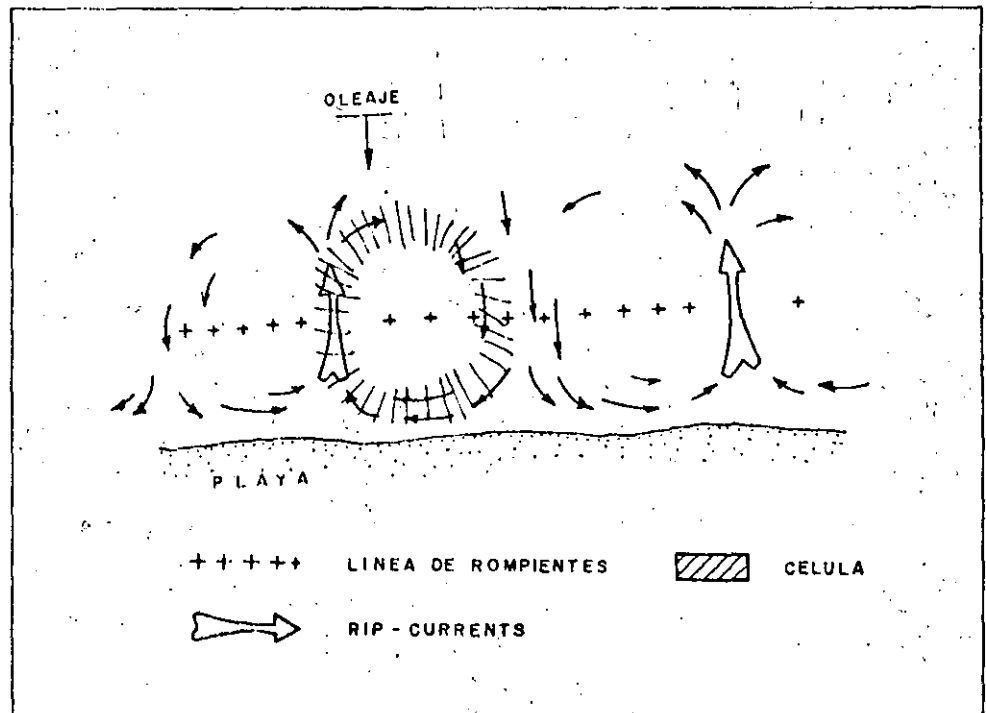
Las "rip currents" o corrientes de retorno, son corrientes asimismo que se alejan casi perpendicularmente a la playa en forma de chorro concentrado y que atraviesan la línea de rompientes expandiéndose luego (fig. 193).

Fig. 193.—Estructura de las rip-currents



Son fácilmente observables en fotografías aéreas de las playas en periodos de oleaje de tipo swell, distinguiéndose claramente un chorro bien definido y el penacho de disipación dado el diferente tono que le dan las arenas que arrastra en suspensión.

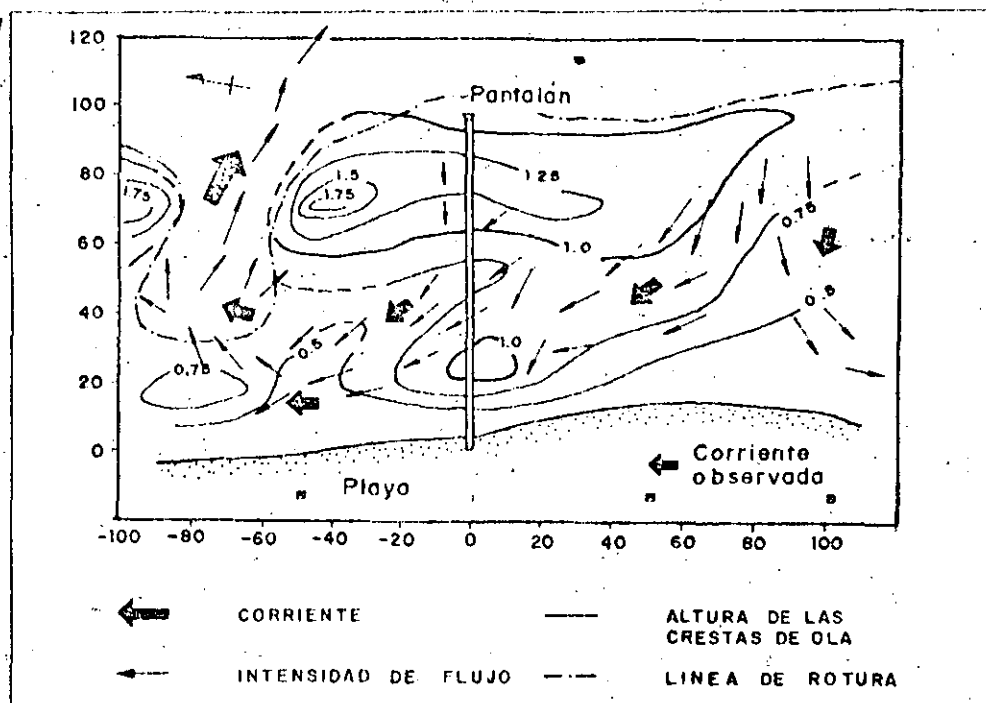
Fig. 194.—Disposición en célula de las rip-currents



El fenómeno de las rip-currents no ha sido investigado en profundidad hasta los últimos años. El conocimiento de sus características ofrece una gran dificultad dada su movilidad y la multiplicidad de variables que entran en juego tales como: topografía local del fondo marino, interacción entre olas y corrientes y características del oleaje. Solamente en casos de relativa invariabilidad del oleaje incidente una rip-current puede estabilizarse al excavar ella misma en el sedimento del fondo su propia vía de salida a través de la zona de rompientes y de las barras sumergidas.

78 De las investigaciones recientes, Sonu (1972) -- Sasaki (1976), parece desprenderse la existencia de células cerradas de circulación de corrientes en la zona de rompientes para los casos de incidencia casi normal del oleaje. Estas células y por tanto la separación entre rip-currents están fuertemente influenciadas por la topografía del fondo (fig. 195).

Fig. 195.—Detección directa y real de una rip-current (Sonu, 1972)



Los caminos de circulación de las corrientes se producen siguiendo las zonas de menor elevación del nivel de agua y siempre desde las zonas sobreelevadas a las más bajas. La salida del chorro de masa líquida de la zona de rompientes se produce también por la zona donde la altura del oleaje en rotura es mínima.

Desde el punto de vista del ingeniero, no habiéndose todavía cuantificado la importancia de las rip-currents en cuanto a su incidencia en el transporte y balance de sedimentos costeros, el conocimiento cualitativo de este tipo de corrientes litorales es interesante para determinar las condiciones de variabilidad de las playas así como para estimar la seguridad de su uso para la actividad de baños.

4.2. Corrientes paralelas a la costa

Cuando el oleaje incide oblicuamente a la costa, bien por efecto de la configuración del fondo o bien por la dirección de avance en profundidades indefinidas, se produce la rotura del mismo con un cierto ángulo respecto de la orilla. Se induce por ello una corriente de dirección paralela a la costa que desplaza una masa líquida a lo largo de ella y canalizada entre la línea de rotura y la orilla.

Esta corriente, reforzada por fuerte remoción del sedimento en el instante de la rotura de la ola, es la responsable principal del transporte de sedimento a lo largo de la costa, cuyo conocimiento cualitativo y cuantitativo es esencial para el ingeniero de costas que se enfrente a cualquier problema de dinámica litoral.

79 Los estudios encaminados al análisis de las características de las corrientes paralelas han sido muy numerosos.

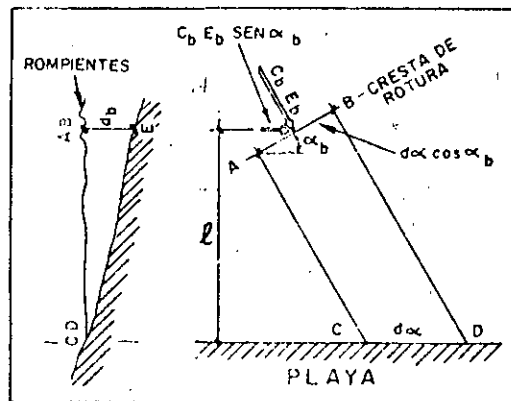
En el año 1949 Putnam, Munk y Taylor publicaron el trabajo "The prediction of Longshore currents" en el que se establecía teóricamente, la relación existente entre la velocidad de la corriente con la altura, período y ángulo de abordaje de la ola rota con la pendiente de la playa en la zona de rotura.

Desde el punto de vista del balance energético se considera el volumen de agua ABCDE que se extiende entre la línea de costa y la de rotura (fig. 196). La energía que entra en este volumen será igual a:

$$C \cdot E \cdot dx \cos \alpha$$

siendo: E, la energía por unidad de superficie de la ola rota y C, la celeridad del grupo.

Fig. 196.—Corriente originada por la incidencia oblicua del oleaje



De la energía que avanza paralela a la playa ($C \cdot E \cdot dx \cos \alpha$), $\sin \alpha$, un porcentaje S, es responsable de la formación de la corriente denominada "longshore currents", que es disipada por la resistencia de fricción del fondo.

La fuerza por unidad de ancho de playa es igual a:

$$K \cdot \rho \cdot V^2 l dx$$

y la energía disipada en el volumen ABCDE será igual a:

$$K \cdot \rho \cdot V^3 l dx$$

siendo V la velocidad de la corriente buscada, K el coeficiente de fricción que

depende de la rugosidad hidráulica del fondo, y l la distancia de la línea de costa a las rompientes; y por tanto:

$$S(C \cdot E \cdot dx \cos \alpha) \cdot \sin \alpha = K \rho V^3 dx$$

Longuet-Higgins, con esta base y aprovechando los datos de Putnam, Munk y Taylor y los posteriores de Galvin y Eagleson, ha llegado a la expresión:

$$V = 20,7 \cdot m \cdot (gH_b)^{1/2} \sin 2 \alpha_b$$

en donde: m = pendiente de la playa

H_b = altura de ola en rotura (pies)

g = aceleración de la gravedad (pie/seg²)

α_b = ángulo entre la línea de rotura y la orilla.

Imman y Quinn (1952) proponen la siguiente expresión para el cálculo de la velocidad de la corriente paralela:

$$V = \left[\left(\frac{1}{4x^2} + y \right)^{1/2} - \frac{1}{2x} \right]^2$$

siendo: V = velocidad de la corriente (pies/seg.)

$$= (108,3 \cdot H_b \cdot i \cos \alpha) / T$$

$$y = C_b \cdot \sin \alpha$$

en donde a su vez:

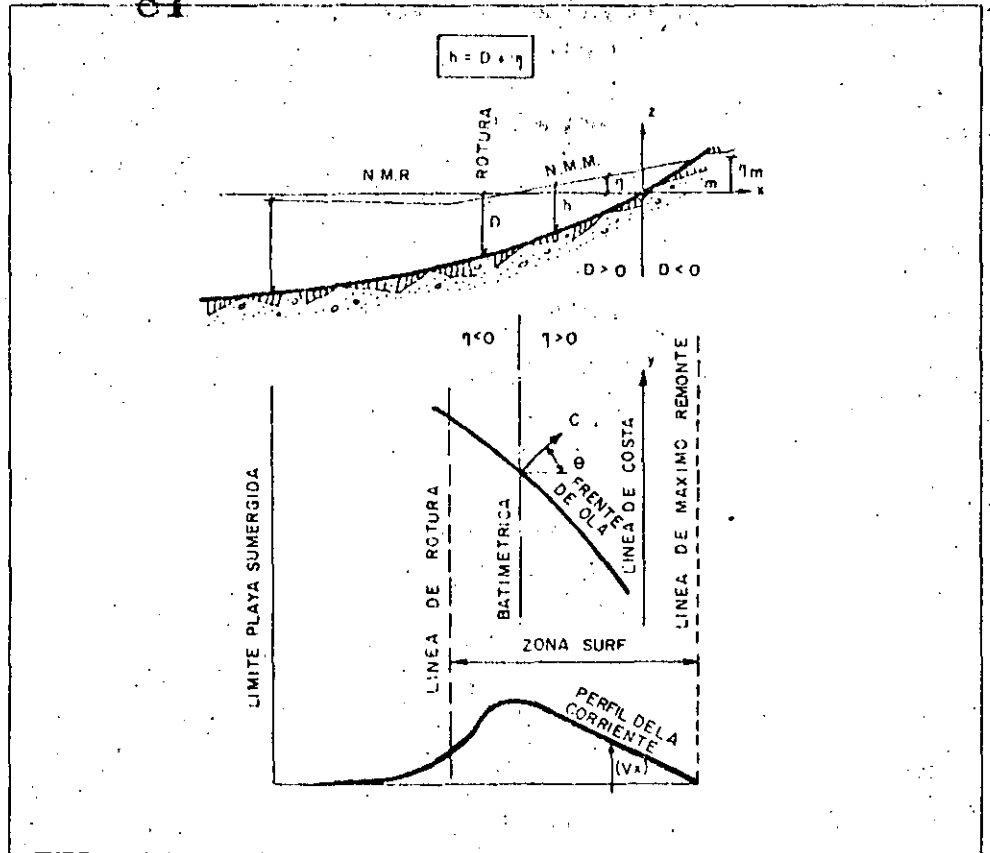
$$C_b = \text{velocidad de la ola rota (pie/sg.)} = \sqrt{2,28gH_b}$$

T = periodo del oleaje (seg.)

i = tangente de la pendiente de la playa.

En cuanto a la distribución de las velocidades de lo ancho de la zona de rompientes (zona surf), se ha comprobado la existencia de un máximo a una distancia próxima a la línea de rotura con una paulatina disminución hasta la orilla de acuerdo con el esquema siguiente:

Fig. 197. Variación de la velocidad de la corriente paralela a la playa en la zona "surf"



La presencia de obstáculos, como por ejemplo espigones, modifica sustancialmente la corriente paralela. En su lado de barlovento se produce, generalmente, un cambio de dirección con sentido hacia mar adentro que a veces, ocasiona una erosión localizada de la playa junta al arranque del obstáculo. Por el lado de sotavento, la velocidad de la corriente paralela suele ir aumentando a medida que se aleja del espigón llegando a adquirir valores normales a una distancia igual a 8-12 veces la anchura de la zona de rompientes.

5. Corrientes de marea

La elevación y descenso periódico del nivel del agua en las zonas con carrera de marea significativa genera un movimiento de masas líquidas notable, sobre todo en áreas costeras, cuya comunicación con el mar abierto está en cierta forma restringida. Es el caso de los estuarios, bahías, desembocaduras de ríos y entrada de los puertos o marinas.

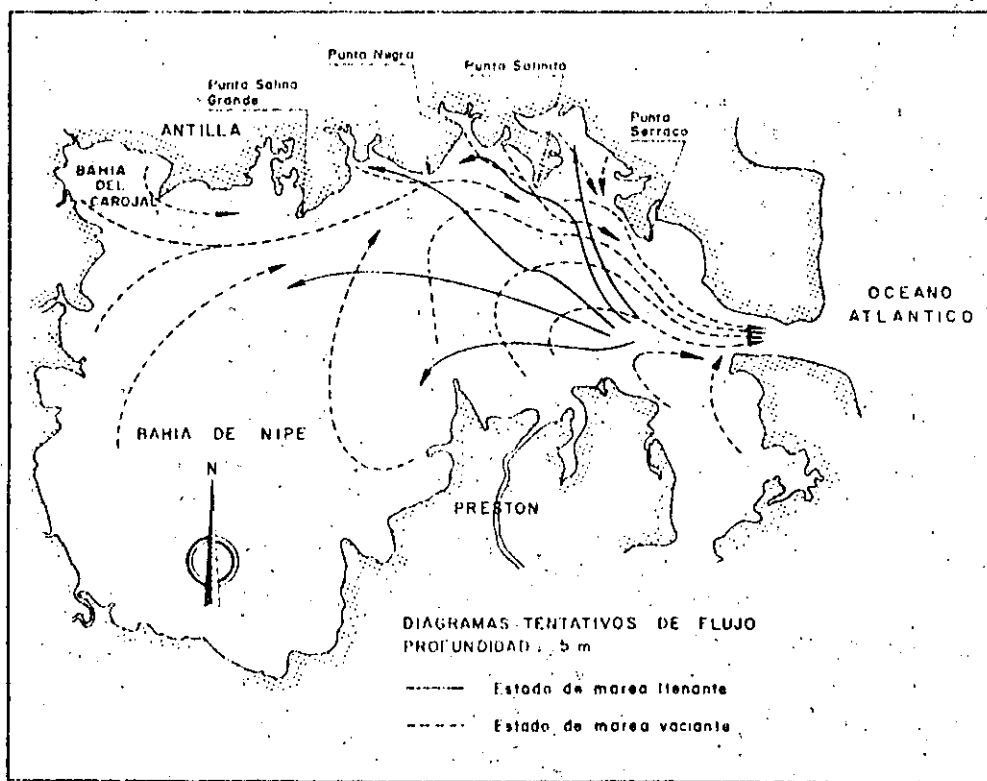
La característica primordial de este tipo de corrientes es su periodicidad que puede ser semidiurna o diurna dependiendo de como sea la marea astronómica. En las entradas a dichas zonas, pues, la corriente de marea fluye en dos sentidos contrarios; hacia adentro cuando el nivel del agua está subiendo y hacia afuera cuando está bajando. Las máximas velocidades obtenidas en estos puntos suelen estar desplazadas respecto de los momentos de pleamar o bajamar. No obstante este comportamiento general, las corrientes de marea cambian de un lugar a otro

82 dependiendo, como se ha visto, del carácter de la marea y además de la profundidad y de la configuración del terreno. Esta última circunstancia hace necesario tener que acudir forzosamente a la medida directa si se pretende conocer las características de la corriente en una zona determinada. No son recomendables, por tanto, ningún tipo de fórmulas ni expresiones analíticas generales aplicadas a un punto o problema particular.

Los efectos que inducen las corrientes de marea que puedan interesar al técnico portuario y costero se limitan, por lo general, a las zonas próximas al litoral. En zonas abiertas de mar profundo las corrientes de marea mantienen una rotación periódica por el efecto Coriolis, con velocidades relativamente bajas. En cambio en las proximidades de la costa y especialmente en las zonas estrechas antes mencionadas la velocidad de la masa líquida en llenante (flujo) o en vaciante (reflujo) puede adquirir valores muy elevados. Esta circunstancia da lugar a problemas variados entre los que se pueden enumerar los derivados del consiguiente arrastre de los sedimentos (aterramientos, flechas litorales, bajos, etc.) y del movimiento de la masa líquida (entrada en dársenas y puertos, seguridad en playas, contaminación, etc.).

Las campañas de medida llevadas a cabo por el Laboratorio de Puertos en la Bahía de Nipe (Cuba) dieron como resultado unos diagramas de flujo que se pueden considerar muy representativos de las corrientes generadas por los movimientos de flujo y reflujo de la marea (fig. 198).

Fig. 198.—Flujo de las corrientes de marea en la Bahía de Nipe (Cuba)



Previsión
de oleaje



I. Antecedentes históricos

El desarrollo de las obras marítimas durante el último siglo ha hecho evolucionar, en su transcurso, la investigación portuaria y costera hacia compromisos y soluciones de utilización práctica inmediata. De entre los temas de estudio, el relativo a la determinación de los esfuerzos a que están sometidas las estructuras marítimas, ha tenido una importancia capital. El análisis de las características del oleaje va a permitir determinar, o elegir, una altura de ola que fije los parámetros constructivos de dichas estructuras marítimas.

El profesor español, Ramón Iribarren, desarrolló un método de previsión de oleaje, expuesto en su publicación "Obras marítimas - oleaje y diques" (1954), consistente en la determinación de la altura de ola máxima que puede llegar a las proximidades de la obra. En él se parte de la hipótesis de que la altura de una ola en un punto es función de la longitud del fetch en ese punto y de la intensidad o velocidad del viento a lo largo del fetch —definiendo como fetch la línea que une el punto de previsión con el más alejado de la costa opuesta:

$$2h = f_1(F, V)$$

Admitiendo que el mayor oleaje se da en el caso de que actúe el máximo viento posible, V_{\max} , y que se supone éste constante a lo largo de todo el fetch se puede escribir:

$$\begin{aligned} V_{\max} &= \text{cte} \\ 2h &= f_2(F, V_{\max}) \end{aligned}$$

Al comprobar que el máximo valor eficaz del viento en un océano es función de su fetch, es decir:

$$V_{\max} = f_3(F)$$

se puede obtener, en definitiva, que el valor de la altura de ola es función únicamente de la longitud del fetch:

$$2h_0 = f_2[F, f_3(F)] = f_4(F)$$

Iribarren, basándose en datos recopilados en las costas españolas, fijó los parámetros que dan la función f_4 y dedujo las siguientes expresiones:

$$2h_0 = 1,2 \sqrt[4]{F}$$

$$2T = 4,45 \sqrt[6]{F}$$

Con posterioridad adaptó su teoría de previsión de oleaje, introduciendo la influencia de los vientos permanentes —tanto favorables al desarrollo del oleaje como nulos o contrarios— que actúan a lo largo del fetch. Con la ayuda de los diagramas del Servicio de Meteorología Naval Inglés y teniendo en cuenta las cartas de vientos permanentes desarrolló unos gráficos de sencilla utilización de los cuales se puede extraer la altura de ola máxima en función de la longitud del

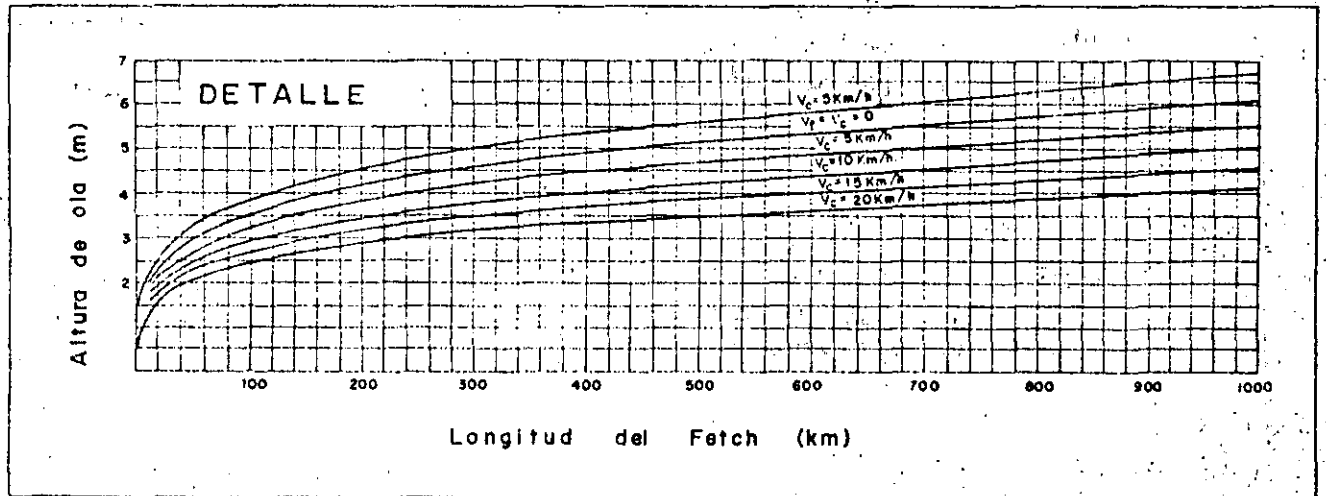
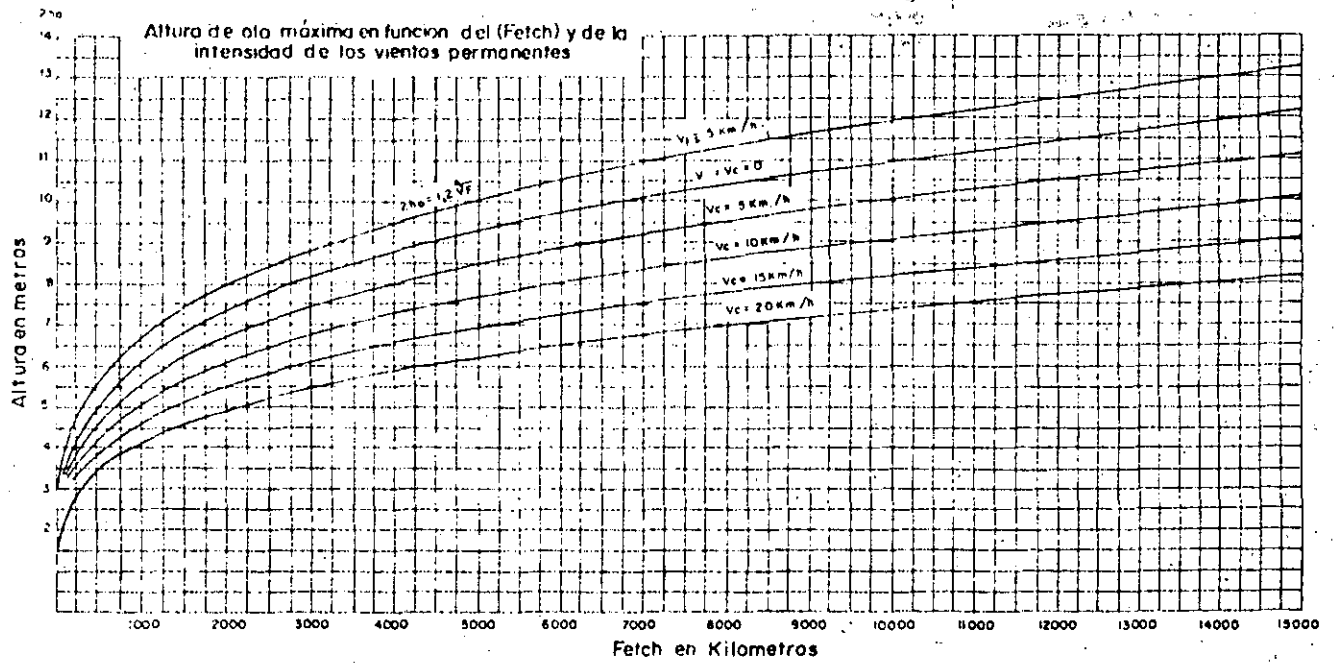
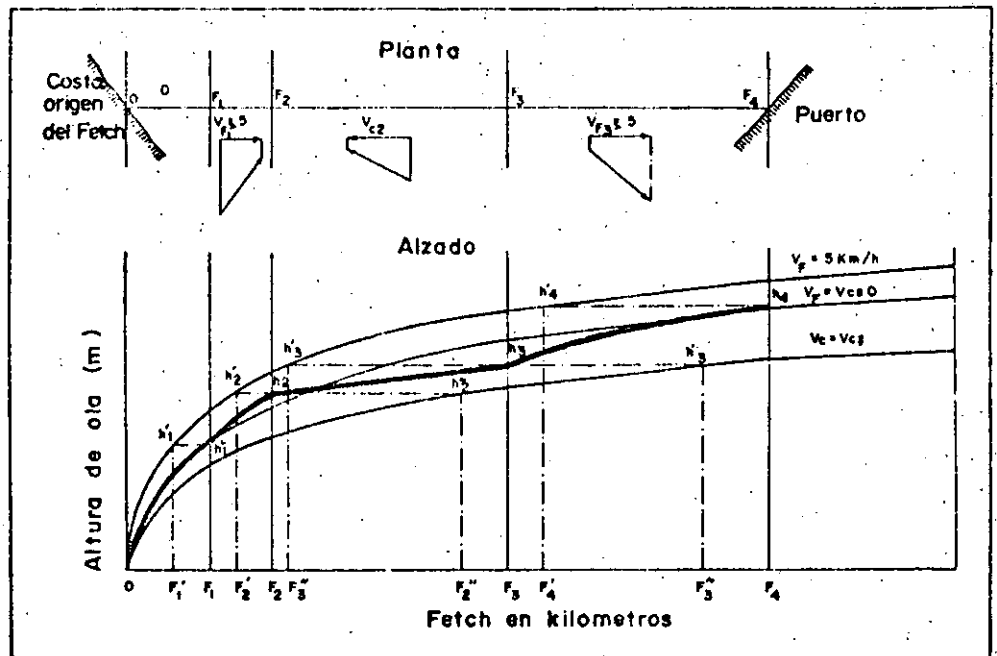


Fig. 199.—Abaco de obtención de altura de ola máxima en función del fetch geográfico y de los vientos permanentes (tribarren)

Como se ve, la influencia de los vientos permanentes se ha desglosado en seis posibilidades diferentes, que van desde la actuación en contra con velocidad de 20 Km/h. a la favorable de 5 Km/h. La aplicación simplificada de este método consiste en estimar un valor medio de la influencia de los vientos permanentes a lo largo de toda la longitud del fetch y seguir por la línea correspondiente del abaco hasta que la longitud del fetch determine la altura de ola máxima. Si a lo largo del fetch la influencia de los vientos permanentes es muy cambiante, se puede obtener mayor aproximación en la determinación de la altura de ola cambiando de una curva a otra según las diferentes intensidades de viento en los diversos tramos del fetch, tal como se esquematiza en la figura 200.

Fig. 200.—Ejemplo de utilización del ábaco para una determinada distribución de vientos permanentes

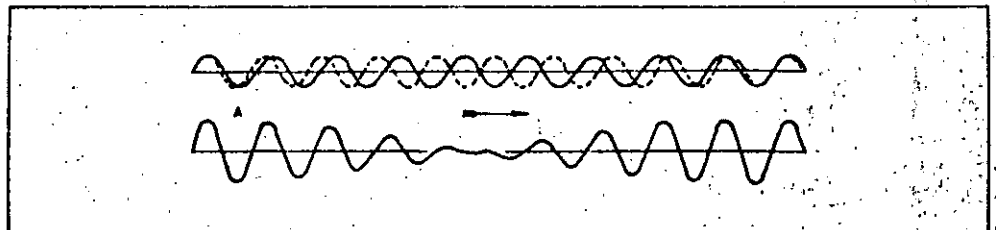


Los resultados obtenidos por aplicación de la teoría de Iribarren, aplicados dentro de unos tamaños de fetchs medios, son bastante acordes con la realidad. Sin embargo, hay que tener en cuenta las limitaciones introducidas al suponer, en primer lugar, la presencia constante de velocidades de viento máximas a lo largo del fetch —que en la práctica normalmente no sucede— y por otra parte perder, al consistir el objetivo del método en el cálculo de una ola máxima, la posibilidad de hallar las características de las restantes olas que pueden producirse.

2. Oleaje real

Si consideramos el simple caso de dos trenes de onda que tengan la misma altura y una velocidad de progresión próxima, su interferencia nos produce grupos de ondas con zonas en donde las alturas, en algunas partes, casi se duplican, mientras que en otras regiones casi desaparecen.

Fig. 201.—Superposición de dos trenes de ondas



Estas interferencias de ondas dan lugar a fenómenos más complejos que el de una onda inmersa en un grupo de ondas de idénticas características. Pero, aún así, los fenómenos derivados de la interferencia de ondas tienen un carácter periódico y por lo tanto se pueden representar matemáticamente, con lo cual se puede predecir lo que va a ocurrir en un instante determinado. Sin embargo, el fenómeno del oleaje real es aún más complejo y no admite ecuaciones que representen en el tiempo sus variaciones, dado su carácter básico de aleatoriedad, que únicamente hace posible un tratamiento estadístico del mismo.

Para mostrar la complejidad del oleaje se puede acudir a una simple consideración de sus características en la fase de formación en el océano por efecto del viento.

Si se divide la superficie sobre la que sopla el viento en celdas elementales, en las que, independientemente unas de otras, se crean ondas incipientes, con período, altura, fase y dirección de propagación aleatoria, al solaparse unas con otras dan lugar al estado del mar conocido como "mar en nido de abeja" o SEA, en el que las olas grandes y pequeñas se suceden sin orden aparente.

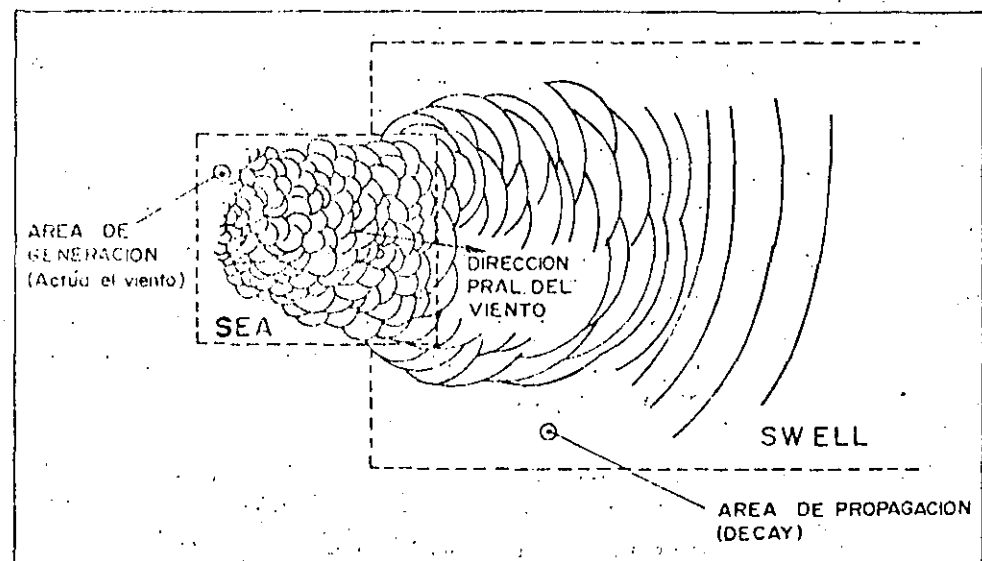
Las características más acusadas de las olas de tipo SEA son su alto peralte (relación H/L) que provoca al llegar a un cierto límite la rotura de la cresta con la aparición de los típicos "rizos" o "palomitas", la escasa longitud de las crestas y el variado rango de direcciones. Se ha podido observar asimismo que son las olas más cortas que se propagan oblicuamente a la dirección media del viento las que viajan con mayor velocidad. Por ello, en fetchs pequeños es frecuente observar que los primeros aspectos del oleaje incidente son los de trenes de olas oblicuos, cuya bisectriz es precisamente la dirección principal del viento.

Una vez que el efecto del viento cesa, al abandonar estas olas el área de generación, a lo largo del tiempo, se produce una soldadura en aquellas ondas de período próximo que se cortan según un ángulo, produciéndose una simplificación del oleaje hacia un período y dirección únicos, dando lugar al "oleaje de fondo" o SWELL que a pesar de todo no es reducible a una función analítica, ya que se suceden trenes de olas con sólo un cierto ritmo. (En el Cantábrico las 3 olas mayores de cada grupo se denominan las 3 Marias.) Las características propias del oleaje de tipo SWELL son las de un peralte bajo y una apariencia general ordenada motivada por la gran longitud y paralelismo de sus crestas.

El área sobre la que se mueven es conocida como área de extinción o "decay", puesto que las olas se van atenuando suavemente según viajan a través del océano.

Las olas con período más largo, al tener mayor celeridad, viajan más deprisa que las que tienen períodos más cortos y en consecuencia los distintos trenes de olas se dispersan sobre la superficie del océano.

Fig. 202.—Zonas de generación y propagación del oleaje



Tras abandonar el área de generación, las olas tienden a formar un amplio abanico conformándose poco a poco sus crestas en círculos de gran radio casi uniformes. El cálculo del periodo y altura de olas en una zona de decay puede afrontarse partiendo de los valores correspondientes al punto de salida del oleaje de su área de generación. Mediante los ábacos de la figura 203, propuestos por Brestchneider, es posible establecer dichas relaciones de altura y periodo.

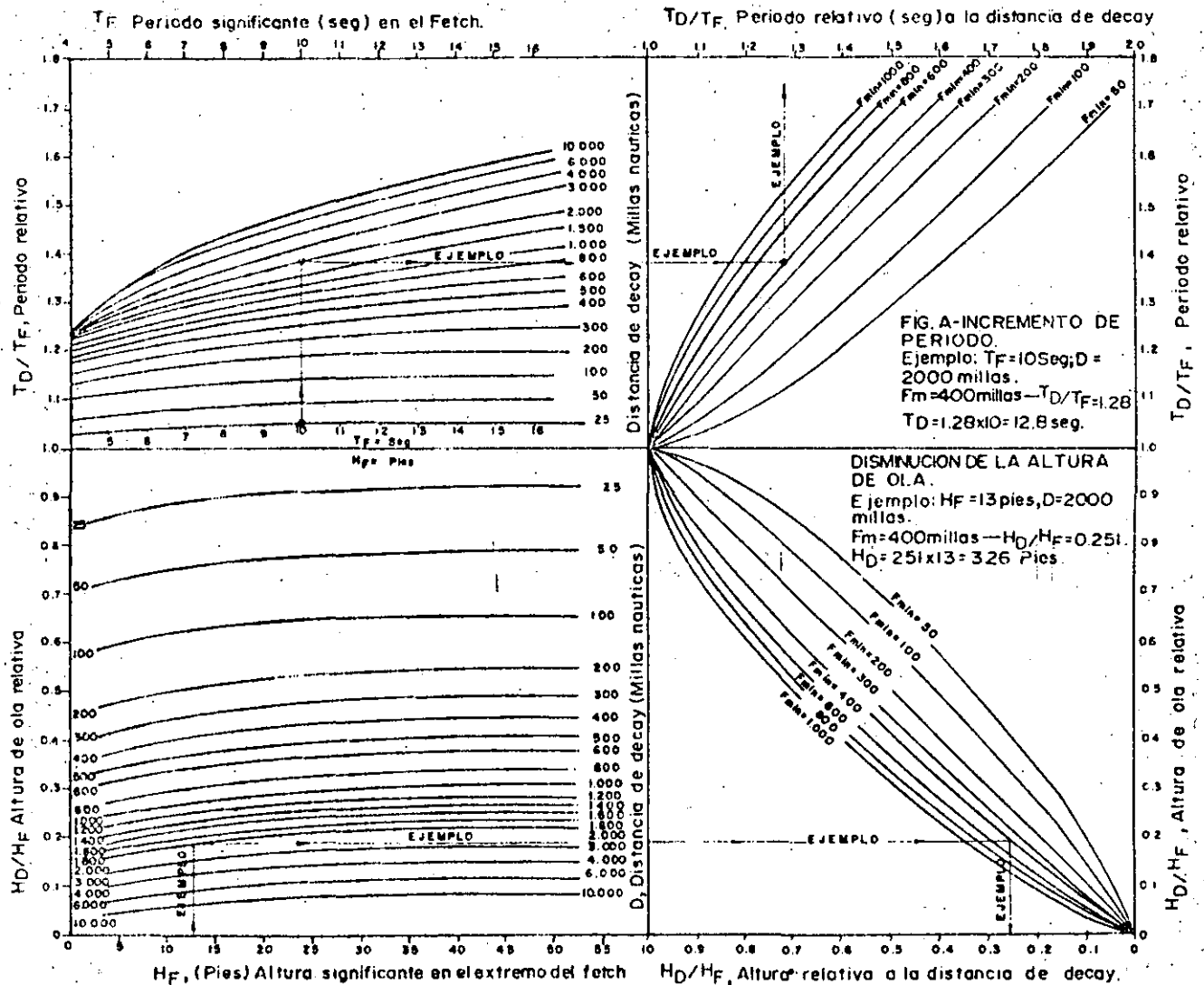


Fig. 203.—Curvas de decay (Brestchneider)

Esta descripción del proceso de generación del oleaje no es sino una tremenda simplificación de dicho proceso, del que los investigadores Phillips y Miles (1957) han logrado dar una interpretación con un aceptable grado de precisión en la reproducción física del mismo, pero que no pasa de una descripción sin grandes aplicaciones prácticas.

Los mecanismos externos de generación, según Phillips y Miles, se deben por una parte a una generación por resonancia entre la superficie libre de las ondas y la fluctuación de la presión que las excita como respuesta a la presión aleatoria del viento turbulento.

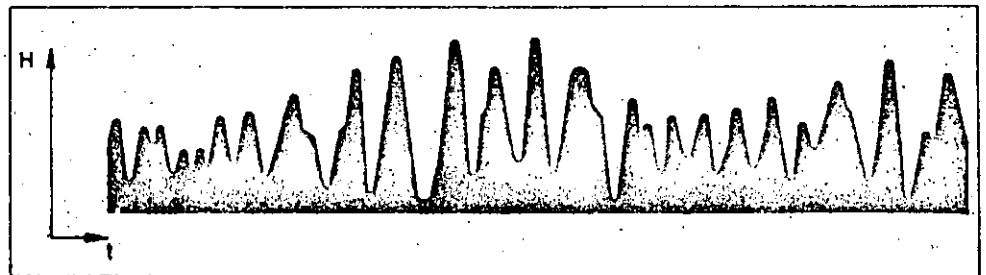
El otro mecanismo externo se refiere a la interacción viento-onda, a medida que la onda generada por resonancia va creciendo en amplitud y por lo tanto su presencia comienza a alterar la fluctuación de presión.

El grado de acoplamiento entre onda y viento es factor decisivo en la generación de ondas creadas.

2.1. Definiciones e hipótesis previas

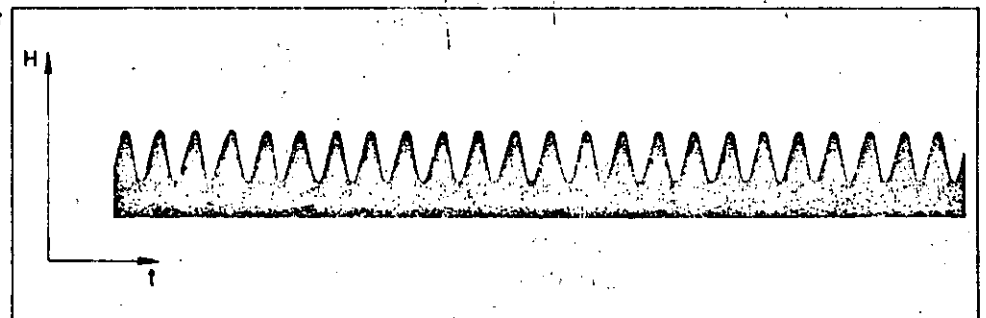
Partamos de un registro de oleaje tal como los de la figura 204.

Fig. 204.—Registro de oleaje real



La irregularidad de este registro contrasta con la regularidad del de una onda senoidal pura, tal como el de la figura 205.

Fig. 205.—Registro de ondas monocromáticas



En estos dos tipos de registros se observa la diferencia entre los dos fenómenos, el carácter aleatorio del primero y determinista del segundo, pues en éste se puede definir una ley causal a partir de la cual se podría obtener un registro indefinido. Como se observa en este segundo registro, los parámetros de la onda —amplitud, altura de onda, periodo y longitud— tienen carácter unívoco pues su valor es constante. Para definir en los registros de oleaje unos parámetros significativos que permitan la caracterización, se ha propuesto extrapolar las definiciones de los parámetros característicos de un tren de ondas. Las definiciones más utilizadas son las siguientes:

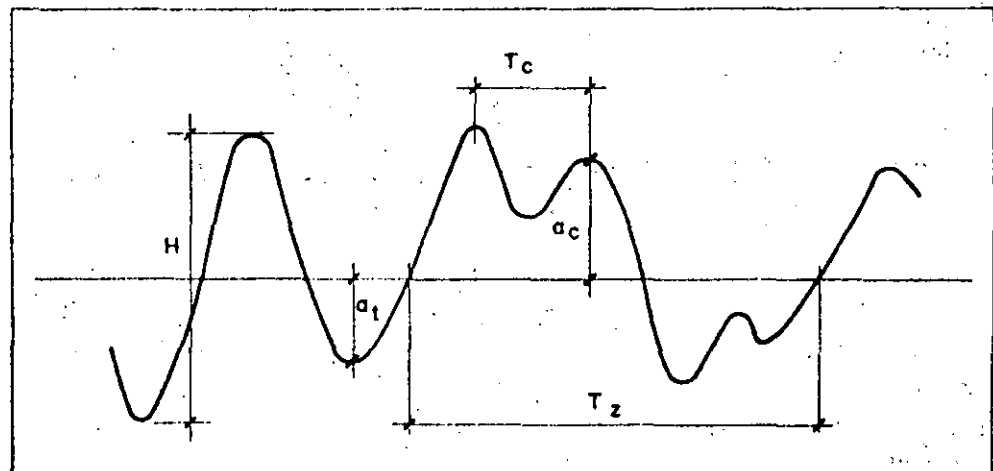
(Una definición de todas las variables puede verse en el Boletín que la Comisión de los Congresos de Navegación publicó en 1973 con las definiciones y notaciones para el oleaje.)

- **Superficie libre (τ):** distancia vertical entre un punto del registro y el nivel medio del mismo.

- **Desplazamientos máximo (a_c) y mínimo (a_t):** distancia de los máximos o mínimos del registro con respecto del nivel medio.
- **Altura de ola (H):** la "altura de cresta a seno" es la distancia vertical entre la cresta y el seno precedente.
- **Periodo de paso por cero T_z :** intervalo de tiempo entre dos cruces ascendentes del registro con el nivel medio.
- **Periodo de cresta, T_c :** tiempo transcurrido entre dos crestas consecutivas.

En la figura 206 se puede ver la definición gráfica de los parámetros anteriores.

Fig. 206.—Descripción de los parámetros característicos más importante del oleaje



A partir de estas definiciones en el registro de la figura anterior se puede deducir que de cada registro se obtiene un conjunto de valores que constituyen la muestra a partir de la cual hay que hacer el análisis estadístico para los distintos parámetros.

El análisis estadístico directo a partir de los parámetros anteriores permite una descripción de cada oleaje.

2.2. Geometría estadística del oleaje

Está claro que se puede hacer un análisis estadístico directo de uno o de varios registros, pero la necesidad de conocer la estructura y la generación del oleaje y su posterior manejo, exige la construcción de modelos matemático-estadísticos y físicos que han de ser comprobados con los resultados de medidas en la naturaleza y en el Laboratorio. Es en la construcción de estos modelos en donde la teoría de las ondas se aplica al estudio del oleaje, partiendo de un modelo descriptivo del mismo que es el siguiente: el oleaje es la resultante de la intersección de trenes de ondas con diferente dirección y fases aleatorias. Hay que señalar que la aplicación de estos modelos ha de hacerse a oleajes que son respuesta exclusiva a la acción de un viento turbulento, sin influencia de ninguna otra variable, profundidad, rozamiento de fondo...

La descripción de la estructura estadística de un registro de oleaje se hace a partir de parámetros que reflejan la importancia del oleaje registrado. Recordemos según los conceptos estadísticos que la curva que liga la probabilidad de ocurrencia de cada altura es lo que definimos como función de densidad.

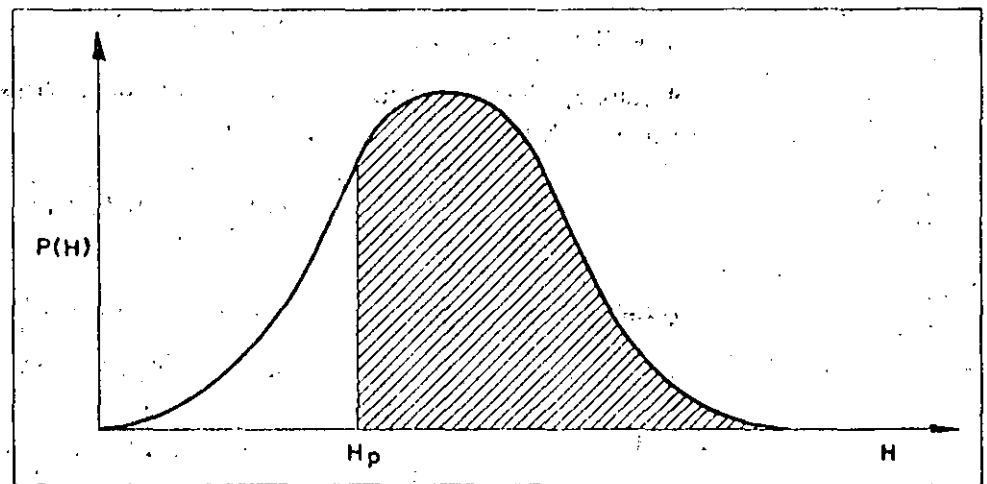
Se admite que esta función para alturas de oleaje sigue la distribución de Rayleigh es decir:

$$P(H) = \frac{2H}{H_m^2} e^{-(H/H_m)^2} \quad (\text{función de densidad})$$

siendo H_m la media cuadrática.

Su representación gráfica es la siguiente:

Fig. 207.—Función de densidad (distribución de Rayleigh).



Si queremos hallar la probabilidad q de que la altura de ola excede un cierto valor H , esto lo determinaremos mediante la expresión:

$$q = \int_H^{\infty} p(H) dH \quad (\text{función de distribución})$$

que sabemos que gráficamente equivale al área rayada de la figura.

Al hacer esta integración se deduce que la función de distribución (curva de probabilidad acumulada) tendrá la expresión:

$$q = e^{-\left(\frac{H}{H_m}\right)^2}$$

Por otra parte, la altura media H $1/n$ será, según la estadística, el cociente entre el momento de primer orden y el de orden cero:

$$H \ 1/n = \frac{\int_{H_p}^{\infty} P(H) \cdot H \cdot dH}{\int_{H_p}^{\infty} P(H) \cdot dH}$$

obteniéndose que:

$$\frac{H_{1/n}}{H_m} = (Ln)^{1/2} + \frac{n\sqrt{\pi}}{2} (1 - \Theta(Ln))^{1/2}$$

siendo $\Theta(Ln)^{1/2} = \text{erf}(Ln)^{1/2}$ y $\text{erf}(x)$ la función de error (tabulada)

De aquí sale la conocida fórmula para $H_{1/3}$, particularizando para $n = 3$.

$$H_{1/3} = 1,41 H_m$$

Estadísticamente: a partir de lo anterior, se demuestra que la función que representa la probabilidad de que la altura máxima de una muestra de N olas sea H , viene dada por:

$$(7) Q(H_{\text{máx}}, N) = N (1 - e^{-(H/H_m)^2})^{N-1} e^{-(H/H_m)^2} \cdot \frac{2H}{H_m^2}; \text{ e, igual que antes,}$$

el valor medio de alturas máximas, sacado del cociente entre el momento de primer orden y el de orden cero, será:

$$(8) \frac{H_{\text{máx}}, N}{H_m} = (LN)^{1/2} + 0,28861 (LN)^{-1/2}$$

Si obligamos a que $\frac{dQ}{dH} = 0$, y siempre que $N > 100$, obtendremos que la altura máxima más probable ($H_{\text{máx}}, N$) tiene por expresión:

$$\frac{H_{\text{máx}}, N}{H_m} = (LN)^{1/2}$$

De estos parámetros la "altura de ola significativa" $H_{1/3}$, definida como el valor medio del tercio de las alturas de olas mayores, representa un papel importante. Hay que recalcar que este valor no es una tal medida, sino un promedio y por tanto dependerá de la extensión de la muestra elegida, teniendo en cuenta que en la práctica las olas de menos de un pie son eliminadas en el registro.

Evidentemente podíamos haber elegido otro valor estadístico de altura de ola como más representativo que el de la altura de ola significativa. Hemos visto que la estadística liga unos valores con otros. Así si tomamos como valor 1 el de $H_{1/3}$, el valor de la media de la muestra sería 0,63; el valor de la $H_{1/10}$, es decir de la media del décimo de las alturas de ola mayores, sería 1,28; el de la media cuadrática 0,702, etc.

Si ahora recordamos la teoría de las ondas aplicada a los planos de oleaje de Iribarren, veíamos que allí teníamos una altura de ola asociada a una onda que al ir aproximándose a la costa, e ir encontrando profundidades menores, iba variando en altura por efecto de la refracción. Comentábamos entonces que los tubos de energía de dicha onda se conservaban constantes y de ahí sacábamos un coeficiente de variación. Pues bien, en este caso como vemos no tenemos una onda sino un tren de olas de diferentes características cada una y que igualmente van a sufrir en su propagación el mismo efecto de la refracción. Para continuar la descripción estadística del fenómeno en profundidades reducidas será necesario, pues, contemplarlo desde el punto de vista de la energía del oleaje.

2.3. Análisis espectral del oleaje

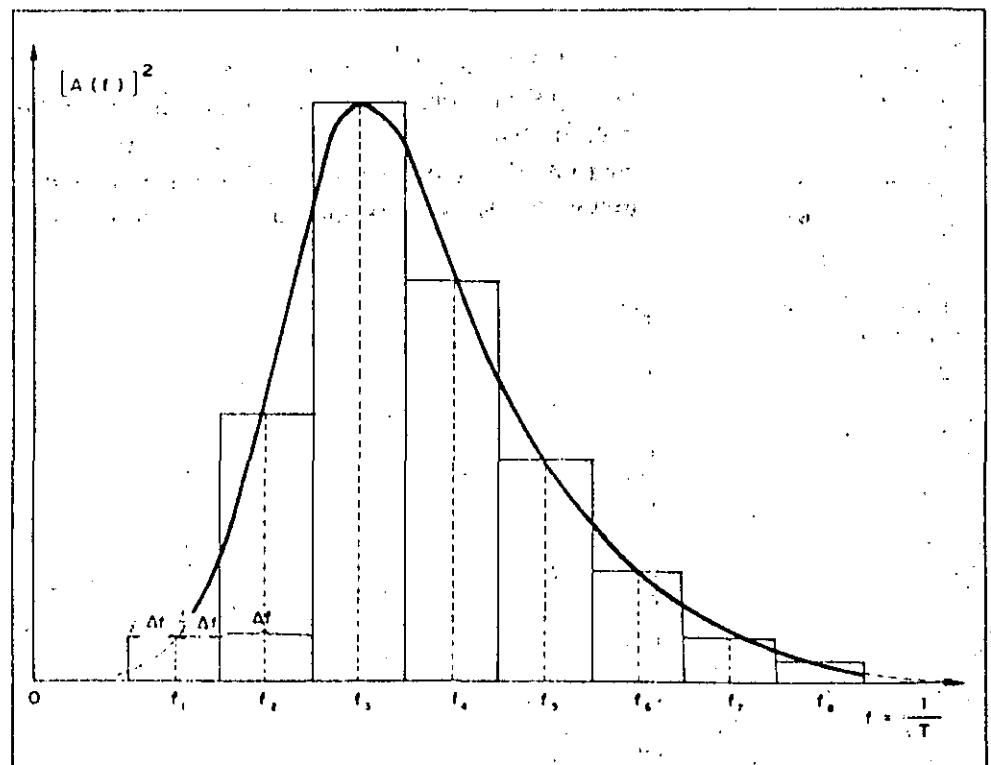
93

La función espectral o como se le designa frecuentemente "espectro de oleaje" es básica para el estudio del oleaje a corto término, pues permite una descripción espectral y estadística del mismo.

2.3.1. Función espectral del oleaje

Pierson, Neuman y James (1955) hicieron una presentación de la función espectral muy simple e intuitiva que vamos a resumir aquí, para introducir la función espectral de una manera exclusivamente descriptiva. Supongamos que la superficie aleatoria del mar puede representarse como la superposición de ondas monocromáticas con diferentes direcciones, periodos y con fases aleatorias. Cada uno de los componentes vendrá representado por una onda de Airy, pues es la única solución que admite el principio de superposición lineal. Agrupemos ahora las componentes con relación a las frecuencias medias f_i distribuidas uniformemente en $f_i \pm \Delta f_i$ en donde $f = 1/T$; obteniéndose así un número discreto de ondas de Airy que dan lugar a una distribución escalonada de un número finito de componentes, que aproxima en forma finita la distribución infinita de componentes. Finalmente asociemos a cada rectángulo de lado Δf una ordenada que da lugar a un área proporcional a $|A(f_i)|^2$, siendo $A(f)$ la altura de onda de la componente de frecuencia media f . Se obtiene así una aproximación escalonada de la función $A^2(f)$, que cuando $\Delta f \rightarrow 0$ tiende a una curva continua entre $f = 0, \infty$ que representa la "función espectral del oleaje" (fig. 208).

Fig. 208.—Espectro de energía del oleaje



Como la energía de una onda de Airy es proporcional a A^2 , el área encerrada por la función espectral $A^2(f)$ es proporcional a la energía, por lo que al espectro del oleaje se le denomina a veces "espectro de energía", que generalmente se designa por $S(f)$.

Las relaciones fundamentales que ligan el espectro de energía y la altura de ola significativa son las siguientes:

$E = 2 \int_0^{\infty} S(f) df$ y $H_m = 2 \sqrt{E}$. Si sustituimos este valor en la expresión de $H_{1/3}$ para el caso particular de $n = 3$ tendremos:

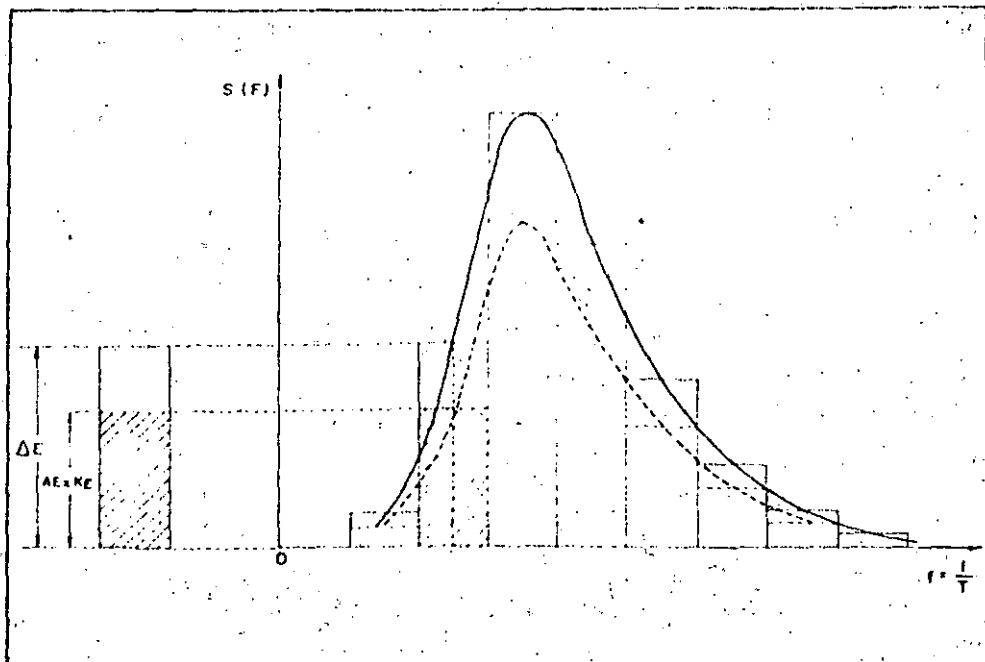
$H_{1/3} = 2,832 \sqrt{E}$, que es la expresión más utilizada en el cálculo de la previsión del oleaje.

$S(f)$ y $H_{1/3}$ serán funciones que, en general, dependerán de la velocidad del viento (U), del área donde se genera el oleaje (fetch), de la duración del temporal (t), de la profundidad (d) y, por movernos dentro de un campo gravitatorio, de la aceleración de la gravedad (g).

Volvamos de nuevo al problema de los planos de oleaje. En la teoría clásica de las ondas el problema era muy sencillo, definidas la longitud y periodo de la misma (bien por las fórmulas de Iribarren, o bien por cualquier otra, ya que el método de los planos de oleaje es independiente de las fórmulas de previsión) podíamos hallar el coeficiente de reducción de la altura de ola K_R mediante los planos de oleaje. En el caso del oleaje real, al tener en un mismo tren distintos periodos, el problema es mucho más complicado. Sin embargo, para por lo menos comprender la fenomenología vamos a simplificar al máximo el problema perdiendo por supuesto rigor en las soluciones ya que el proceso real es mucho más complejo.

Imaginemos que tenemos definido el espectro de energía para una dirección dada, por ejemplo la NE, en profundidades indefinidas. En este caso (ver figura 209) dividimos el espectro en un número finito de partes, por ejemplo 8. En cada una de las bandas suponemos que el periodo es constante, es decir, sustituimos la línea del espectro por la quebrada escalonada.

Fig. 209.—Espectro refractado



95 Si recordamos que $H_{1/3} = 2,832 \sqrt{E}$, o bien:

$E = \frac{H_{1/3}^2}{(2,832)^2}$, vamos a ver cada banda de energía cuánto se reduce por la refracción, apoyándonos en el coeficiente de reducción de alturas K_r , hallado mediante los planos de oleaje. El coeficiente de reducción de energía será $K_E = K_r^2$. Una de las bandas de energía, que llamamos en general ΔE , se reducirá: $\Delta E: K_E$.

$$\text{La energía total se deducirá } E^* = \sum_1^8 \Delta E_2 K_{E_2}$$

De esta energía E^* , ya reducida por la refracción, podremos hallar la altura correspondiente $H_{1/3}^*$, mediante la expresión $H_{1/3}^* = 2,832 \sqrt{E^*}$.

2.3.2. Métodos de funciones espectrales

Desde el año 1952 en que Neumann propone el primer espectro escalar de oleaje, obtenido a partir de datos visuales, hasta nuestros días, los modelos de espectros que se propusieron han sido muy numerosos. Desde su publicación en 1964 del espectro PMK —Pierson, Moskowitz, Kitaigorodskii— ha sido el de mayor aplicación pero actualmente y desde su aparición en 1973 ha sido sustituido por el espectro JONSWAP que lo incluye como caso particular.

El espectro JONSWAP -que designaremos por J— fue formulado como un medio de análisis de los datos de la campaña que lleva este nombre encaminada fundamentalmente al estudio de problemas de generación de oleaje. Aunque su formulación no tenía como objeto proponer un espectro standard para uso general, la realidad es que desde su aplicación su aceptación ha sido muy grande. Su formulación incluye cinco parámetros y se hace en función de $f = \frac{1}{T}$, siendo su expresión general la siguiente:

$$S_J(f) = \alpha \cdot g^2 \cdot (2\pi)^{-4} \cdot f^5 \cdot e \left[-\frac{5}{4} \left(\frac{f}{f_m} \right)^4 \right] \cdot \frac{e^{-\frac{(f-f_m)^2}{2\sigma^2 f_m^2}}}{\sigma^2}$$

con: $\sigma = \sigma_a = \text{const}$ para $f \leq f_m$

$\sigma = \sigma_b = \text{const}$ para $f > f_m$

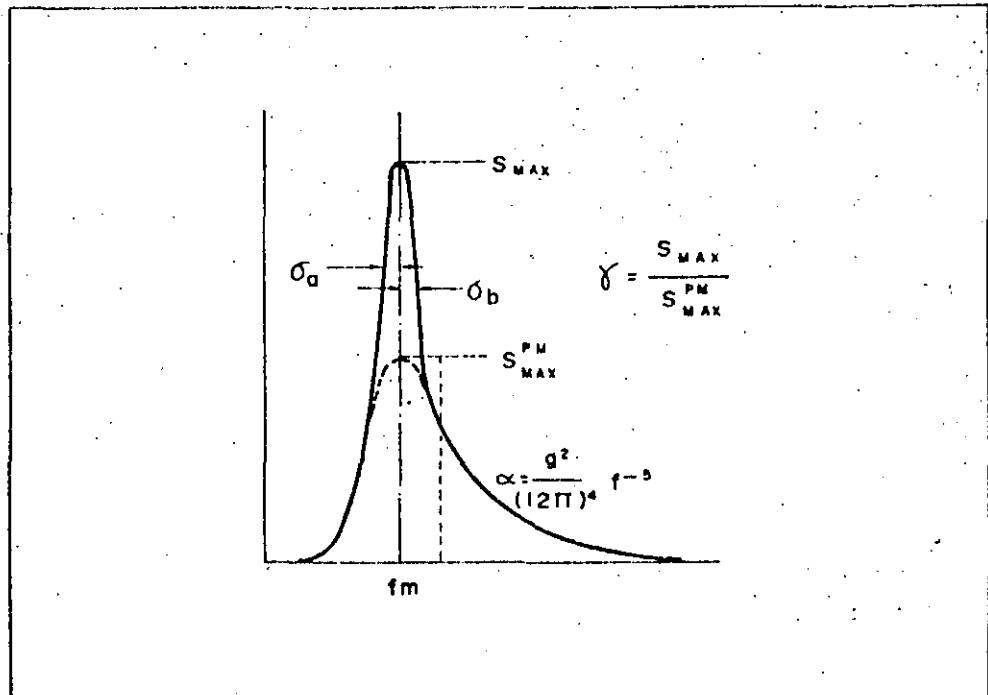
f_m : frecuencia del máximo del espectro.

originalmente la expresión se formuló en función del espectro PMK en la forma:

$$S_J(f) = S_{\text{PMK}} \cdot \frac{\exp - \frac{(f-f_m)^2}{2\sigma^2 f_m^2}}{\sigma^2}$$

En la expresión general, el espectro PMK corresponde a: $\gamma = 1$, $\alpha = 0.081$, viniendo dada la definición de los parámetros por el esquema de la figura 210.

Fig. 210.--Definición de los parámetros del espectro JONSWAP



Los autores obtuvieron del conjunto de datos las siguientes relaciones para α y f_m :

$$\alpha = 0,076 \bar{x}^{-0,22}$$

$$f_m = 3,5 \bar{x}^{-0,33}$$

en donde,

$$\bar{x} = g \frac{x}{U_{10}^2}$$

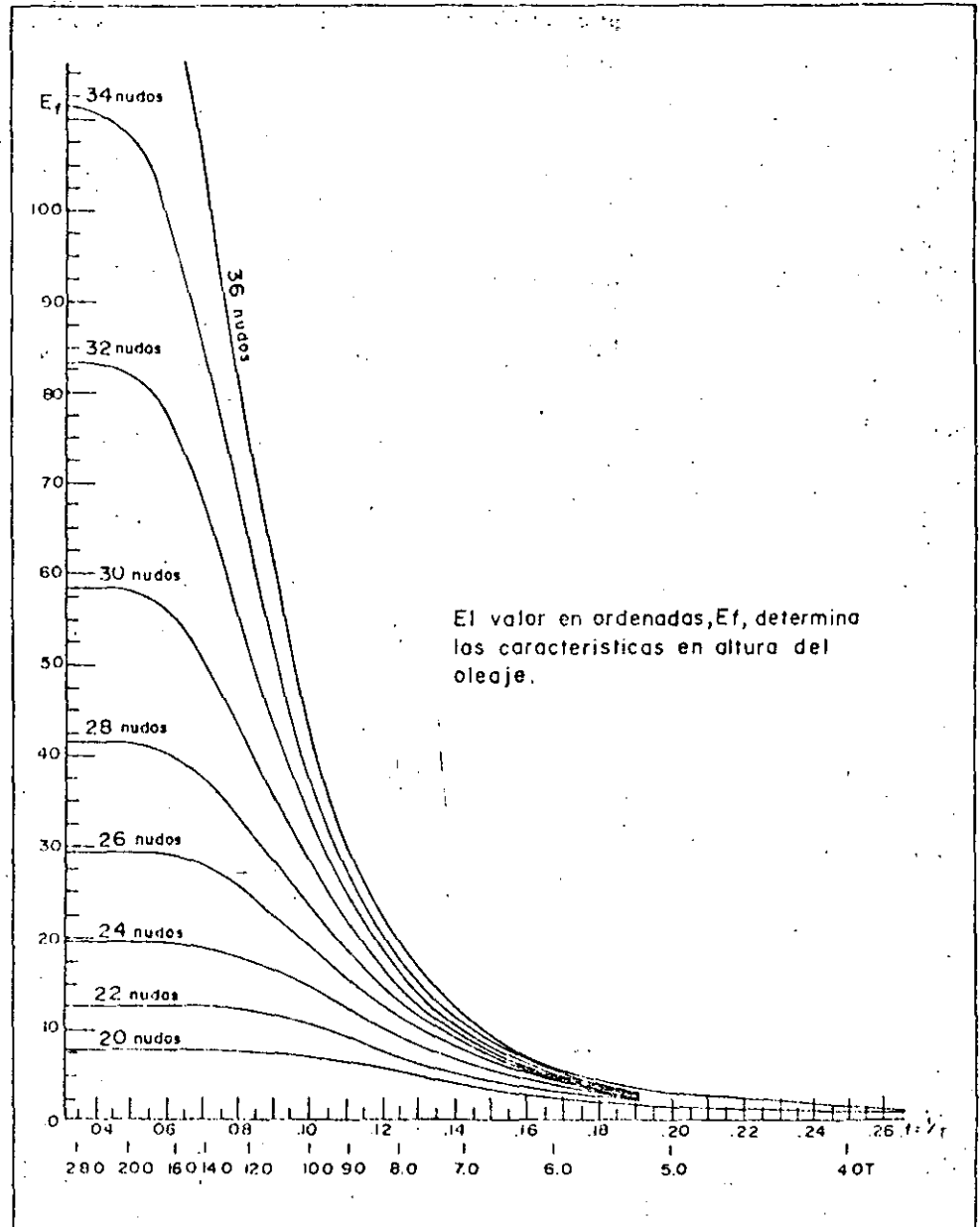
$$\bar{f}_m = f_m \frac{U_{10}}{x}$$

En estas fórmulas x es el fetch y U_{10} la velocidad del viento a una altura de 10 m. sobre el nivel del mar. Los parámetros de forma, presentan una gran dispersión y ninguna tendencia significativa con relación a \bar{x} , siendo los valores medios los siguientes:

$$\bar{\gamma} = 3,3 \quad \bar{\sigma}_a = 0,07 \quad \bar{\sigma}_b = 0,09$$

Si recordamos que $E(f) = 2 \int_0^\infty S(f) df$ podremos conocer la variación de la energía en función de la frecuencia f para cada velocidad de viento.

Fig. 211.—Espectro acumulativo de energía (P.M.K.) de olas oceánicas para velocidades de viento comprendidas entre 20 y 36 nudos



En definitiva vemos que si conocemos la forma del espectro del oleaje real que queremos adoptar en el estudio de un proyecto, o del oleaje que se desea introducir en los generadores de oleaje para el ensayo de un modelo reducido, el problema está resuelto ya que conocida $S(f)$ conocemos $E(f)$ y $H/3$.

Si tenemos medidas "in situ" mediante boyas oceanográficas durante suficiente número de años, tal vez logremos definir ese espectro característico de nuestro punto real, que naturalmente no será el PMK, sino uno de los múltiples comprendidos en el espectro JONSWAP, más o menos ancho, picado, etc. El problema: por tanto es analizar los registros y determinar por un experto cuál es el espectro a adoptar.

Sin embargo éste no es el problema más difícil ya que la mayoría de las veces lo que ocurre es que no existen datos y bien nos conformamos con definir un espectro, por ejemplo el PMK, o bien hay que recurrir, como hacia Iribarren, aunque de forma más complicada, a prever las características de un oleaje real con todos sus parámetros estadísticos, esto constituye los métodos teóricos de previsión del oleaje.

2.3.3. Métodos de previsión de oleaje

Diversos métodos empírico-teóricos han sido desarrollados para la previsión del oleaje.

El denominado SMB (Sverdrup-Munk-Bretschneider) relaciona la altura de ola significativa ($H_{1/3}$), y el periodo significativo ($T_{1/3}$) con el fetch (F), velocidad del viento (U) y duración del temporal (t) mediante las siguientes funciones:

$$\frac{gH}{U^2} = 0,283 \tanh \left[0,0125 \left(\frac{gF}{U^2} \right)^{0,42} \right]$$

$$\frac{gT}{2\pi U} = 1,20 \tanh \left[0,077 \left(\frac{gF}{U^2} \right)^{0,25} \right]$$

y

$$\frac{gt}{U} = K \exp \left\{ \left[A \left(\ln \left(\frac{gF}{U^2} \right) \right) - B \ln \left(\frac{gF}{U^2} \right) + C \right]^{1/2} + D \ln \left(\frac{gF}{U^2} \right) \right\}$$

donde:

$$\exp \{x\} = e^{\{x\}}$$

$$\ln = \log_e$$

$$K = 6,5882$$

$$A = 0,0161$$

$$B = 0,3692$$

$$C = 2,2024$$

$$D = 0,8798$$

Estas expresiones han sido abacadas para diferentes valores de la velocidad del viento. Teniendo en cuenta que, aproximadamente, la expresión:

$$E_0 = \frac{\rho g H^2 L_0}{8} = \frac{5,12 \rho g (HT)^2}{8}$$

han sido dibujadas en los gráficos las líneas en las que $H^2 T^2$ es constante, y por tanto en las que se puede considerar que la energía es constante (ver figuras 212 y 213).

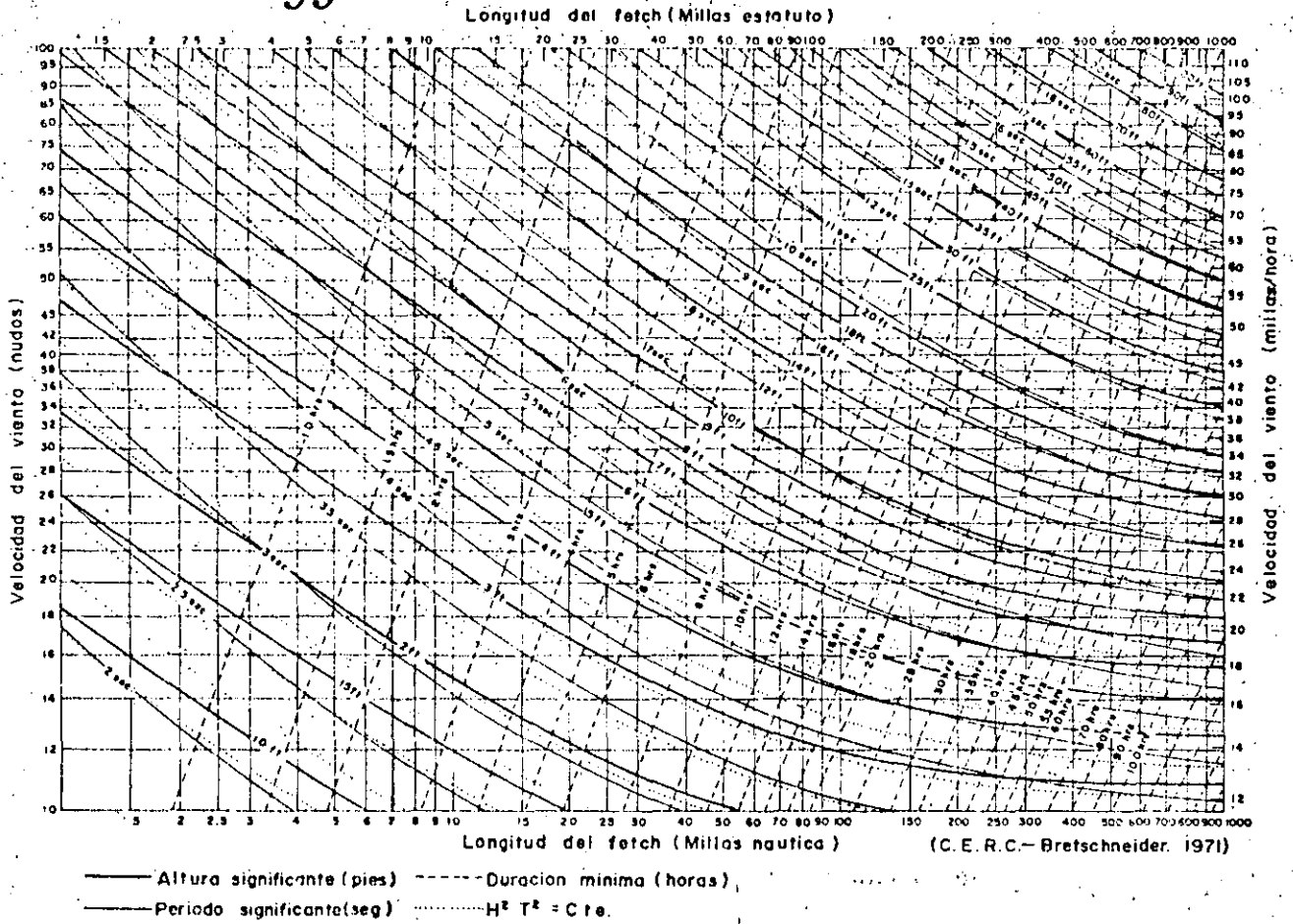


Fig. 212.—Abaco S.M.B. para fetches comprendidos entre 1-1.000 millas

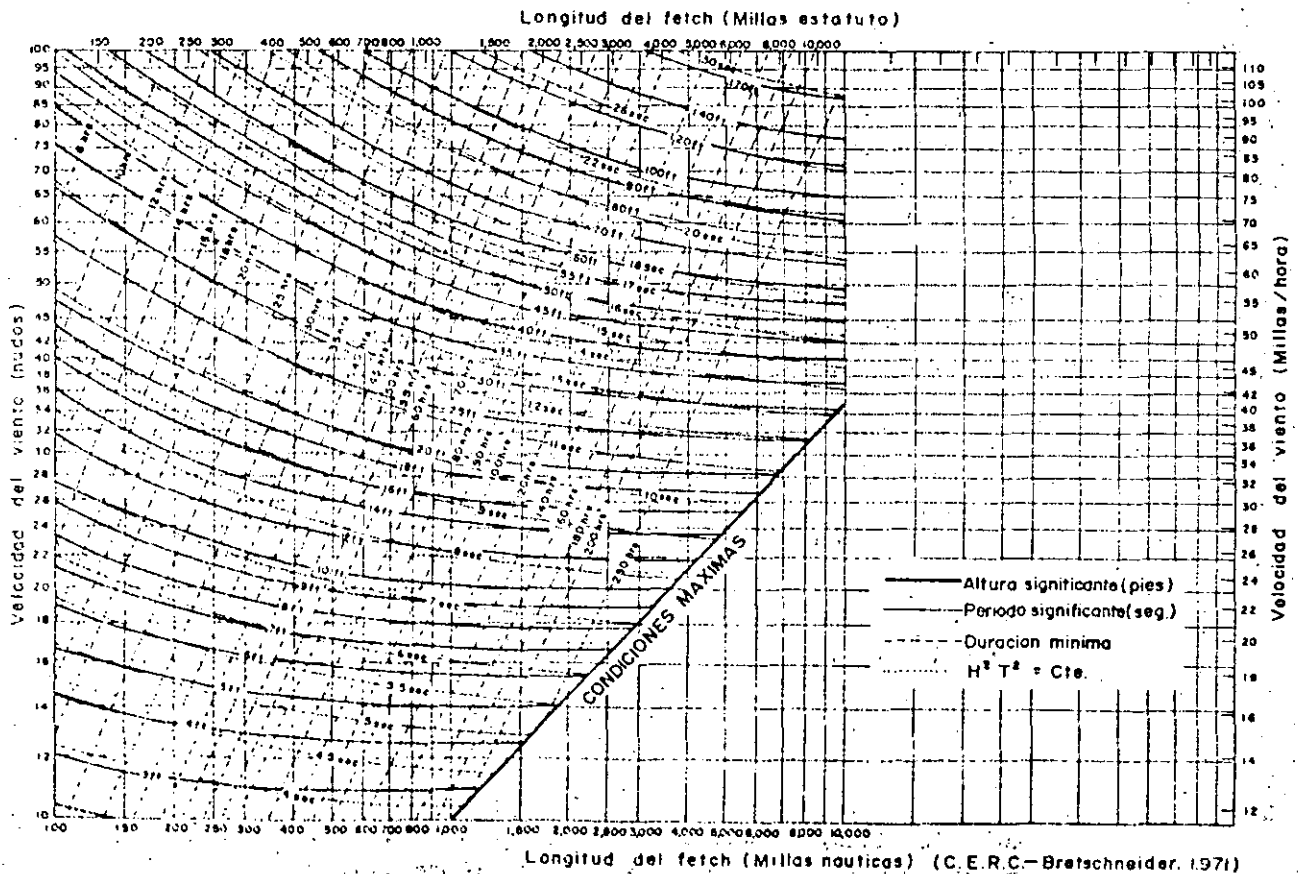


Fig. 213.—Abaco S.M.B. para fetches comprendidos entre 10-10.000 millas

Una expresión aproximada, a veces utilizada por la simplificación de la misma, en los desarrollos de los cálculos, es la debida a Bretschneider:

$$\frac{gH_{1/3}}{U_{10}^2} = 0,00224 \left(\frac{gF}{U_{10}^2} \right)^{1/2}$$

De ella podemos deducir que aproximadamente la altura para un viento dado es proporcional a la raíz cuadrada del fetch, y por tanto la energía proporcional al fetch.

Si observamos las curvas anteriores, vemos que los valores de $H_{1/3}$ y $T_{1/3}$, para un viento dado, no crecen a partir de un cierto valor del fetch, que denominamos *fetch mínimo*. Al valor del tiempo correspondiente al fetch mínimo se le denomina *tiempo mínimo*.

Como sencillo ejemplo práctico de utilización de estos ábacos se puede plantear el siguiente ejercicio:

Ejercicio:

Sobre una carta meteorológica se han determinado las siguientes variables:

Velocidad del viento: $U = 35$ nudos (≈ 40 m. p. h.).

Duración: 10 horas.

Se pide: encontrar la altura de ola significativa, $H_{1/3}$, y el periodo significativo para los fetchs siguientes:

a) $F = 200$ millas náuticas.

b) $F = 80$ millas náuticas.

Solución:

a) Entrando en el 1.º ábaco desde la izquierda con $U = 35$ nudos, moviéndose horizontalmente se interseca la línea de 10 horas de duración antes de llegar al fetch de 200 millas náuticas.

Al punto de intersección le corresponde un fetch de 92 millas náuticas. Este es el fetch mínimo que ha quedado limitado por la duración.

Por tanto: $H_F = 13,1$ pies

$T_F = 8,0$ seg.

b) Procediendo análogamente para $U = 35$ nudos se alcanza la vertical correspondiente a un fetch de 80 millas antes de llegar a las 10 horas de dura-

ción. El desarrollo del oleaje ha quedado limitado por la longitud del fetch, en este caso:

$$HF = 12,6 \text{ pies}$$

$$TF = 7,8 \text{ seg.}$$

Hasta ahora se ha supuesto que hemos elegido una carta meteorológica y sobre ella dibujamos un fetch.

Sin embargo, si elegimos una serie de cartas sucesivas (por ejemplo cada 6 horas o cada 12 horas), los fetchs que vamos obteniendo van paulatinamente cambiando. Haremos dos hipótesis. La primera supone que la velocidad de viento en las dos cartas sucesivas que utilizamos es la misma, es decir: $U_2 = U_1$.

En este caso, el cálculo no encierra dificultad; tendremos que $t_2 = t_m + Z$ (siendo Z el tiempo de lectura entre cartas) y F_2 será el que nos salga en el estudio de la 2.^a carta.

La segunda hipótesis preve que $U_2 \neq U_1$. Para el cálculo vamos a suponer que este cambio de velocidad se realiza instantáneamente al cabo del tiempo $Z/2$. El oleaje debido a U_1 puede ser calculado suponiendo que la duración de la primera carta ha sido aumentada en $Z/2$ (o bien que su fetch ha sido incrementado en $\Delta F/2$ (siendo ΔF el cambio de fetch entre ambas cartas). Con esta hipótesis podemos comenzar el cálculo de la segunda carta suponiendo que la energía inicial es la debida a la carta primera. Por tanto, los datos de partida serán U_2 , F_2 y el valor de t correspondiente a la intersección de U_2 con la línea de energía constante procedente de la primera carta. A este valor de t le añadiremos $\Delta Z/2$. Si el valor que nos salga de F_m es mayor que el F_2 , la limitación directamente la dará U_2 y F_2 .

Ejemplo:

$$U_1 = 35 \text{ nudos}$$

$$U_2 = 40 \text{ nudos}$$

$$t_1 = 10 \text{ horas}$$

$$F_2 = 220 \text{ millas}$$

$$F_1 = 200 \text{ millas}$$

tiempo entre cartas $Z = 6$ horas.

Con $U_1 = 35$ nudos $t_1 = 10$ horas sacamos $F_{m1} = 92$ millas que es menor que las 200 millas luego la limitación es por fetch.

$$t_1 + \frac{Z}{2} = 10 + 3 = 13 \text{ horas}$$

Con los nuevos valores $U_1 = 35$ nudos $t_1 + \frac{Z}{2} = 13$ horas sacamos $F_{m1} = 135$ millas. Siguiendo la línea de energía constante hasta la intersección con $U_2 = 40$ nudos sacamos $t = 8,5$ horas.

$$t + \frac{\Delta Z}{2} = 8,5 + 3 = 11,5 \text{ horas}$$

De estos valores $U_2 = 40$ nudos $t_2 = 11.5$ horas sacamos $F_{m2} = 120$ millas < 220 millas y por tanto $Hr_2 = 17$ pies.

En las fórmulas utilizadas en la previsión de oleaje, la altura de ola, semejante a como sucedía con Iribarren, depende de dos variables: el fetch y la velocidad del viento. La primera de ellas, si realizamos el análisis dimensional, vemos que se refiere, igualmente a como hacia Iribarren, a una longitud y, sin embargo, hemos dicho anteriormente que el oleaje real se genera en un área del mar como consecuencia de la acción del viento. Para aclarar esta aparente contradicción vamos a estudiar estos dos valores fundamentales más detenidamente.

2.3.4. El viento, agente generador del oleaje

El viento es el principal agente en la producción del oleaje.

La velocidad media en la atmósfera libre es la denominada *velocidad del viento geostrófico* V_g . Su determinación viene dada por la fórmula:

$$V_g = \frac{1}{2 \Omega \sin \varnothing} \frac{1}{\rho} \frac{\delta P}{\delta n}$$

en la que:

$\Omega = 7,29 \cdot 10^{-5}$ rad./seg. (velocidad de giro de la tierra).

\varnothing = latitud del lugar.

$$\frac{1}{\rho} \frac{\delta P}{\delta n} = 0,00093 \frac{\Delta P}{\Delta n}$$

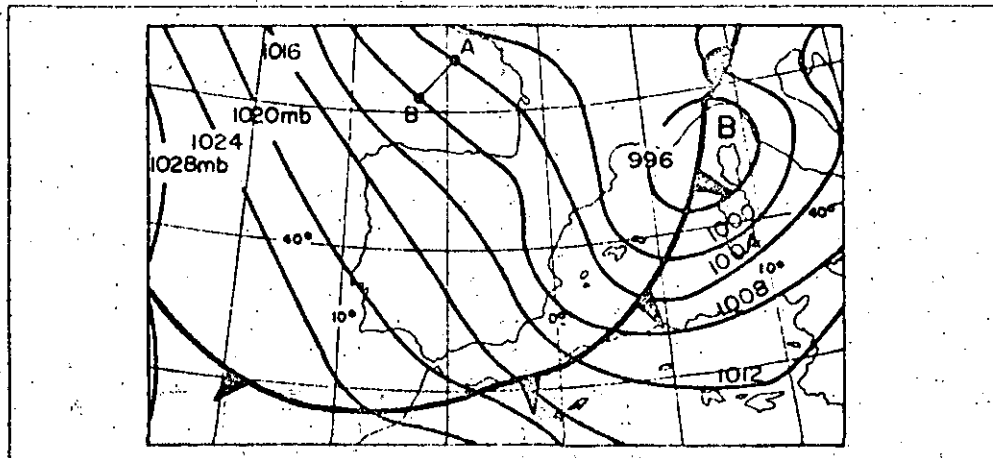
La *velocidad tipo* que nos interesa para el estudio de los temporales es la correspondiente a la cota $Z = 10$ m. (U_{10}).

La relación entre la velocidad tipo y la geostrófica viene dada por:

$$\frac{U_{10}}{V_g} \approx \frac{2}{3}$$

El *gradiente barométrico* en un punto, es la máxima pendiente barométrica en dicho punto, medida en mm. de mercurio por grado terrestre.

Fig. 214.—Gradiente de presión atmosférica.



$$\text{gradiente} = \frac{P_A - P_B}{A B}$$

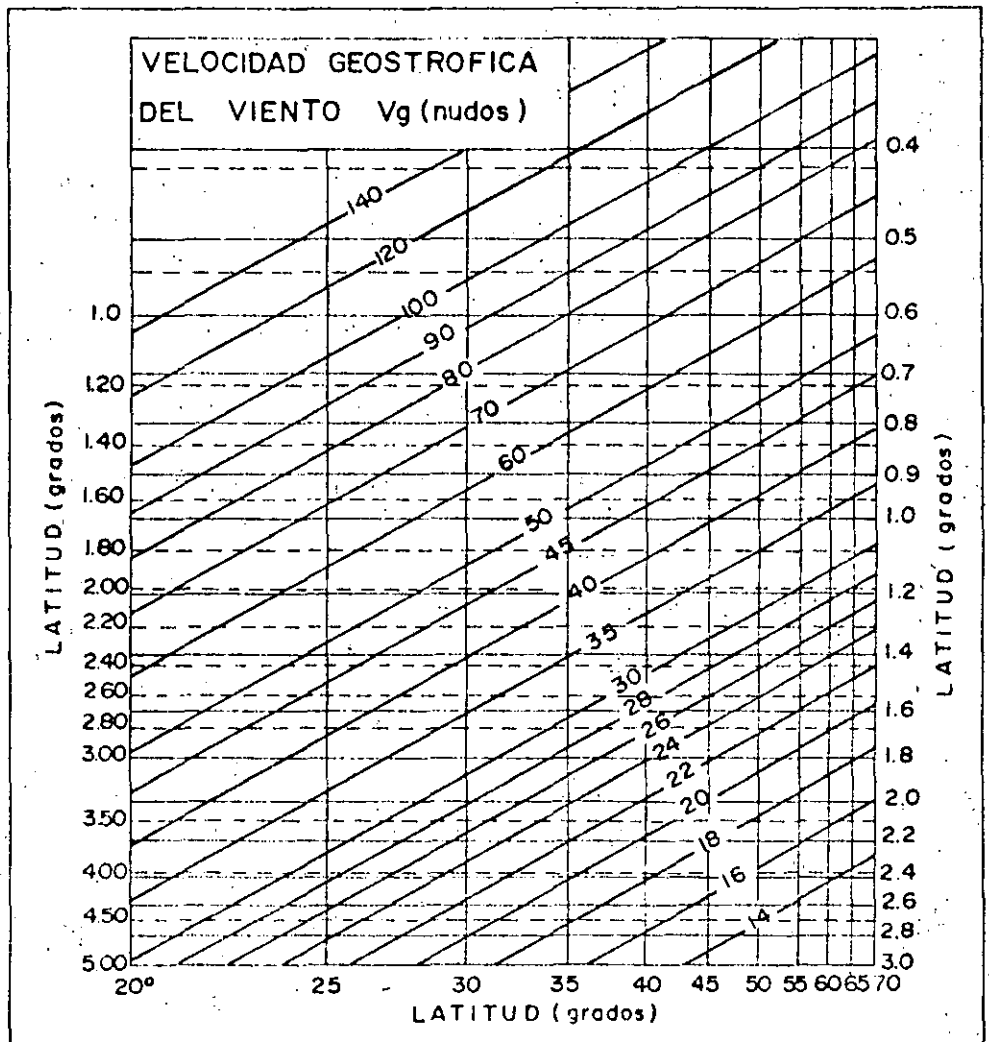
1 grado terrestre = 111,111 Km.

1 milibar = 1.000 bares = 10 dinas/cm.

1 milibar = 0,75 mm. de Hg.

La Universidad de California (1951) ha obtenido unos gráficos que nos dan directamente el valor de V_g . (En ordenadas debemos tomar la escala de la izquierda, si la separación de las isobaras en las cartas meteorológicas es de 5 en 5 mb. Tomaremos la de la derecha, si el espacio es de 3 mb.)

Fig. 215.—Curvas de relación entre el gradiente de presión y el viento geostrófico



2.3.5. El fetch, área donde se genera el oleaje

Llamamos *fetch meteorológico* a la superficie de agua en donde actúa el viento con intensidad casi constante y con una dirección tal que genere oleaje capaz de propagarse hasta el punto de previsión considerado. La velocidad se puede considerar constante si varía ± 5 nudos (2,5 m/seg) de la media. El ángulo que forma la dirección del viento con la línea que une el área de generación y el punto de presión debe ser menor de 30° , en zonas donde las isobaras sean casi rectas, y

de 45° en zonas de isobaras curvas. Por encima de estos valores los resultados se deterioran extraordinariamente. Por tanto si estamos en el 2.º caso, la línea del contorno de la superficie del fetch se halla prácticamente estudiando las isobaras de una carta meteorológica, y eligiendo aquellos puntos A tales que la línea que forma 45° con la tangente a la isobara pase por el punto de previsión.

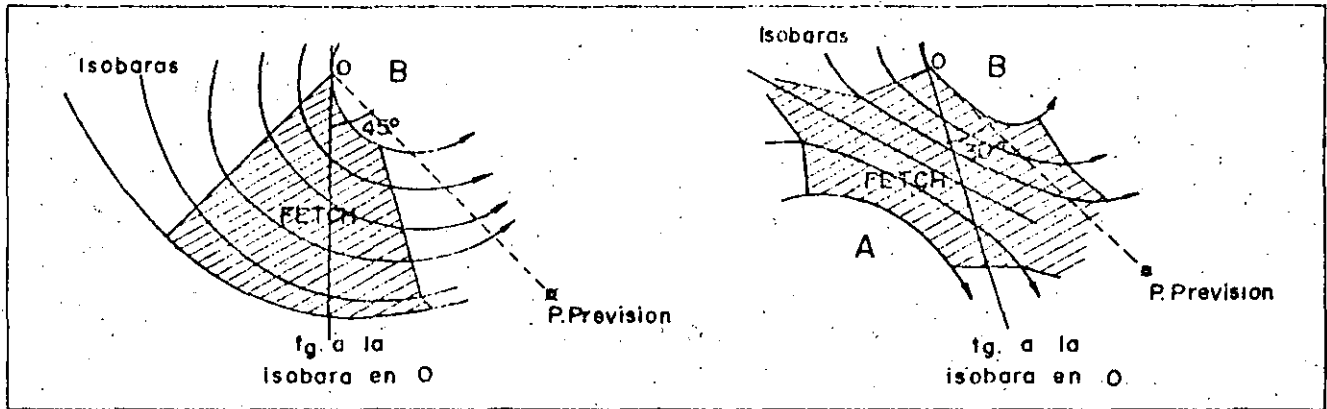
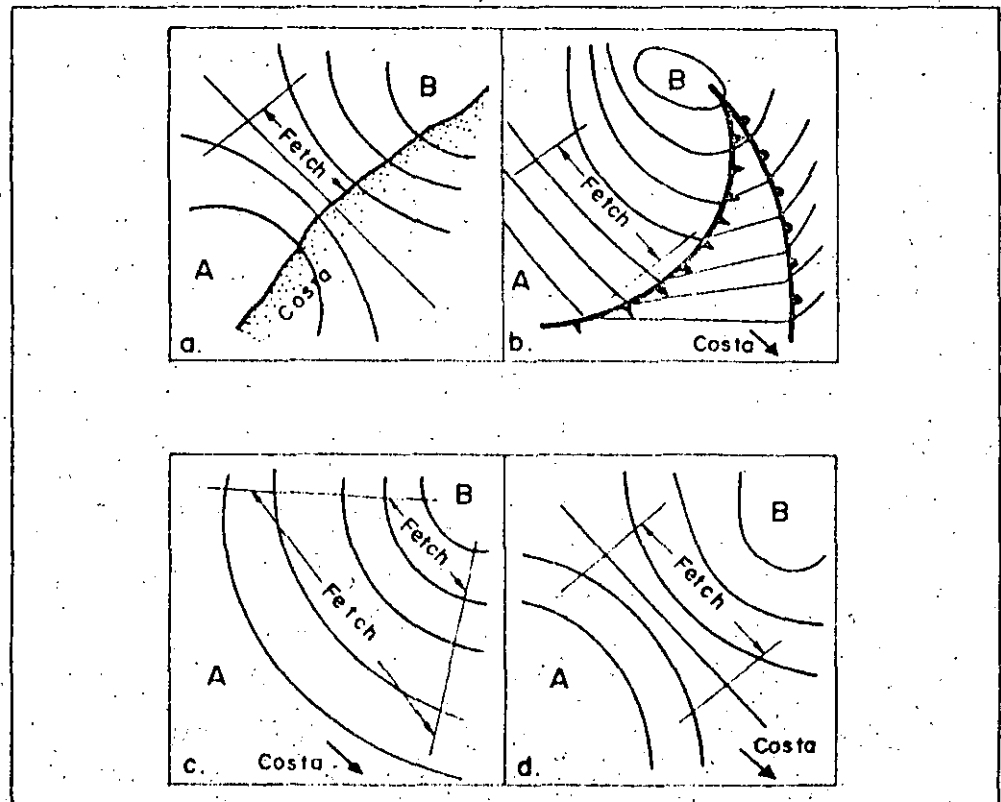


Fig. 216.—Obtención del fetch meteorológico

En cuanto a los límites del fetch, diremos que estos pueden estar definidos por:

- Una costa a barlovento del punto de previsión.
- El expansionamiento de las isobaras.
- Las líneas indicativas en los mapas de los distintos frentes.
- Con decay (distancia del frente del fetch al punto de previsión) mayor de 500 millas, la zona de área de generación con vientos de 20 nudos o menores puede ser despreciada.

Fig. 217.—Límites del fetch meteorológico



Se define *fetch esquemático* como la superficie de agua comprendida en el rectángulo que mejor se pueda encajar en la superficie irregular que constituye el fetch meteorológico. Así pues puede definirse mediante sólo dos parámetros: longitud y anchura.

Definimos como *fetch standard*, el que produce los mismos efectos que el meteorológico sobre el punto de previsión, pero tiene anchura infinita (es decir, se trata de una banda, y quedará definido sólo ya por una longitud que denominamos F.)

El proceso de determinación de los distintos parámetros que definen cada uno de estos tipos de fetchs, es el siguiente:

1. Determinación gráfica del fetch meteorológico sobre la(s) carta(s) meteorológicas.
2. Ajuste dentro de la superficie del fetch meteorológico de un rectángulo equivalente, que es el fetch esquemático.
3. Transformación del fetch esquemático en fetch standard tratando de mantener los efectos producidos por uno y otro.

La realización práctica de estos pasos es sencilla si bien en algunos casos se puede complicar notablemente por la existencia de una costa irregular o por la presencia de obstáculos como islas, arrecifes, etc. La mayor dificultad estriba en el paso de fetch esquemático a fetch standard: o lo que es lo mismo, el paso de un rectángulo a una banda ilimitada de efectos equivalentes.

Saville (1958) propuso un sencillo ábaco que relacionaba la longitud efectiva del fetch con los parámetros, longitud y anchura, que definen el fetch esquemático.

W = anchura del fetch rectangular.

F = longitud del fetch rectangular.

F_E = longitud del fetch efectivo (standard).

Será precisamente esta F_E la que habrá de introducirse en las fórmulas de casi todos los métodos analíticos de previsión, alguno de los cuales se resumirán en el apartado siguiente.

2.3.6. Abaco de Saville

Hasta ahora, en todas las fórmulas empleadas, estamos utilizando el fetch standard, es decir, el de anchura ilimitada (banda) y sin embargo el fetch real es limitado, como dijimos anteriormente. Vamos a ver cómo ligamos uno con otro.

Es generalmente reconocido que en el área de generación (fetch) las olas son generadas no sólo en la dirección principal del viento sino también con varios ángulos con éste $<45^\circ$, o bien $<30^\circ$, es decir que la efectividad del viento, para la formación del oleaje, por encima de estos valores es nula.

Suponemos que para un fetch de anchura ilimitada (ver figura), el punto A recibe igual cantidad de energía para cada igual sector angular, es decir que la energía procedente del sector OA1 es la misma por ejemplo que la 8A9. Esta hipótesis se ha establecido para las fórmulas del SMB.

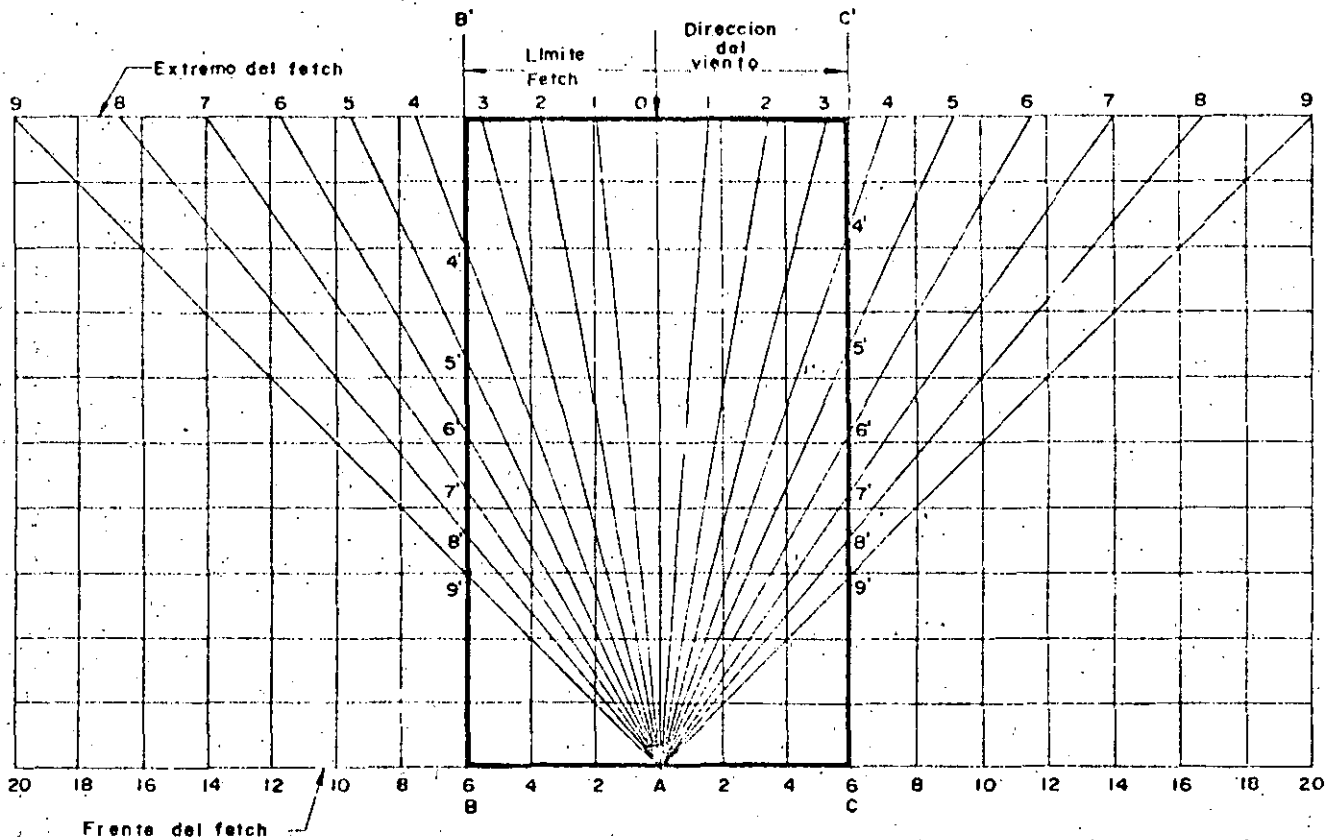


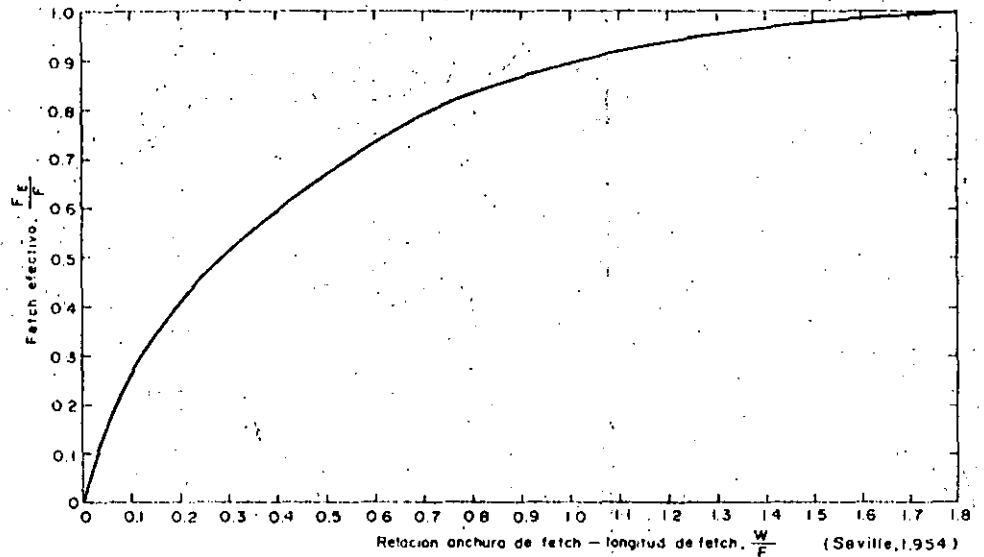
Fig. 218 a).—Limitación práctica del fetch

Otra hipótesis se puede hacer suponiendo que la efectividad de la fuerza aplicada por el viento sobre la superficie del agua varía con el coseno del ángulo.

Saville ha sacado un ábaco que da la reducción de la energía (efecto de la limitación del fetch por la anchura) en función del parámetro $\frac{W}{F}$ en las dos hipótesis anteriores para ángulos de 45° y de 30° .

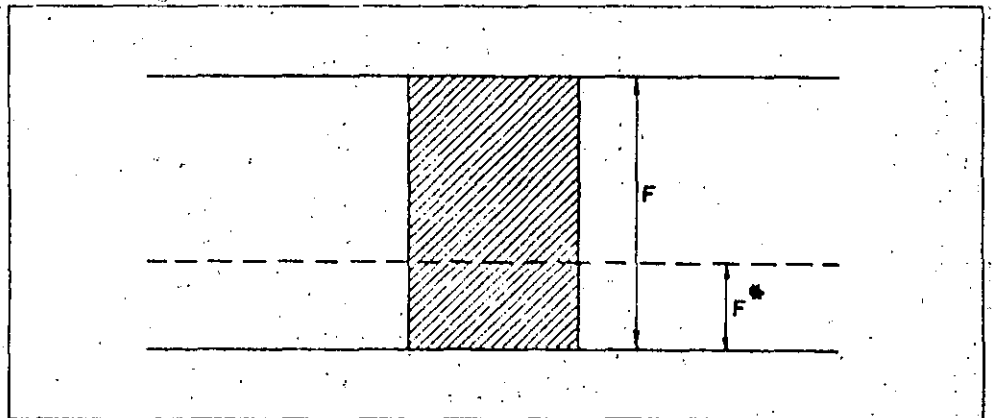
Para ello recordemos que la energía, y el Fetch son proporcionales (Bretschneider) y por tanto para el lector último la efectividad será únicamente la correspondiente a la longitud A9' y no a la del A9. Sumando los 18 sectores tendríamos la relación entre la banda de anchura infinita y el rectángulo considerado, lo que nos da el punto del ábaco buscado. Al variar las dimensiones del rectángulo iremos obteniendo diversos puntos que constituyen la curva de Saville.

Fig. 218 b).—Abaco de Saville para fetch rectangular



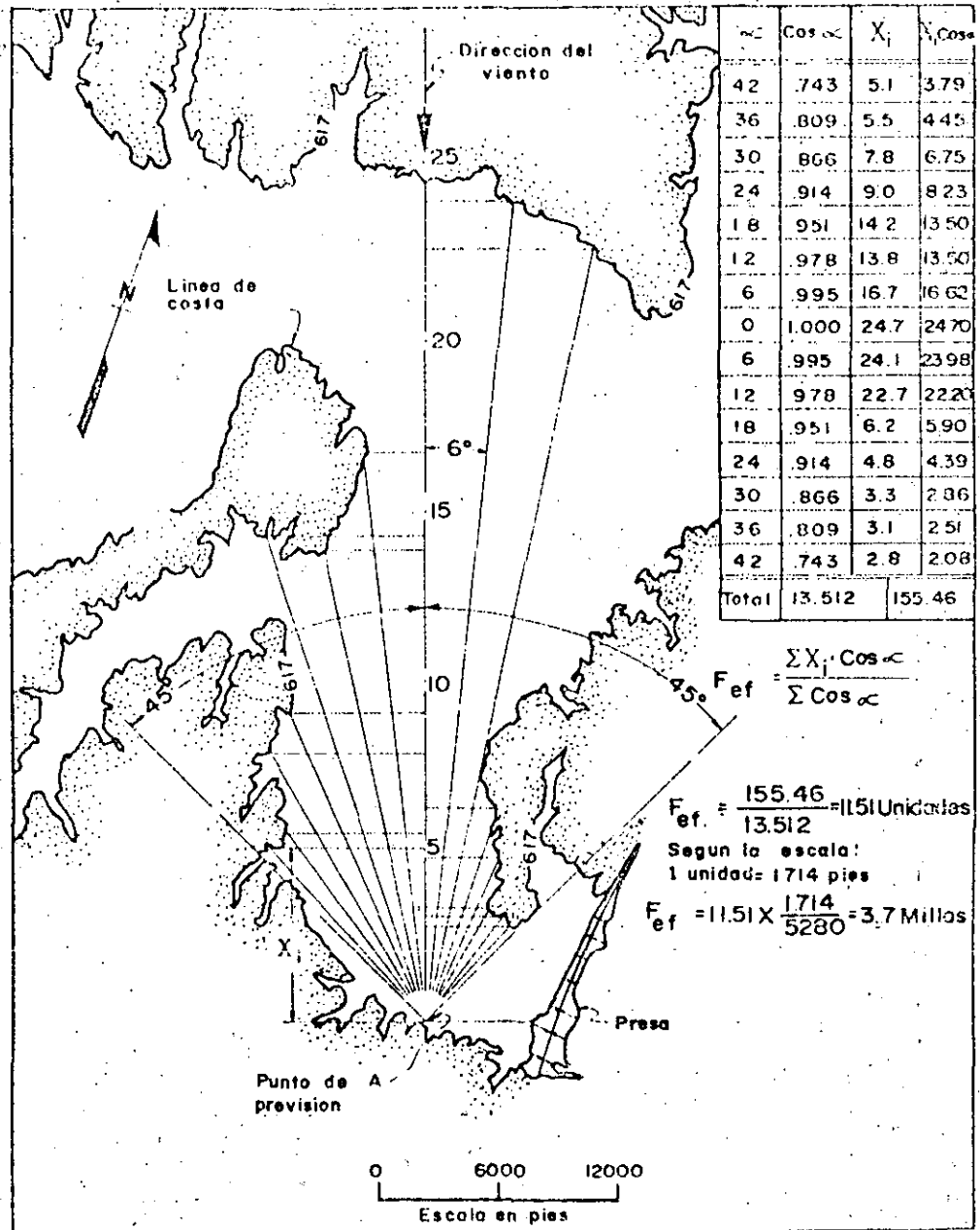
En definitiva, el ábaco de Saville nos permite resolver el problema de la previsión de cálculo mediante el siguiente artificio: definido el fetch esquemático (rectángulo) suponemos una banda que lo envuelva y por tanto que dará una altura superior a la real. Mediante las fórmulas del SMB obtenemos la $H_{1/3}$, correspondiente a este F ficticio. A su vez hallamos la E correspondiente mediante $H_{1/3} = 2.832 \sqrt{E}$. La energía real E^* , correspondiente al rectángulo, será menor y la deduciremos del ábaco de Saville.

Fig. 219.—Relación entre el fetch esquemático y standard



En el caso de que el fetch sea de forma irregular por la configuración de la costa, como el caso indicado en la figura, el procedimiento que aconseja el "Shore Protection Manual" U. S. Army, es semejante al empleado por Saville. Consiste en dividir el sector de 90° principal (45° a cada lado de la dirección principal) en 15 intervalos de 6° . La componente de la proyección de cada radio vector sobre la dirección principal del viento es multiplicada por el coseno del ángulo formado por el radio vector y la dirección principal. Se obtiene así, directamente, la longitud efectiva del fetch, F_{eff} en el gráfico, que ha de ser empleada posteriormente en las fórmulas de previsión de oleaje.

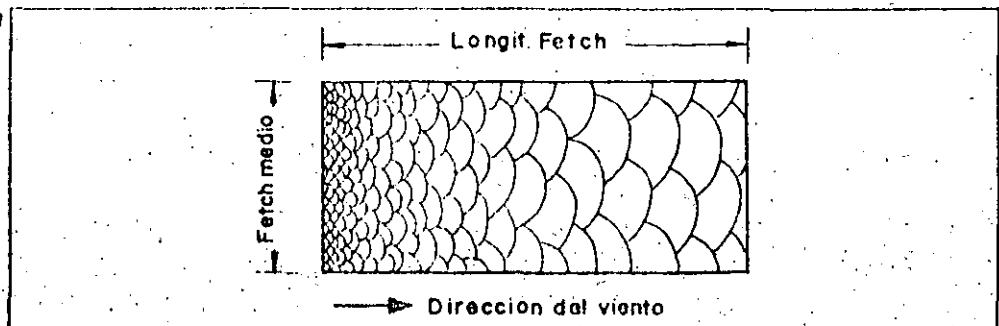
Fig. 220.--Obtención del fetch efectivo en el caso de costas irregulares y áreas de agua limitadas



2.3.7. Clases de oleaje

En la realidad, al estudiar una serie de cartas meteorológicas que nos definan un temporal, vemos que tanto los fetchs como la duración son limitados, y podrán ocurrir los siguientes casos:

Fig. 221.--Esquema del fetch



109 A) Fetch y duración superiores a los mínimos.

En este caso; diremos que el oleaje es "*totalmente desarrollado*", de tal manera que, como consecuencia del viento, las características fundamentales del oleaje (altura y periodo) crecerán desde el punto de origen, como funciones monótonas crecientes del viento y de la distancia, a dicho punto 0. Esto ocurrirá así hasta la distancia que hemos denominado fetch mínimo (F_m o bien F_{FAS} —notación americana: the *Fetch Alter a Steady wave state*, o bien *Full Arisen Sea*), a partir de la cual existirá equilibrio entre la energía captada al viento y la consumida en mantener la propagación del movimiento ondulatorio.

Fig. 222.—Variación del espectro del oleaje según la longitud del fetch (F) y la duración del viento (t)

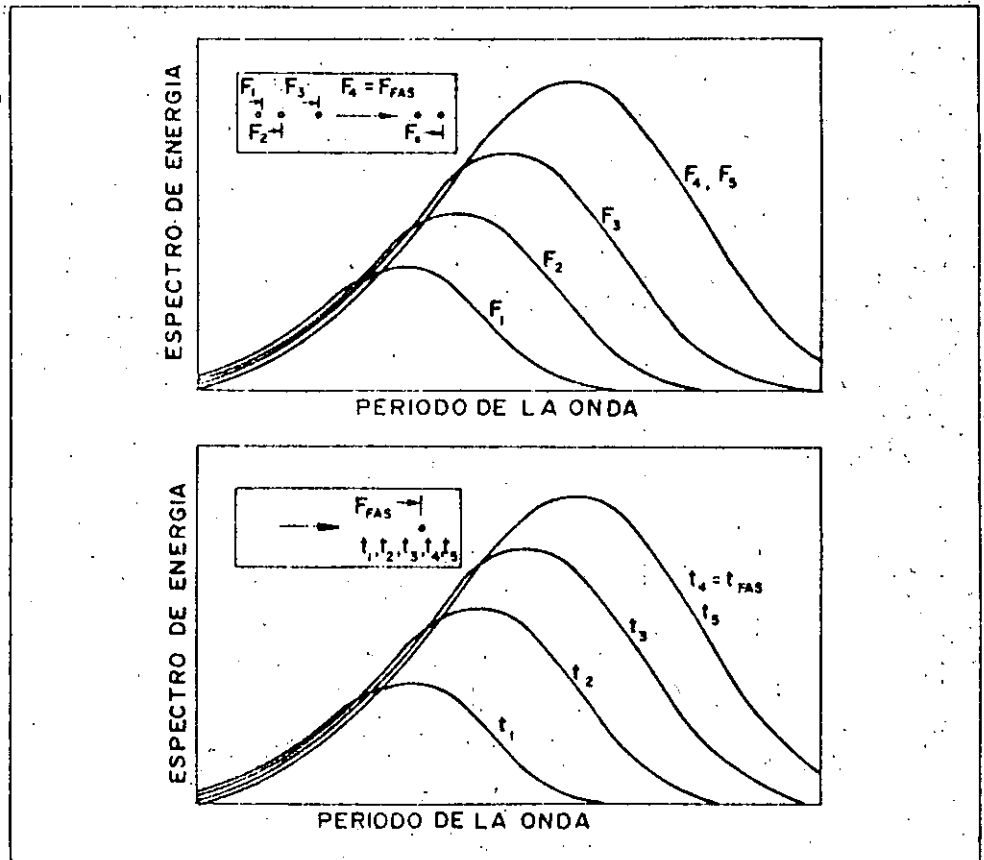
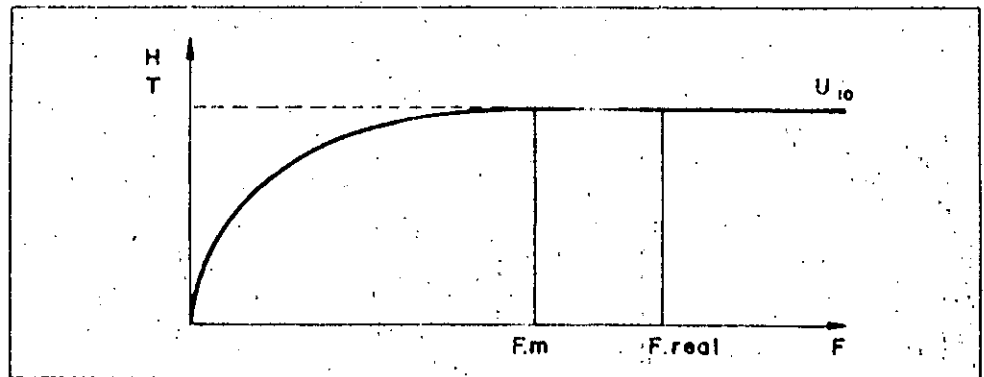
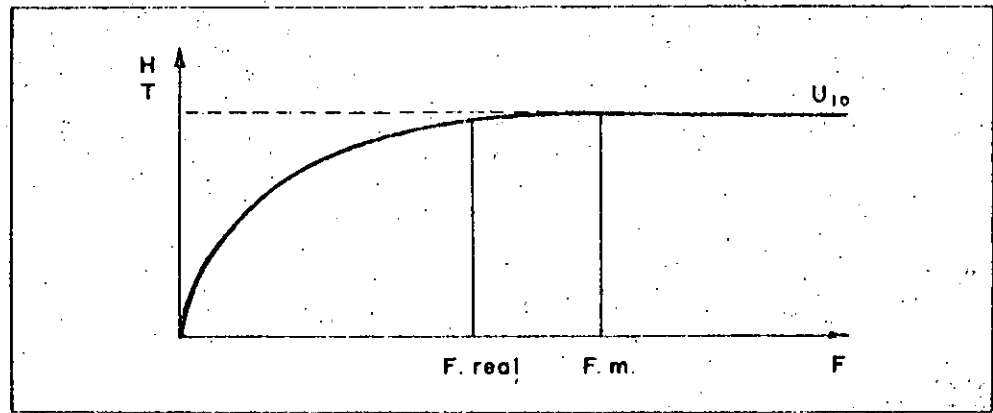


Fig. 223 a).—



B) Fetch real menor que el mínimo, duración real mayor que la mínima:

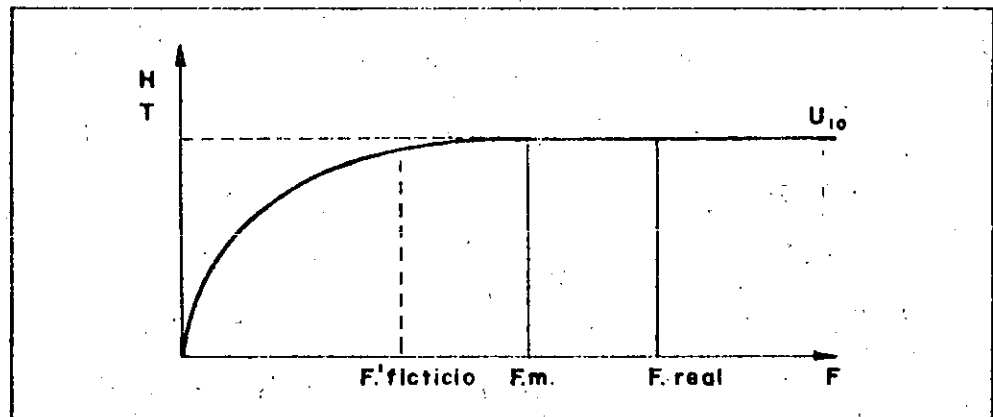
En este caso el oleaje es *parcialmente desarrollado* y crecerá hasta los valores correspondientes a F_{real} .



C) Fetch real mayor que el mínimo, duración real menor que la mínima:

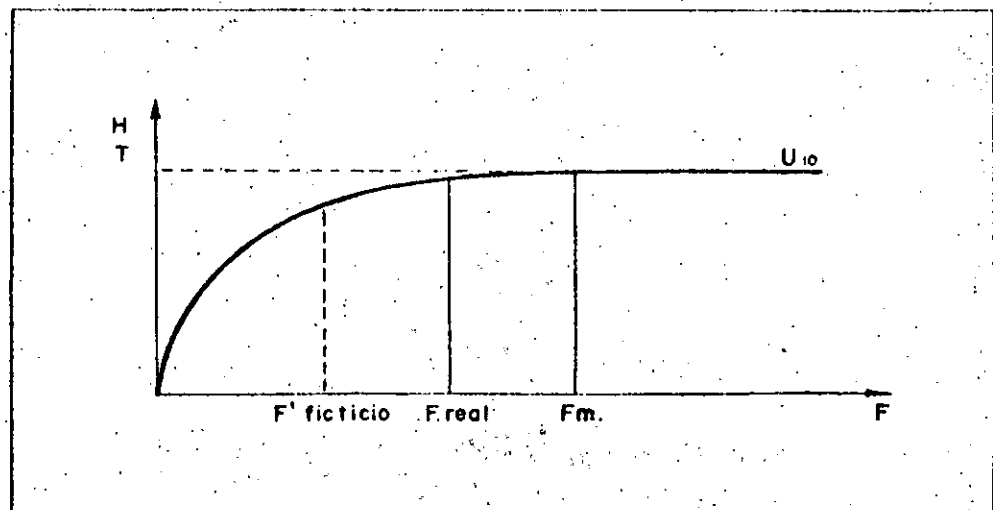
Por medio de la fórmula $\frac{gt}{U_{10}} = \frac{100}{3} \left(\frac{g \cdot F^{3/4}}{U_{10}^2} \right)$ se halla el F' que le corresponda a la duración real y el oleaje crecerá hasta F' (fetch ficticio).

Fig. 223 c).--



D) Fetch real menor que el mínimo, duración real menor que la mínima:

Fig. 223 d).--



2.4. Obtención de los espectros de energía para las distintas clases de oleaje

La energía total, es decir toda el área, la hallaremos particularizando el valor del espectro PMK para $f = 0$.

$$E_{TOTAL} = E(0) = \frac{5'486}{10^3 \cdot g^2} U^2$$

Debido a que el oleaje real no tiene todas las componentes correspondientes a los distintos periodos, y aunque, desde un punto de vista teórico, todos los periodos T (o frecuencias f), de cero a infinito, deben encontrarse en el oleaje totalmente desarrollado, Newmann recomienda acotar el espectro entre dos frecuencias: f_i (frecuencia inferior) y f_s (superior), que definen el *intervalo característico*, eliminando así la energía comprendida en el intervalo $[0, f_i]$, que será del orden de 5 % de la E total, y la energía comprendida entre $[f_s, \infty]$, 3 % de la E total.

Y por tanto:

$$E(f_i) = 0'95 E \text{ total}$$

$$E(f_s) = 0'03 E \text{ total}$$

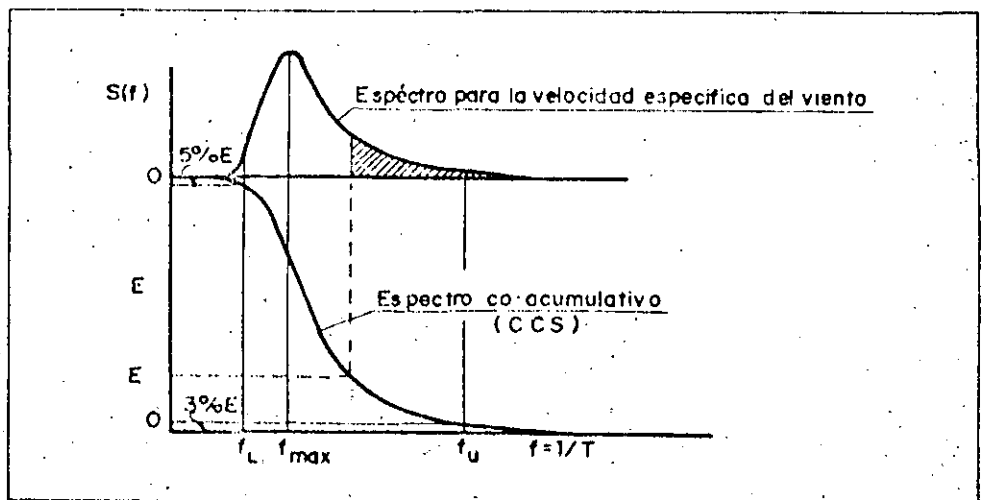
por lo que:

$$f_i = \frac{0'705g}{U} \quad \text{y} \quad f_s = \frac{2'22g}{U}$$

Hallando la derivada de $S(f)$ e igualando a cero para ver los máximos, obtenemos:

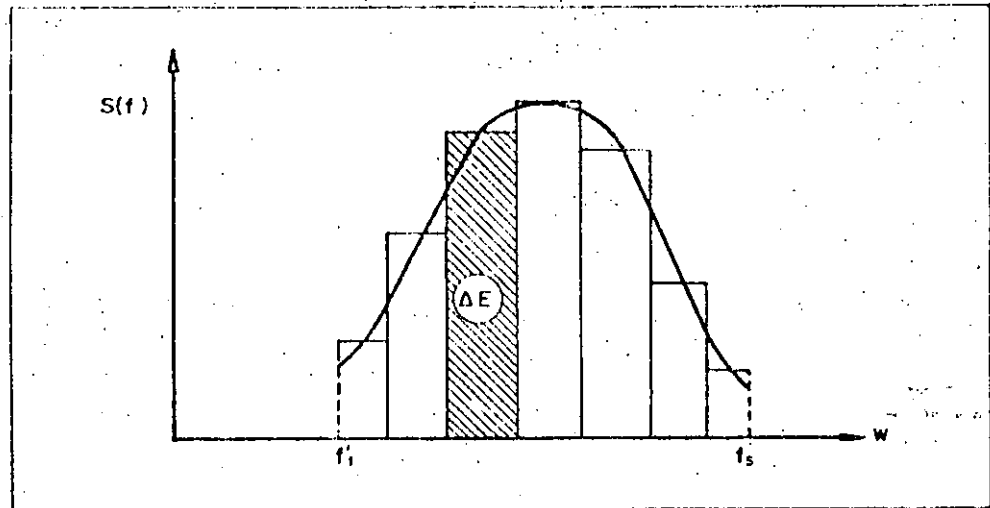
$$f \text{ óptimo} = \frac{0'877g}{U}$$

Fig. 224.—Espectro co-acumulativo



El espectro de energía lo construiremos por intervalos mediante los rectángulos correspondientes de incrementos de energía (ver figura 225), haciendo uso de los ábacos que nos den el valor de F en función f para cada valor de U .

Fig. 225.—Descomposición en bandas de frecuencia



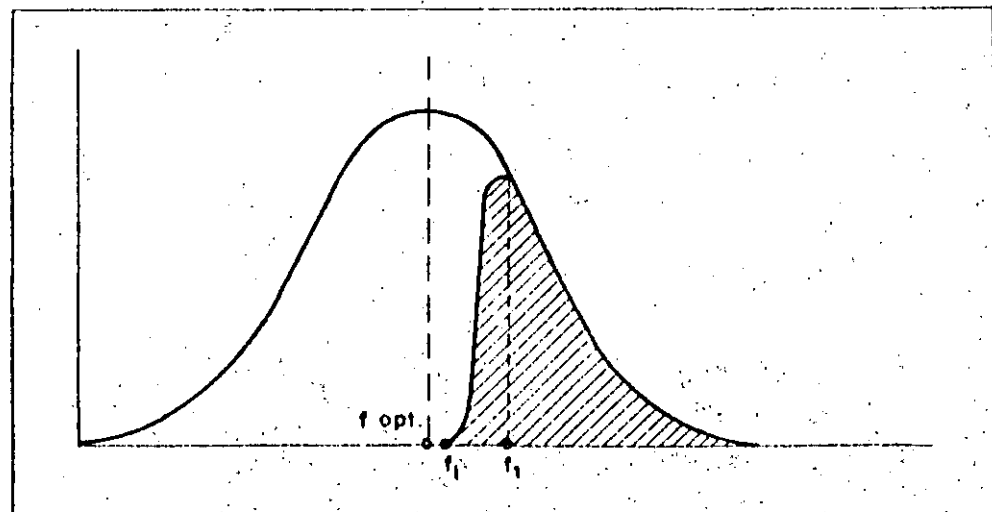
Para el caso de *oleaje parcialmente desarrollado*, es decir, cuando el fetch o el tiempo son menores que los mínimos, le corresponderá un espectro de frecuencias a partir de una f_1 determinada. Supondremos que las ondas componentes de este espectro están saturadas, es decir, que corresponderá a las bandas de frecuencia la misma energía que si el oleaje estuviera totalmente saturado. Para saber el valor de f_1 , a partir del cual se desarrolla el espectro, tendremos que, conocido el valor de $H_{1/3}$, mediante la fórmula de S. M. B., como $H_{1/3} = 2.832 \sqrt{\bar{E}}$, conoceremos el valor de \bar{E} . Entrando en los ábacos conoceremos qué frecuencia f_1 le corresponde.

Para el dibujo del espectro de energía, en el caso de oleaje parcialmente desarrollado, quitamos igualmente el 3 % de la energía para las frecuencias superiores y ajustamos la parte de frecuencias inferiores de la forma siguiente:

(A) Si $f_1 > f_{\text{óptimo}}$

$$f_1 = 0,85 f_1$$

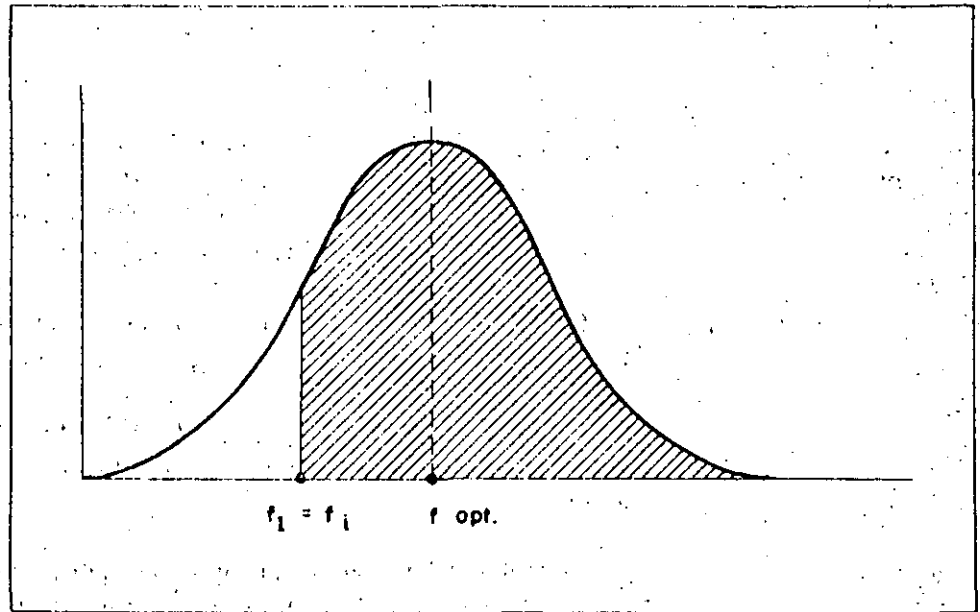
Fig. 226.—



(B) Si $f_1 < f_{\text{optimo}}$

$$f_1 = f_1$$

Fig. 227.—



3. Estudios estadísticos del oleaje

El necesario conocimiento del oleaje para el diseño de las obras marítimas es distinto según la funcionalidad de las mismas.

Distinguiremos dos clases de estudios: el régimen de oleaje y el régimen de temporales.

Definiremos como *régimen de oleaje* a la ley que nos define el porcentaje de tiempo que la altura de ola excede un cierto valor (para el año medio). El conocimiento de este régimen de oleaje, nos va a ser imprescindible fundamentalmente para el estudio de la explotación de los puertos y de los procesos litorales. En efecto, si tuviésemos un puerto como el de Castellón, en el que la descarga de crudos de petróleo para la refinería se hace en mar abierto, simplemente amarrando el barco a un campo de boyas, evidentemente habrá situaciones del mar en las que el buque no podrá trabajar pues rompería los anclajes. Es fundamental conocer por tanto el porcentaje de tiempo durante el año medio que prevemos que esta situación se produce, ya que si ligamos esta paralización a un estudio económico, obligará en muchos casos a la construcción de un puerto convencional protegido por diques exteriores.

En las obras de ingeniería de costas; el movimiento de las arenas va ligado igualmente al porcentaje de tiempo que el oleaje incide sobre la costa en una u otra dirección para distintas intensidades; el conocimiento de la resultante anual de este movimiento es fundamental para el diseño de las obras de defensa.

114 Por el contrario, las obras de los diques exteriores o de las situadas en mar abierto, necesitan un conocimiento del oleaje distinto para su cálculo ya que éstas se destruyen o averían una vez superada una cierta altura y por tanto lo que necesitamos es conocer la probabilidad de presentación de éstos temporales. Mediante la estadística aplicada a observaciones o estimaciones de altura de ola de temporales se puede obtener la ley de probabilidad de presentación de estas alturas de temporal que constituyen el *régimen de temporales*.

3.1. Régimen de oleaje

La elaboración del régimen de oleaje para un punto o zona de previsión se puede realizar a partir de observaciones visuales puntuales recogidas en campaña directa o recopiladas en publicaciones especiales o bien a partir de registros directos del oleaje mediante boyas o sensores.

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

— *Método de las cartas de "Sea and Swell"*. Para mejor comprensión del concepto de régimen de oleaje se expone a continuación uno de los muchos métodos de obtención práctica:

Este método está basado en las observaciones del estado del mar realizadas por barcos de líneas regulares y pertenecientes a la marina de guerra.

En la gran mayoría de las cartas el registro del oleaje se halla diferenciado en dos tipos, SEA y SWELL, presentándose el resumen de observaciones por meses y zonas, y dentro de cada zona por una rosa de oleaje. Cada rosa consta de ocho direcciones representándose para cada una de ellas la distribución de alturas observadas reducidas al mes medio. La distribución de alturas se hace partiendo de intervalos (por ejemplo: 1 pie, 1-3 pies, 3-5 pies, 8-12 pies y 12 pies) asimilando a cada intervalo un porcentaje que indica el tiempo para cada mes en el cual se presenta un oleaje (SEA o SWELL) cuya altura de ola significativa está incluida en el intervalo y cuya dirección es la representada por la flecha correspondiente.

Para facilitar la comprensión del método, se ha incluido un caso práctico: el régimen de oleaje para Bilbao.

Los datos han sido obtenidos de las cartas de "Sea and Swell" contenidas en la publicación n.º 700 de U. S. Naval Oceanographic Office.

El ejemplo que aquí se acompaña se limita a la obtención de un régimen escalar del oleaje. Siguiendo el mismo método se pueden obtener regímenes direccionales y estacionales del oleaje considerando exclusivamente los datos para las direcciones y meses apropiados. La fiabilidad de tales regímenes depende de la amplitud de la muestra es decir del número de observaciones realizadas.

Una vez determinada la rosa de oleaje en cuya zona está nuestro punto, el primer paso es determinar cuáles son las direcciones a través de las cuales puede llegar el oleaje. Para el ejemplo de Bilbao tomamos el N. O., N. y N. E.

115 Se elaboran los cuadros n.º 1 (SEA) y n.º 2 (SWELL). En ambos, para cada dirección y mes figuran los porcentajes referidos al tiempo total en que se presentan alturas de ola significativas comprendidas en unos intervalos. Como puede comprobarse, los intervalos para el SEA, difieren de los correspondientes al SWELL. Los porcentajes se obtienen mediante lectura directa en las cartas (figs. 228 y 229).

Fig. 228.—Datos de la publicación "Sea and Swell" relativos al oleaje de tipo SEA

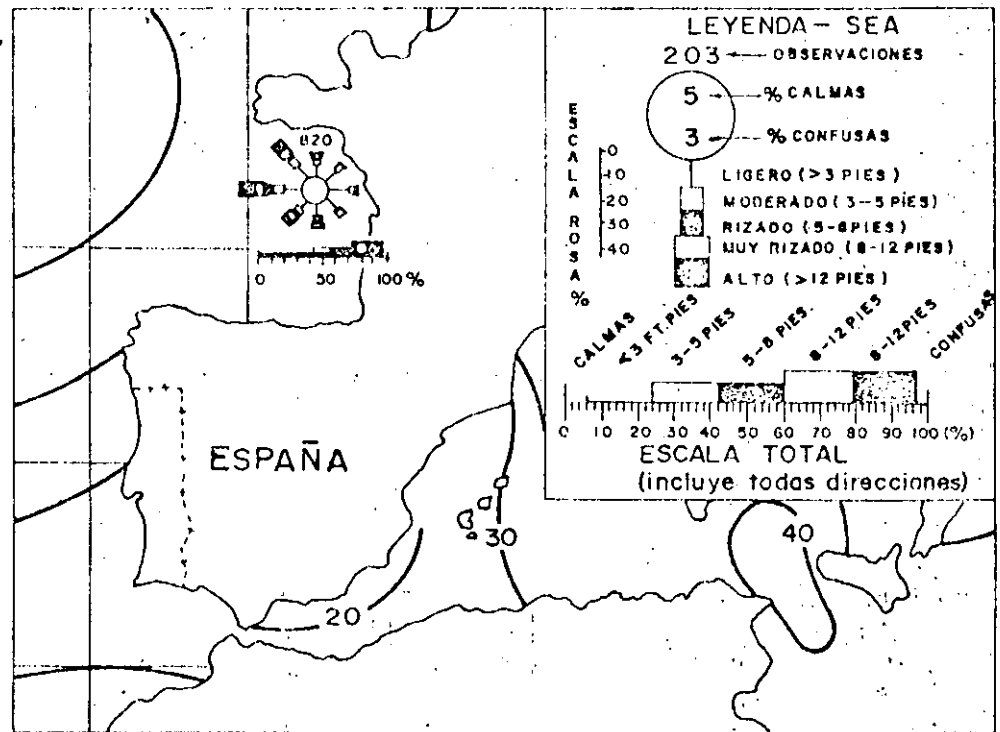
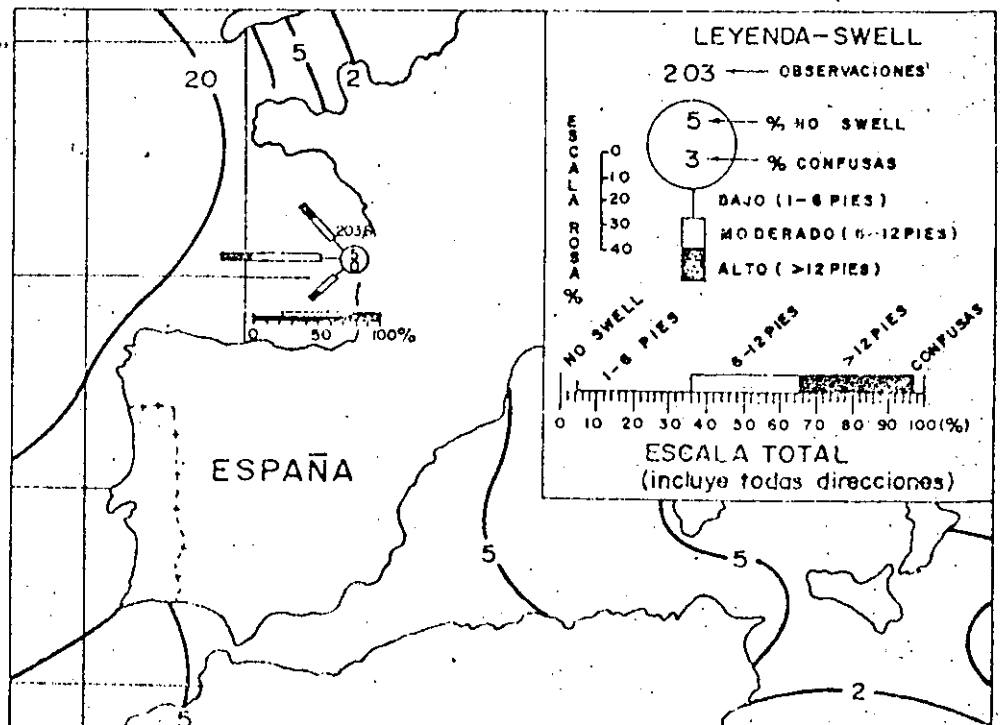


Fig. 229.—Datos de la publicación "Sea and Swell" relativos al oleaje de tipo SWELL



Realizadas todas las lecturas y sumando los porcentajes de cada mes para cada intervalo y dirección y dividiendo por el número de meses obtenemos los porcentajes referidos al tiempo total anual, para cada dirección o intervalo. Para llegar al régimen escalar se suman los porcentajes de cada dirección (cuadros 1.1. y 2.1.A) obteniéndose así la distribución del oleaje por intervalos. De estos cuadros se pasan a los 1.2 y 2.2.A donde se presentan las distribuciones acumuladas referidas al porcentaje de tiempo durante el cual se supera una cierta altura de ola.

Cuadro nº 1

SEA. BILBAO

	N. O.					N.					N. E.				
	<3	3-5	5-8	8-12	≥12	<3	3-5	5-8	8-12	≥12	<3	3-5	5-8	8-12	≥12
ENERO	6	2	2	3	2	3	2	1	1	1	5	2	1	0.5	0.5
FEBRERO	1.5	3	2.5	2	1	6	3	2	1	0.5	4	2.5	1.5	0.5	—
MARZO	5	3	1.5	1	0.5	3	2	1	1	—	6	4	2	1	0.5
ABRIL	9	4	2	2	1	10	3	1.5	0.5	—	9	4	1	—	—
MAYO	12	4	3	1	0.5	8	3	1	0.5	—	6	2	0.5	—	—
JUNIO	10	4	2	—	—	11	3	1	—	—	8	2	1	—	—
JULIO	12	3	2	1.5	0.5	8	3	1	—	—	7	2	1	—	—
AGOSTO	10	4	1	0.5	—	7	2	—	—	—	9	3	1	—	—
SEPTIEMBRE	5	3	2	0.5	—	4	2	2	1.5	—	9	3	1	—	—
OCTUBRE	4	3	2	1	0.5	3	1.5	1	—	—	6	2	0.5	0.5	—
NOVIEMBRE	5	3.5	2	2	1.5	3	1	0.5	0.5	—	4	1	0.5	0.5	—
DICIEMBRE	5	3	2	2	2	2	2	1	1	1	2	2	1	1	—
ANUAL	7.04	3.29	2.00	1.38	0.79	5.67	2.29	1.08	0.58	0.13	6.25	2.46	1.0	0.33	0.08

Cuadro 1.1.

ANUAL	≥3	3-5	5-8	8-12	≥12
NO ACUMULADO	18.96	8.04	4.08	2.29	1.00

Cuadro 1.2.

ANUAL	≥3	≥5	≥8	≥12
ACUMULADO	15.41	7.37	3.29	1.00

Cuadro nº 2

SWELL BILBAO

	N. O.			N.			N. E.			Coefic.
	1-6	6-12	≥ 12	1-6	6-12	≥ 12	1-6	6-12	≥ 12	
ENERO	3	12	4	1	1	—	1	1	0,5	60
FEBRERO	3	11	4	1	1	—	1	1	0,5	60
MARZO	6	9	3	1	1	0,5	1	1	—	60
ABRIL	6	10	3	2	1	—	1	1	—	60
MAYO	8	10	2	1	1	—	1	1	—	60
JUNIO	11	10	1	2	1	—	1	1	—	60
JULIO	12	10	2	3	2	—	1	0,5	—	60
AGOSTO	8	11	2	1	1	—	1	1	—	60
SEPTIEMBRE	9	9	1,5	2	1	—	1	1	—	60
OCTUBRE	5	10	3	1	1	—	1	1	—	60
NOVIEMBRE	4	12	4	1	2	1	0,5	1	1	60
DICIEMBRE	4	12	4	0,5	0,5	—	0,5	0,5	0,5	60
ANUAL	6,58	10,5	2,79	1,37	1,12	0,12	0,88	0,88	0,17	60

Cuadro 2.1.A Sin corregir

	1-6	6-12	≥ 12
ANUAL			
NO ACUMUL.	8,83	12,50	3,08

Cuadro 2.1.B Corregido

		40%	60%
	1-6	6-12	≥ 12
ANUAL			
NO ACUMUL.	15,68	7,50	1,23

Cuadro 2.2.A

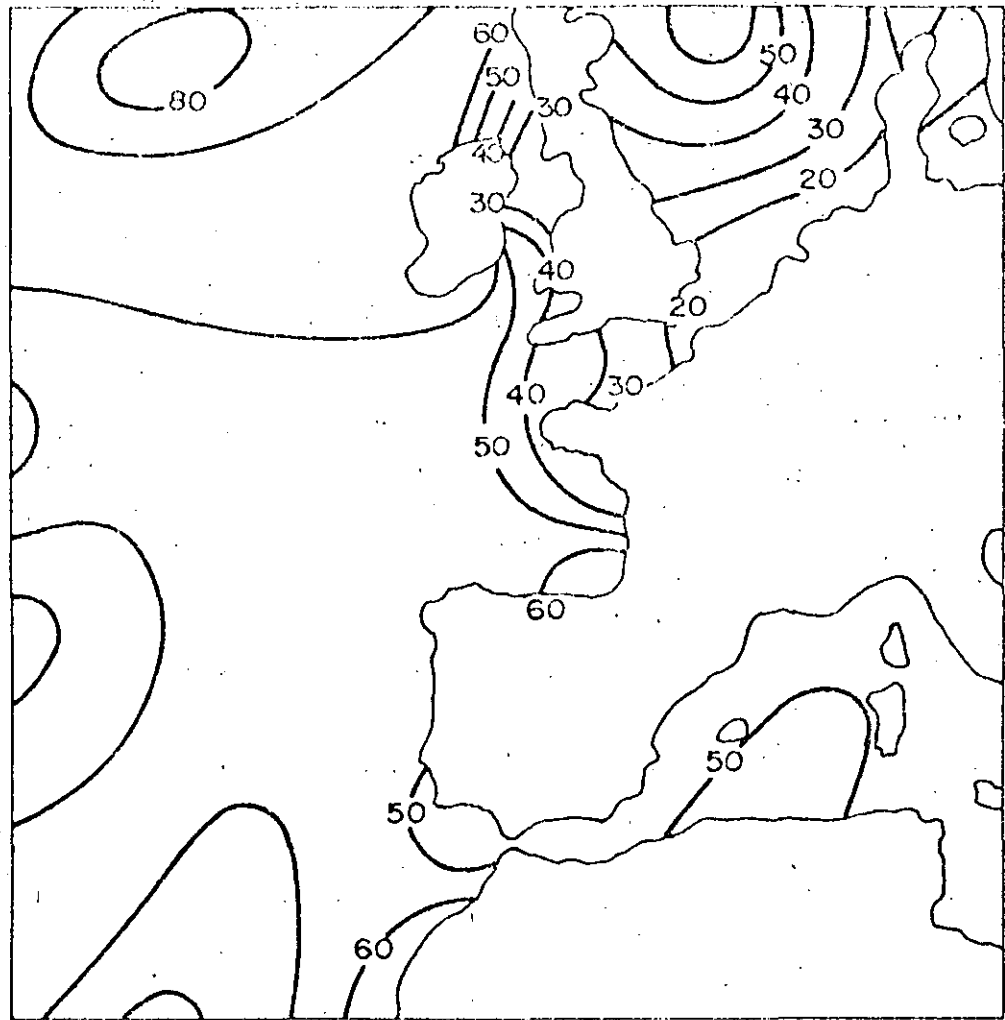
	≥ 1	≥ 6	≥ 12
ANUAL			
ACUMULADO	24,41	15,58	3,08

Cuadro 2.2.B

	≥ 1	≥ 6	≥ 12
ANUAL			
ACUMULADO	24,41	8,73	1,23

Los cuadros 2.1.B y 2.2.B se obtienen aplicando a los cuadros 2.1.A y 2.2.A un factor de corrección. Este factor nace del enmascaramiento que sufre un SWELL bajo o medio, ante un estado del mar tipo SEA. Se ha comprobado que un observador, cuando está ante un SEA es incapaz de identificar un SWELL simultáneo y de pequeña altura, y en menor medida los de media altura, mientras que cuando éste es alto lo identifica claramente. Entonces, los registros efectuados de SWELL hay que corregirlos mediante un factor que depende del sector donde nos encontremos (fig. 230). Este factor se aplica directamente sobre el SWELL alto, en menor medida sobre el medio y en cierta manera inversamente sobre el bajo. En el ejemplo se ha aplicado una reducción del 60 % sobre el SWELL alto, del 40 % sobre el medio y el SWELL bajo se ha incrementado de forma que el porcentaje acumulado para la altura inferior se mantenga invariable.

Fig. 230.—Carta de corrección de los valores de SWELL (media anual)



Los estados del mar SEA y SWELL, que hasta el momento se han tratado por separado, se pueden presentar conjuntamente. El estado real del mar es una combinación de los dos.

El primer problema que surge es la diferencia ya mencionada en cuanto a intervalos. Para el SEA tenemos los porcentajes de presentación de altura de ola significantes superiores a 3, 5, 8 y 12 pies, mientras que para el SWELL tenemos los porcentajes referidos a 1, 6 y 12 pies. Para solucionar este problema suponemos que la distribución del oleaje en el SWELL se ajusta a una distribución normal. Gráficamente representada en papel probabilístico normal la distribución es una recta. Mediante los tres puntos que disponemos (1, 6 y 12 pies) representados en dicho papel, podemos dibujar la recta correspondiente a la distribución de alturas de SWELL y de ella obtener los porcentajes correspondientes a los mismos intervalos del SEA (fig. 231).

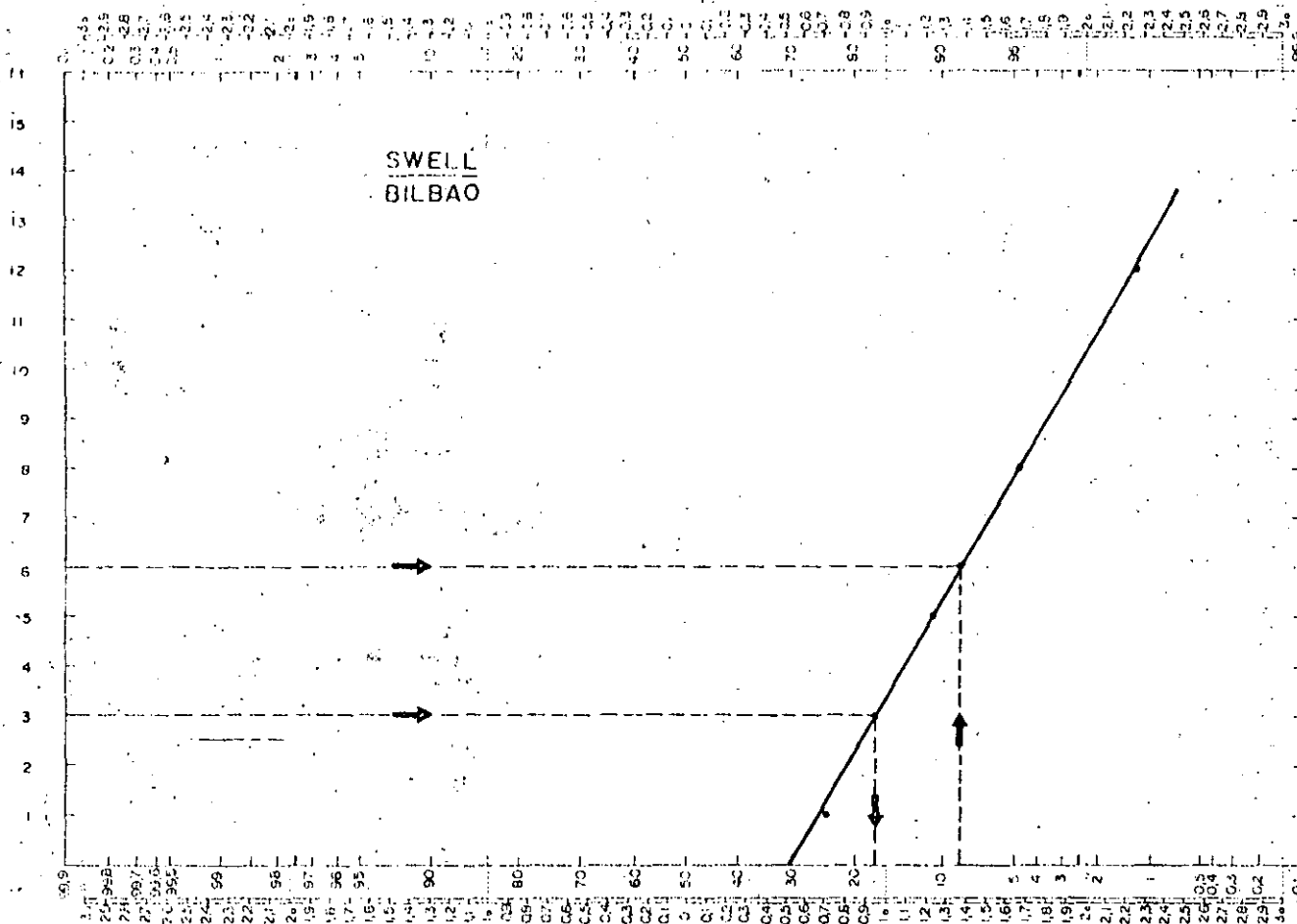


Fig. 231.—Régimen escalar de oleaje tipo SWELL

La combinación de ambos tipos de oleaje se basa en consideraciones elementales de estadística.

Sea $P_1 = P_r (H \geq H_0)$ la probabilidad de que en un estado de SEA se supere la altura de ola H_0 , y $P_2 = P_r (H \geq H_0)$ la probabilidad de que se supere la misma altura de ola en un estado de SWELL.

La probabilidad, q , de que la altura de ola no excede H_0 será en cualquiera de los dos casos.

$$q_1 = P_r (H < H_0) = 1 - P_1$$

$$q_2 = P_r (H < H_0) = 1 - P_2$$

La probabilidad de que H no supere H_0 en el fenómeno conjunto será:

$$q = P_r (H < H_0) = q_1 \cdot q_2 = (1 - P_1) (1 - P_2)$$

y la probabilidad de que H_0 sea excedida:

$$P = P_r (H \geq H_0) = 1 - q = 1 - (1 - P_1) (1 - P_2)$$

Cuadro n.º 3

	≈3	≈5	≈8	≈12	
SEA	15.41	7.37	3.29	1.00	... $P_1 = P_{r_1} (H \geq H_0)$
SWELL	17.30	10.90	4.70	1.23	... $P_2 = P_{r_2} (H \geq H_0)$
SEA	84.59	92.63	96.71	99.00	... $q_1 = P_{r_1} (H < H_0) = 1 - p_1$
SWELL	82.70	89.10	95.30	98.77	... $q_2 = P_{r_2} (H < H_0) = 1 - p_2$
SEA+SWELL	69.95	82.53	92.16	97.78	... $q = P_r (H < H_0) = q_1 \cdot q_2$
SEA+SWELL	30.05	17.47	7.84	2.22	... $p = P_r (H \geq H_0) = 1 - q$

En el cuadro n.º 3 se ha efectuado el desarrollo numérico para el ejemplo que aquí se presenta. Con ello se obtienen cuatro puntos de las distribución de oleaje. Llevando estos puntos a un papel probabilístico normal y dibujando la recta que mejor se ajuste a ellos, obtenemos el régimen de oleaje escalar para Bilbao (fig. 232).

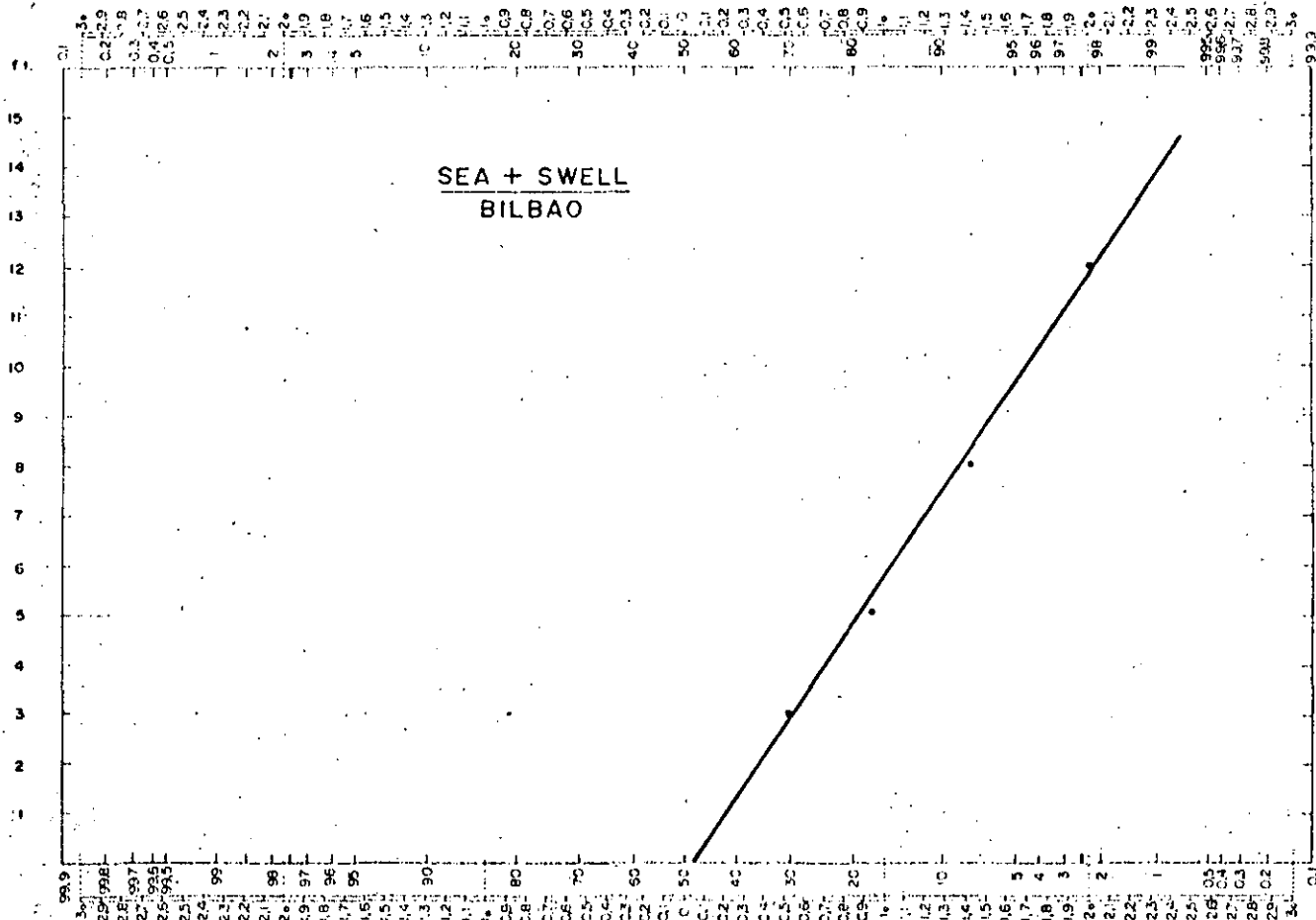


Fig. 232.—Régimen de oleaje escalar

3.2. Régimen de temporales

Como se dijo anteriormente, un régimen de temporales es una función de distribución de los valores extremos de alturas de ola. Esta función extremal indica la probabilidad de que un valor considerado de altura de ola ligada a un temporal no sea superado en un período de tiempo determinado.

El interés que tiene el conocimiento de esta función para el técnico portuario es fundamental en el caso del diseño de obras ya que con ella puede valorar un parámetro fundamental de cálculo cual es la altura de ola. La elección de un valor determinado del mismo irá ligado así a una probabilidad de presentación y consecuentemente a un riesgo conocido.

No se quiere dejar de recordar que el conocido método de Iribarren, en el que se obtenía la altura de ola de cálculo directamente mediante la expresión $2h = 1,2\sqrt{F}$, era un método determinista. El régimen de temporales, por el contrario, ofrece, ajustándose a la realidad del problema, una ley de probabilidades de los temporales, se trata de un método probabilístico y por tanto la altura de ola de cálculo se tendrá que fijar, a la vista de este régimen, aceptando un riesgo por el proyectista.

El cálculo práctico del régimen de temporales para un punto o zona de previsión se puede abordar de distintas formas, que dependen fundamentalmente del tipo y calidad de los datos de oleaje de que se disponen en cada caso. (Cartas meteorológicas, observaciones visuales aisladas, registros continuos con boyas o sensores, etc.). En definitiva los métodos de uso actual pueden clasificarse en dos grupos:

- a) Utilización de una distribución probabilística conocida para el tratamiento de valores extremos anuales.
- b) Aplicación de la ecuación extremal a partir del régimen de oleaje y del número de extremos.

3.2.1. Cálculo mediante ajuste a una ley probabilística

Este procedimiento puede alimentarse con los datos obtenidos a partir de las cartas meteorológicas (método S. M. B.) o a partir de los registros reales obtenidos con una boya o sensor de oleaje. Para su descripción práctica se va a usar el primero de los supuestos, es decir, la obtención de alturas de ola de los diversos temporales a partir de las cartas meteorológicas usando el método de previsión S. M. B., explicado en capítulo anterior. El proceso a seguir es el siguiente:

Habremos de determinar en cada año meteorológicamente el temporal máximo, para lo que habrá de tantearse entre los 3 ó 4 temporales del año que aparentemente han de dar mayor energía.

Este proceso lo repetiremos durante n años (como mínimo 20).

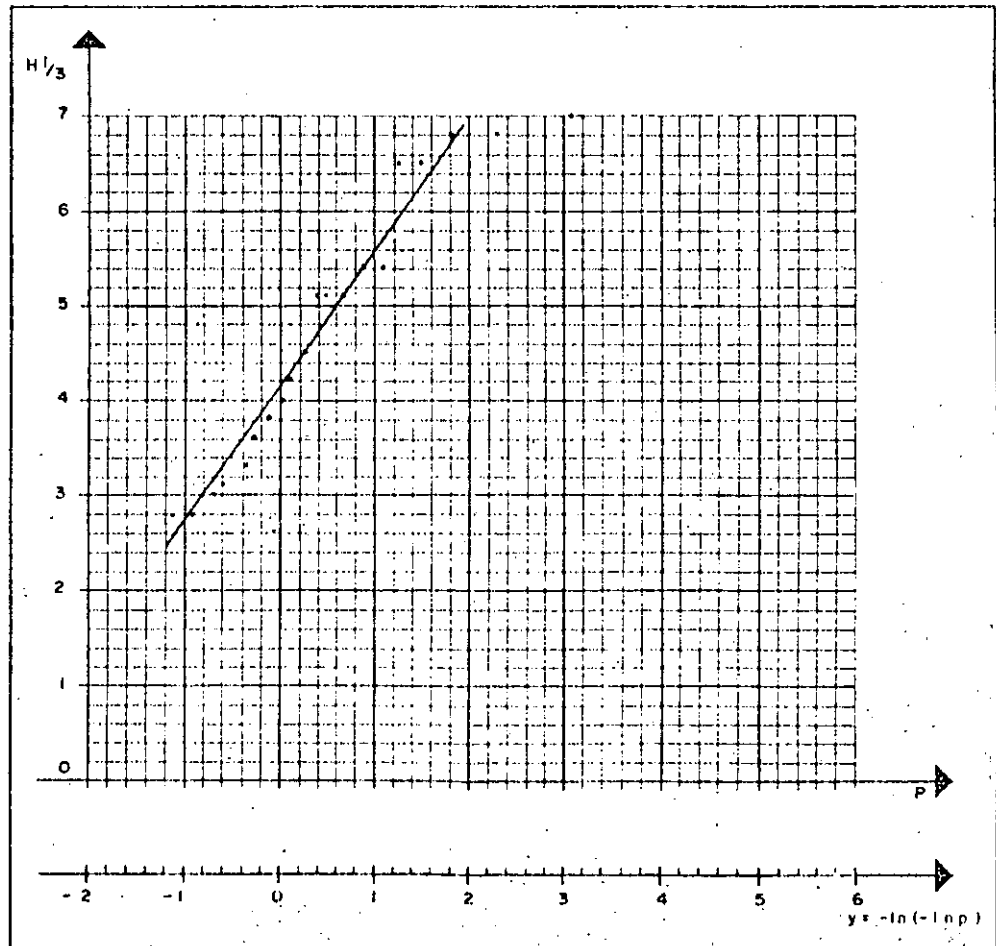
En definitiva, si hemos operado con 20 años meteorológicos, habremos obtenido 20 valores de $H_{1/3}$ máximos. Los ordenamos de menor a mayor y a cada uno

de ellos le daremos un número de orden, tal como se indica en el cuadro siguiente, concebido para un caso hipotético.

m (n.º orden)	H 1/3	$P = \frac{m}{n+1}$	$-\ln P$	$-\ln(-\ln P)$
1	2.8	0,0476	3,04	-1,110
2	2.8	0,0952	2,34	-0,850
3	3	0,143	1,91	-0,664
4	3,1	0,190	1,66	-0,6070
5	3,3	0,238	1,43	-0,358
6	3,6	0,286	1,25	-0,224
7	3,8	0,333	1,10	-0,0954
8	4,0	0,381	0,963	0,0376
9	4,2	0,429	0,845	0,168
10	4,5	0,476	0,740	0,300
11	5,1	0,525	0,644	0,440
12	5,1	0,571	0,560	0,579
13	5,1	0,619	0,479	0,735
14	5,4	0,667	0,405	0,902
15	5,4	0,715	0,334	1,09
16	6,5	0,761	0,272	1,30
17	6,5	0,810	0,210	1,56
18	6,8	0,857	0,154	1,87
19	6,8	0,905	0,0995	2,30
20	7,0	0,952	0,0490	3,01

Dibujados los resultados, en el gráfico de la figura 233 se ha obtenido esa nube de puntos, de la que se intenta conseguir una ley estadística.

Fig. 233.—Régimen de temporales



123 Sabemos que a este tipo de fenómenos se le puede aplicar la ley de Gumbel, que viene dada por:

$$p = e^{-e^{-\alpha(H_{1/3} - \mu)}}, \text{ donde}$$

α es la intensidad extremal y
 μ el máximo característico.

Si se opera con la variable reducida, tendremos la recta $y = \alpha (H_{1/3} - \mu)$, que es la que se ha dibujado en la figura.

Si la muestra fuese infinita, entonces:

$$\alpha = \frac{1,28255}{\sigma_{H_{1/3}}}, \text{ y } \mu = \bar{\mu}_{H_{1/3}} - 0,45 \sigma_{H_{1/3}}$$

Para muestras finitas, Gumbel da una tabla de σ_n y μ_n en función del tamaño de la muestra:

N	μ_n	σ_n
20	0,52	1,06
30	0,54	1,11
40	0,54	1,14
	0,67	1,28

Y, en este caso, los valores de α y μ vienen dados por:

$$\alpha = \frac{\sigma_N}{\sigma_{H_{1/3}}}$$

$$\mu = \bar{\mu}_{H_{1/3}} - \sigma_{H_{1/3}} \frac{\mu_N}{\sigma_N}$$

donde: $\bar{\mu}_{H_{1/3}}$ es la media de las n (20) alturas de ola y

$$\sigma_{H_{1/3}} \text{ es igual a } \sqrt{\frac{\sum (H_{1/3} - \bar{\mu})^2}{n}} \text{ (desviación típica)}$$

En nuestro caso tendremos, aplicando las fórmulas,

$$\bar{\mu}_{H_{1/3}} = \frac{\sum H_{1/3}}{n}$$

$$\sigma_{H_{1/3}} = \sqrt{\frac{\sum (H_{1/3} - \bar{\mu})^2}{n}}$$

$$\bar{\mu}_{H_{1/3}} = 4.74$$

$$\sigma_{H_{1/3}}^2 = \frac{39,45}{20} = 1,97$$

$$\sigma_{H_{100}} = 1.40$$

Por tanto

$$\alpha = \frac{\sigma_{20}}{\sigma_{H_{100}}} = \frac{1.06}{1.40} = 0.76$$

$$\mu = \mu_{H_{100}} - \sigma_{H_{100}} \frac{\mu_{20}}{\sigma_{20}}$$

$$\mu = 4.74 - 1.40 \frac{0.52}{1.06} = 4.05$$

Por tanto, la recta que nos define el régimen de temporales será, para el ejemplo usado:

$$y = 0.76 (H_{100} - 4.05)$$

y la probabilidad de presentación de los distintos temporales vendrá dada por:

$$p = e^{-0.76 (H_{100} - 4.05)}$$

Con este ejemplo hemos calculado a partir de las cartas meteorológicas y mediante, por ejemplo, el método SMB de previsión de oleaje, una nube de puntos o muestra de estados del mar extremos o temporales, a partir de la cual hemos hallado su ley probabilista (función de distribución $\Phi(H_s)$ suponiendo que sigue una distribución de Gumbel. Análogamente se podría hallar esta ley probabilística suponiendo que el conjunto de temporales se ajuste a otra ley distinta de la de Gumbel (ley normal, logaritmo-normal, Weibull, asintota I, asintota II, etcétera).

Otro modo de obtener el conjunto de temporales es decir de extremos, en vez de partir de las cartas meteorológicas, es utilizar una curva de evolución en el tiempo de la altura de ola H_s . La forma usual de obtener esta curva es a partir de los valores de H_s obtenidos procesando los registros reales medidos mediante boya o sensor de la elevación de la superficie del mar.

Seleccionamos de la curva un conjunto de extremos o máximos y procedemos igual que en el caso anterior. El problema estriba en que para ello es necesario disponer de un gran espacio de tiempo en el que esta curva sea conocida.

3.2.2. Cálculo mediante la función extremal

Existen otros modos de obtener el régimen de temporales $\Phi(H_s)$. Por ejemplo si conocemos el régimen de oleaje $F(H_s)$ procederíamos del siguiente modo:

Si se dispone de la función probabilística de distribución de la variable $F(H_s)$, que no es más que el régimen de oleaje y del número de máximos o extremos

posibles $n(H_s)$, que posteriormente explicamos cómo se calcula, la función de distribución de los extremos $\Phi(H_s)$, o régimen de temporales, se puede calcular mediante la ecuación extremal:

$$\Phi(H_s) = [F(H_s)]^{n(H_s)}$$

Donde se ha supuesto implícitamente la independencia entre sí de cada experimento estadístico o temporal. Desde un punto de vista práctico es necesario pues conocer $F(H_s)$ y $n(H_s)$.

$F(H_s)$ la hemos aprendido a obtener en el apartado 3.1 "Régimen de Oleaje", a partir de unas observaciones puntuales que aparecían en las cartas de "Sea and Swell". Existen otros métodos de obtener el régimen de oleaje. Un resumen podría ser el siguiente.

$F(H_s)$ se puede calcular:

A partir de un conjunto de observaciones puntuales de H_s . Este conjunto suele obtenerse de una serie de observaciones visuales puntuales de la altura de ola, relacionando luego altura visual y altura significativa de forma empírica.

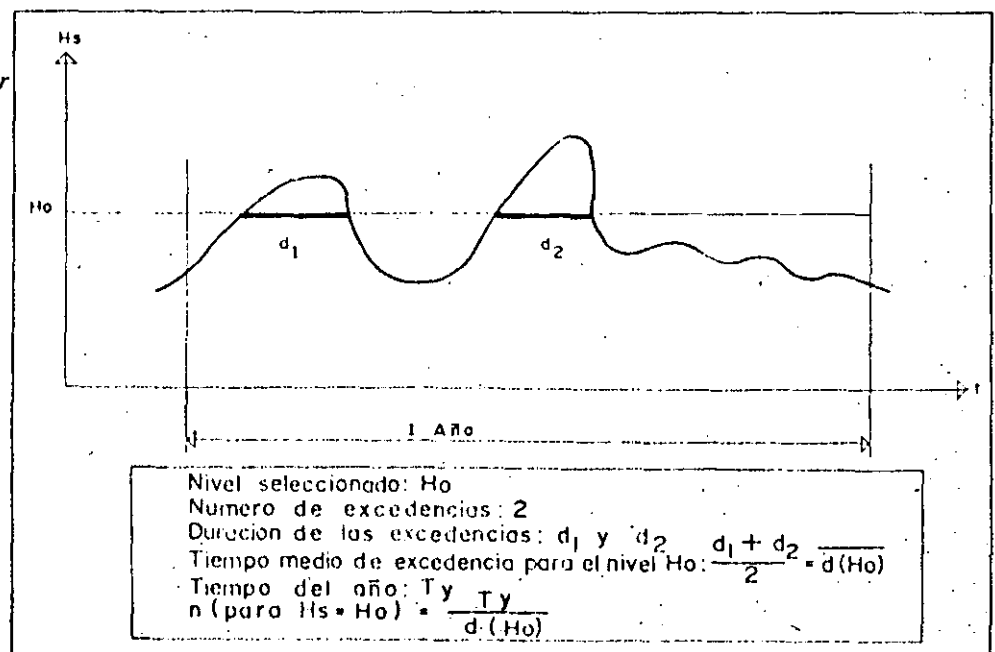
También puede obtenerse este conjunto de la curva de evolución de H_s en el tiempo —la llamada curva de estados del mar— obtenida a partir de los registros reales procedentes de una boya.

En el primer caso las probabilidades se evalúan como cociente de casos registrados u observados por el $n.$ º total de casos, y en el segundo la probabilidad se asocia al cociente tiempo de excedencia o tiempo en el que se supera el valor de H_s considerado partido por tiempo total considerado.

Pasemos ahora al cálculo de $n(H_s)$.

$n(H_s)$ se obtiene de la curva de estados del mar $H_s(t)$ como el número de posibles excedencias por año (fig. 234). Es pues el cociente entre el tiempo total del

Fig. 234.—Examen de las excedencias a partir de la curva de estados del mar



año y el tiempo medio de la excedencia a ese nivel. Este último valor se obtiene simplemente sumando el tiempo de las excedencias a un nivel y dividiendo por el número de excedencias a ese nivel.

La ventaja potencial de este método radica en que, si obtenemos $F(H_s)$ o régimen de oleaje de un conjunto de observaciones puntuales de los muchos que hay hoy disponibles – datos recogidos por los centros mundiales de datos climáticos o meteorológicos –, y evaluamos $n(H_s)$ de la curva de evolución de estados del mar H_s , para lo cual y según criterio expuesto por E. Copeiro en su publicación n.º 15, del Laboratorio de Puertos “Análisis extremal de variables geofísicas” podría bastar con un año de curva de estados del mar, podemos calcular el régimen extremal con un solo año de evolución de H_s .

El método pues, combinando con un conjunto de observaciones puntuales, tiene mayor poder resolutivo que el método anteriormente expuesto.

Nociones de dinámica
litoral.

El borde costero, ya esté constituido por playas de arenas finas como por acantilados o zonas rocosas, mantiene un contacto permanente con un elemento de continua movilidad cual es el mar. La energía que contiene dicho movimiento se transmite al medio terrestre produciendo una deformación del mismo, más o menos reducida, que es perceptible para el observador sólo al cabo de un cierto tiempo.

En esquema, el litoral puede asimilarse a un mecanismo de distribución de los sedimentos o partículas sólidas. En él existen zonas de producción de sedimento, llamados *fuentes* así como zonas de consumo, llamados *drenes o sumideros*, mientras que todo él es, asimismo, una red de transporte de las partículas sólidas.

Las fuentes de sedimento usuales son:

- cauces fluviales de régimen continuo o intermitente como ríos, torrentes, golgas, etcétera;
- acantilados en fase de retroceso;
- conchas marinas y otros elementos calcáreos;
- arrastres en suspensión por el viento;
- vertidos artificiales producidos por obras de regeneración, minas, canteras, etcétera.

De otra parte, los drenes o sumideros son aquellos puntos en los que el sedimento sale del mecanismo de distribución o bien queda inmovilizado en él. Los elementos más representativos que ejercen esta acción son:

- cañones submarinos;
- ensenadas o estuarios naturales;
- obras de defensa o regeneración;
- puertos comerciales o deportivos;
- transporte por viento;
- extracciones artificiales de áridos;
- pérdidas por abrasión.

Los agentes motores del movimiento de los sedimentos son fundamentalmente: el oleaje y el viento. El primero ejerce su acción en la playa sumergida y en el estrán o zona de playa mojada, pudiendo ésta internarse muchos metros en la playa usualmente seca en caso de sobreelevaciones del nivel del mar motivadas por fuertes temporales. De una forma simplista se puede suponer que la mayor parte del transporte de las arenas del litoral lo motiva el oleaje y dentro de éste a través de tres acciones diferentes:

- por el movimiento ondulatorio de las partículas líquidas;
- por la incidencia oblicua de los frentes de ola;
- por la acción diferencial del oleaje debido a la existencia de fenómenos de difracción o refracción.

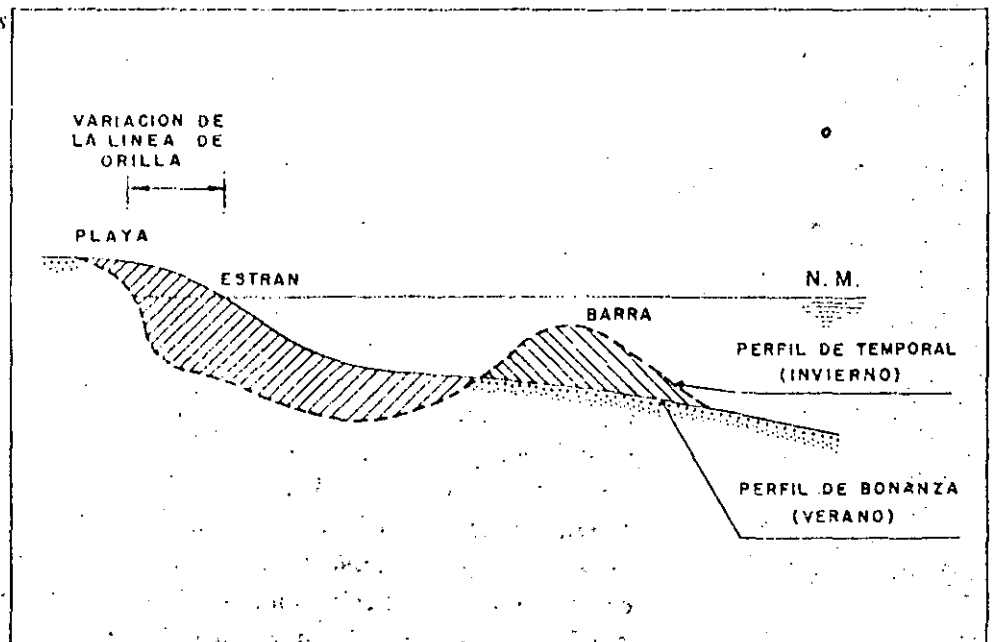
El viento, en cambio, actúa de manera directa, únicamente sobre la superficie de la playa seca, donde las partículas sólidas son fácilmente desplazables.

Existen dos modalidades fundamentales del transporte de sedimento según su dirección:

- Transporte en dirección normal a la costa.
- Transporte paralelo a la costa.

El transporte normal a la costa está generado principalmente por la primera de las acciones anteriormente dichas, es decir, por el movimiento ondulatorio de las partículas líquidas que produce el arrastre en uno y otro sentido de los granos de sedimento del fondo. Dependiendo de las características de la ola, altura y longitud, de la profundidad y del tamaño de las partículas sólidas, el sentido neto resultante del transporte será en dirección de la costa o en dirección al interior del océano. De una manera general, se puede afirmar que, para valores inferiores de la relación altura de ola/longitud de onda, H/L , y para áridos de graduación más gruesa, el sentido resultante es hacia la costa. Un fenómeno común es el que caracteriza los cambios estacionales de las playas (fig. 235). Debido a la sobre-elevación del nivel del mar y al aumento del peralte, la relación H/L , del oleaje

Fig. 235.—Perfiles de playas características

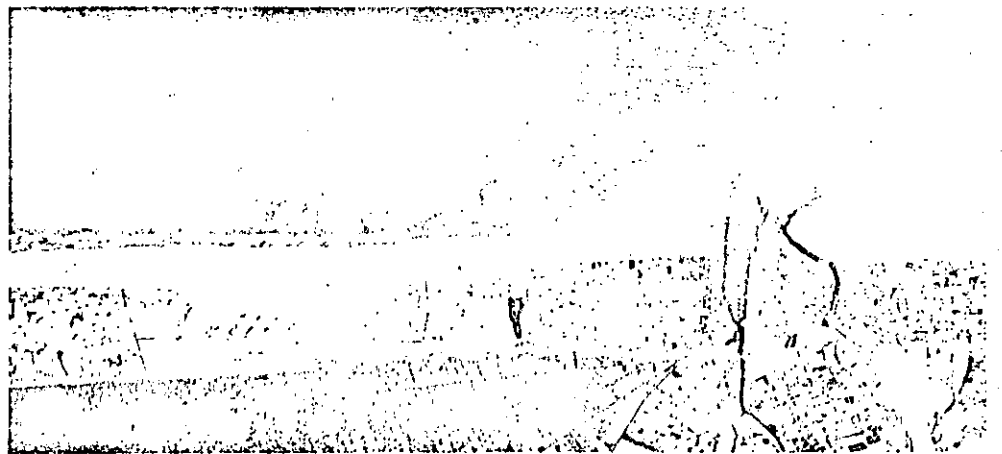


durante los temporales típicos de la estación invernal se produce un retraimiento de la línea de playa y la formación de una barra sumergida a una cierta distancia de ella como resultado de la deposición de los sedimentos en agitación a causa del equilibrio de las fuerzas que los impulsan hacia atrás y hacia adelante. Posteriormente, durante los períodos de bonanza y oleaje poco peraltado, la situación inicial se restablece desapareciendo la barra y avanzando la playa, al existir una dirección resultante del movimiento hacia la costa.

A mayores profundidades el transporte de sedimento por movimiento ondulatorio de las partículas líquidas se manifiesta por la formación de los típicos surcos—ripples— en los fondos arenosos. A pesar de que a profundidades superiores al doble de la altura de ola el movimiento efectivo de las partículas de arena es de pequeño orden, se han constatado formaciones de ripples a más de 100 m. de profundidad.

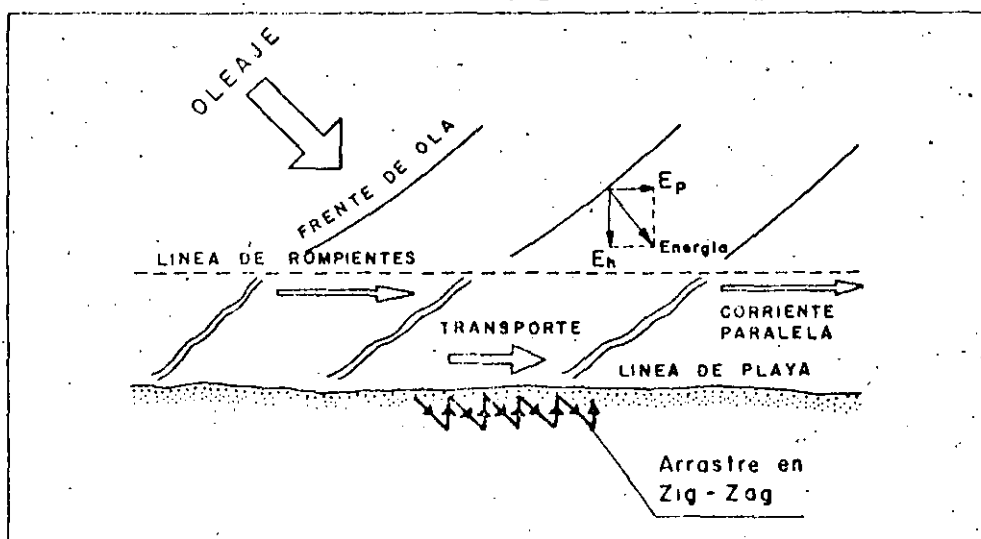
Otros fenómenos causantes del transporte de sedimento en sentido normal a la costa son las corrientes originadas por sobre elevación del nivel del mar en las zonas costeras y por irregularidades en los fondos entre las que destacan las llamadas corrientes de retorno, *rip-currents*, que evacuan los sobrevolumenes de agua acumulada en la zona litoral por los oleajes de *swell* hacia mar adentro arrastrando en su camino el sedimento del fondo y dando lugar a una turbia corriente fácilmente visible en fotografías aéreas.

Fig. 236.—La arena en suspensión delata la existencia de corrientes de retorno (rip-currents)



La otra modalidad de transporte es el de dirección paralela a la línea de costa. Tiene lugar en su mayoría a lo largo de la franja limitada por la zona de rompientes y la línea de orilla. Al incidir el oleaje de forma oblicua a la costa se puede descomponer el vector energético del mismo en dos componentes; uno de dirección normal y otro de dirección paralela a la orilla. Es este último, precisamente, el causante del transporte de arena paralelo o longitudinal. La rotura de la ola, bien en las rompientes de barra sumergida o bien en el mismo estrán pone en agitación las partículas sólidas del fondo que son inmediatamente arrastradas por la energía que en forma de corriente discurre paralela a la playa (fig. 237).

Fig. 237.—Movimiento de la arena en dirección paralela a la línea de playa



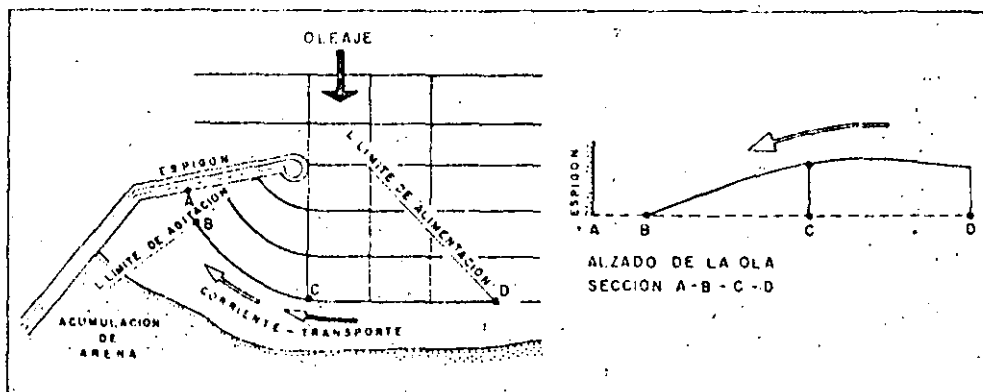
La ola residual que llega oblicuamente a la orilla provoca el arrastre de la arena en zig-zag como consecuencia de la subida de la masa de agua por la pendiente de la zona activa de la playa y su posterior bajada según la línea de máxima pendiente.

Este tipo de transporte es el responsable de una parte significativa del volumen total del sedimento transportado y principal causante de los cambios notables, aterramientos, erosiones y basculamientos, que sufren algunas playas.

Tanto en el transporte normal a la playa como en el paralelo, el movimiento de las partículas sólidas se efectúa por arrastre por el fondo y por suspensión en la masa líquida, si bien en el caso del transporte paralelo en la zona de rompiente predomina la última de las dos modalidades.

La acción diferencial del oleaje produce, asimismo, un movimiento del sedimento en dirección paralela a la costa. Este efecto se debe, en esencia, a las corrientes originadas por las diferentes alturas de un mismo frente de ola a lo largo de su cresta originadas a causa de su difracción al incidir con un obstáculo (fig. 238). El alzado de la ola según la cresta A-C muestra la cesión lateral de energía desde la zona expuesta hacia la abrigada. Como resultado de la corriente generada por esta transferencia de energía y la incurvación de los frentes de ola, se produce una acumulación de arena de típica forma espiral.

Fig. 238.—Movimiento de arena por acción diferencial del oleaje.

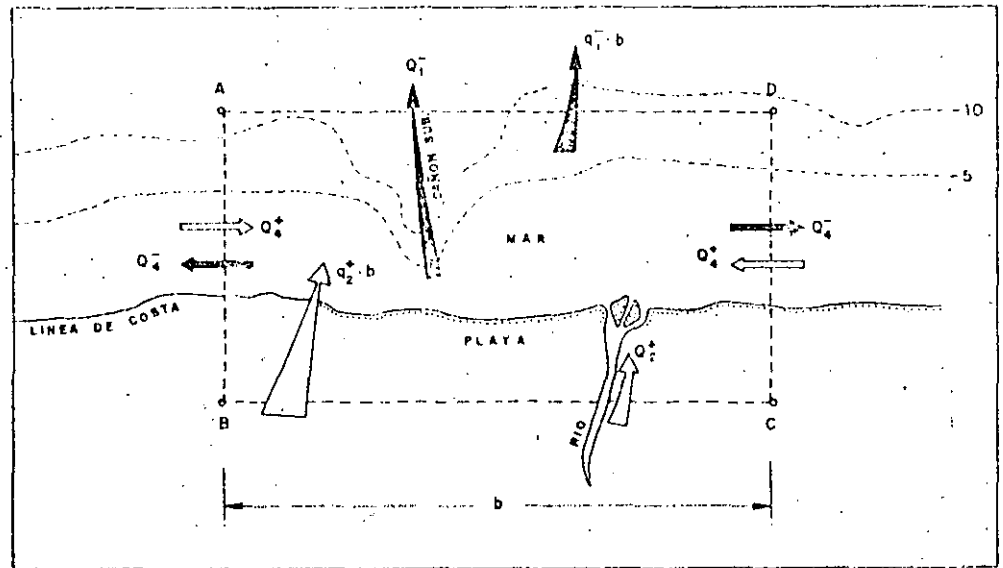


2. Balance de sedimento necesario 132

Cuando se trata de analizar la tendencia de un sector hacia situaciones de equilibrio, erosión o acrecimiento, es necesario efectuar una estimación, lo más aproximada posible, de los volúmenes de arena que entran, circulan y salen por dicho sector al cabo de un período de tiempo determinado. Este *balance de sedimentos*, requiere el conocimiento cualitativo y cuantitativo de los elementos que en él intervienen, teniendo en cuenta los conceptos de fuente y dren como procesos de incremento y disminución de arena, respectivamente.

Se supone una zona de costa en la cual se trata de efectuar el balance de sedimentos (fig. 239) que se enmarca en un rectángulo ABCD. Por los cuatro lados existirá un tránsito de arenas bien hacia el interior como hacia el exterior cuyo desglose se puede hacer mediante el siguiente cuadro:

Fig. 239.—Balance de sedimentos



En la zona estudiada existirá equilibrio en la dinámica sedimentaria siempre que

$$\Sigma \text{ aportes} = \Sigma \text{ pérdidas}$$

es decir:

$$\sum_{i=1}^n Q_i^+ + \sum_{i=j}^n q_i^+ = \sum_{i=1}^n Q_i^- + \sum_{i=1}^n q_i^-$$

Si, por el contrario, las pérdidas son superiores o inferiores a los aportes, se puede decir que la zona costera se halla en proceso de erosión o acrecimiento, respectivamente.

En la práctica, la determinación cuantitativa de los distintos elementos que intervienen en el balance presenta grandes dificultades por ser su medición, en muchos casos, bastante compleja. Es necesario entonces recurrir a procedimientos analíticos, más o menos complicados, y a estimaciones aproximadas que determinen los valores de los distintos parámetros que entran en la ecuación del balance de sedimento.

Localización de Fuente o Dren	lado offshore de la zona litoral Lado AD	lado de tierra de la zona litoral Lado BC	zona litoral Area ABCD	límites longitudinales de la zona litoral Lados AB-CD
Fuente puntual	Q_1 bajo o isla (offshore)	Q_2 ríos	Q_3 rellenos	Q_4 transporte litoral que entra
Dren puntual	Q_1 cañones submarinos	Q_2 entradas	Q_3 dragados extracciones	Q_4 transporte litoral que sale
Fuente lineal	q_1 transporte de arena procedente de offshore	q_2 erosión de la costa, incluyendo la erosión de dunas y acantilados	q_3 erosión de la playa	—
Dren lineal	q_1 transporte de arena hacia el offshore	q_2 deposición de material en la zona alta después del run-up y formación de dunas	q_3 acumulación de la playa	—

3. Formas costeras

Las irregularidades existentes tanto por el sector emergido como por los fondos sumergidos provocan en la costa la aparición de formas costeras características. Laval considera cuatro clases de obstáculos frente al transporte litoral.

- a) Las barreras naturales (cabos) o artificiales (diques, espigones) de dirección sensiblemente perpendicular a la línea de costa.
- b) Los cauces naturales, emergidos (desembocaduras de ríos, torrentes) o sumergidos (cañones submarinos), y los artificiales (canales, emisarios submarinos).
- c) Los entrantes bruscos en la alineación de la costa (bahías, estuarios).
- d) Las zonas abrigadas por los obstáculos naturales (islotas) o artificiales (diques), sensiblemente paralelos a la costa.

Si se examinan los efectos que pueden causar cada una de estas irregularidades sobre la circulación del sedimento arenoso, se pueden comprobar la aparición de ciertas formas costeras muy comunes.

Los cabos o los espigones se comportan de manera análoga ante el transporte de arena. Su acción de barrera que detiene el paso de la arena, ya sea totalmente o solo parcialmente, motiva la formación de una *playa apoyada a barlovento* que por lo general es de planta rectilínea y de pendiente algo pronunciada (fig. 240).

Fig. 240 a).—Playa apoyada junto al dique-mantillo del Puerto de Adra

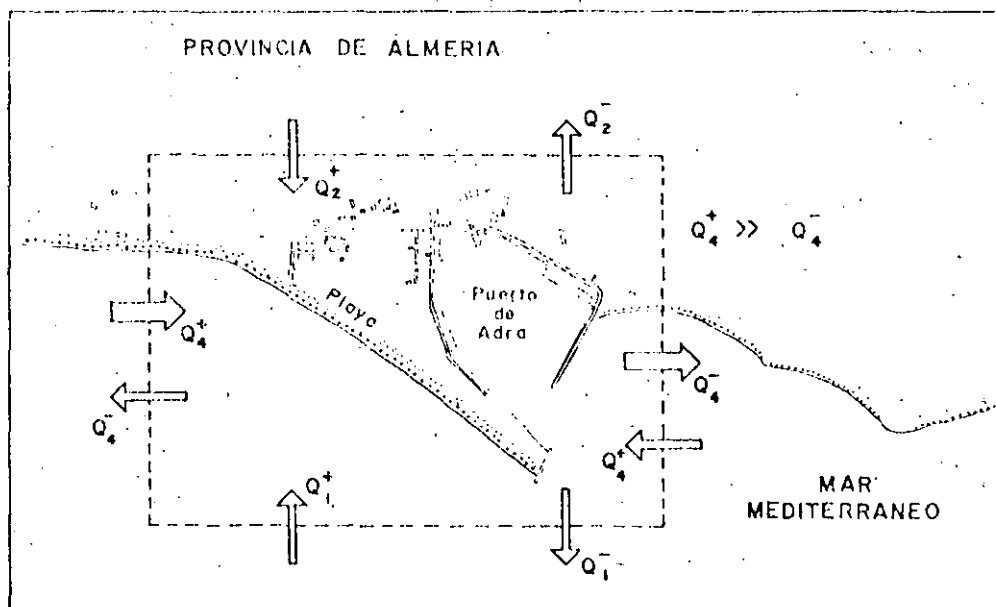


Fig. 240 b).—



En las zonas protegidas del oleaje a sotavento de diques, espigones quebrados o promontorios aparece la playa apoyada a sotavento con su típica planta en espiral y de suave pendiente (fig. 241).

Fig. 241 a).—Playa a sotavento del puerto de Gandía (Valencia). En la fotografía se distinguen nítidamente la disposición de las barras sumergidas

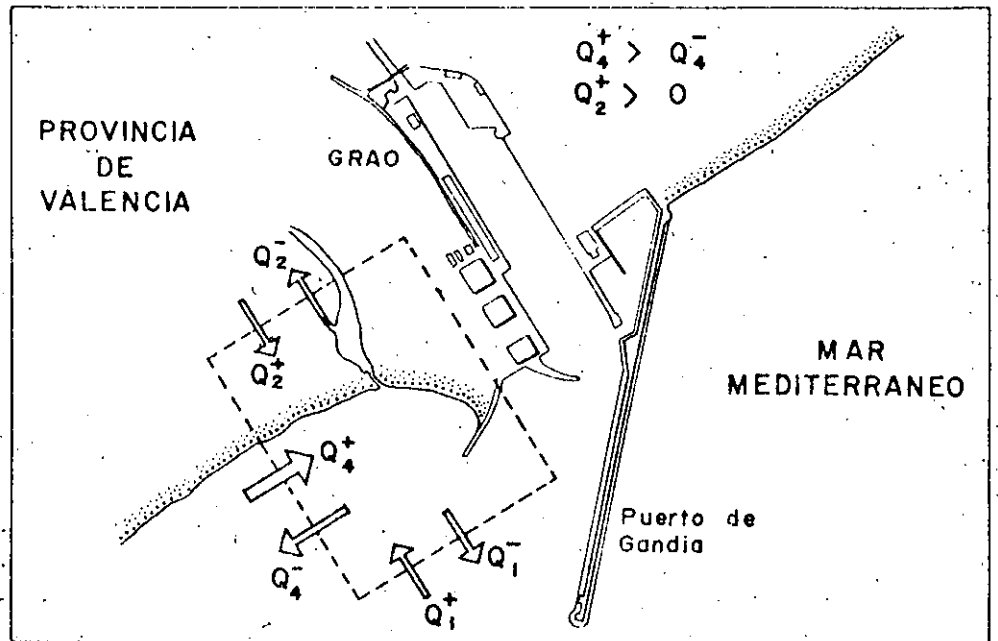
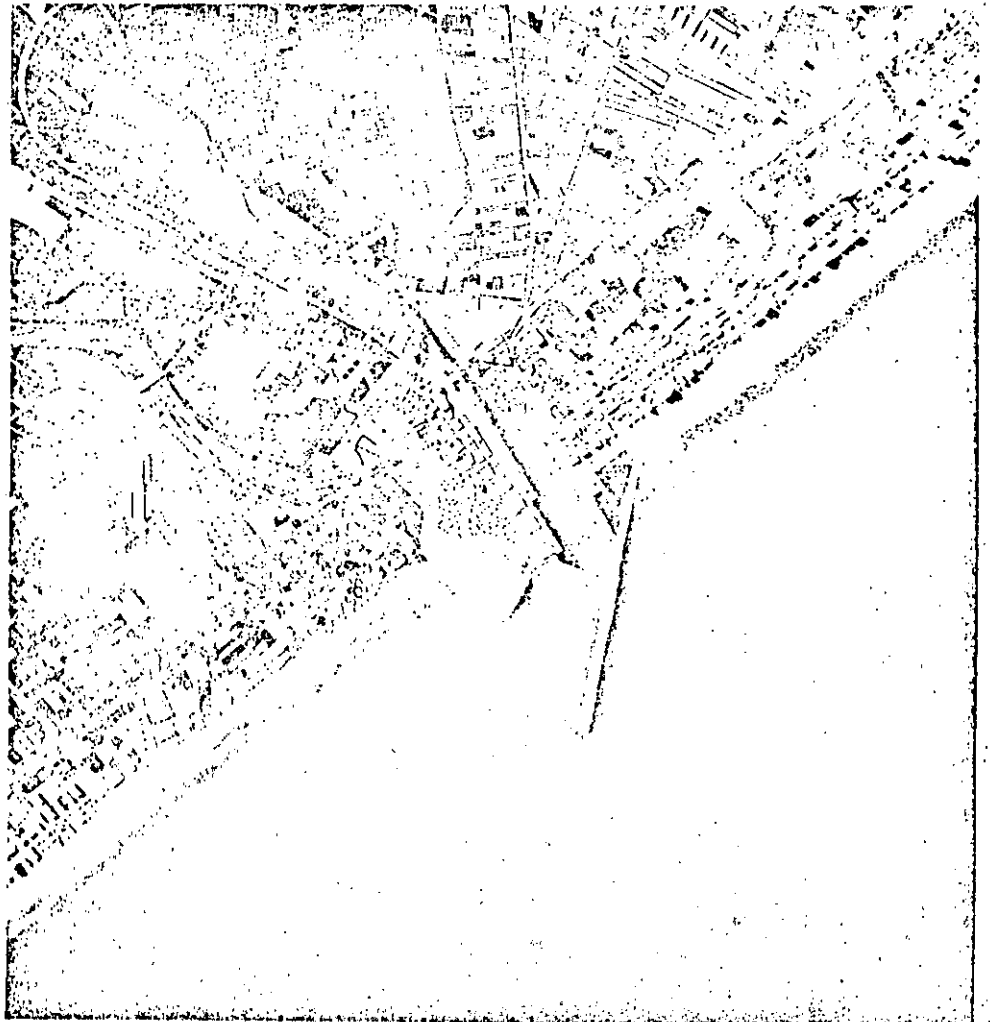


Fig. 241 b).—



Las *playas con doble apoyo*, bien natural en el caso de las bahías, ensenadas, etc. o bien artificial en el caso de campos de espigones, mantienen un equilibrio basado en la existencia de pérdidas laterales de sedimento (fig. 242). Sus únicas manifestaciones dinámicas en planta con los basculamientos hacia un extremo u otro y los avances o retrocesos de la orilla como consecuencia de los cambios estacionales del perfil de playa sumergida.

Fig. 242 a).—Playa encajada de Bastiaqueiro en la Ría de la Coruña

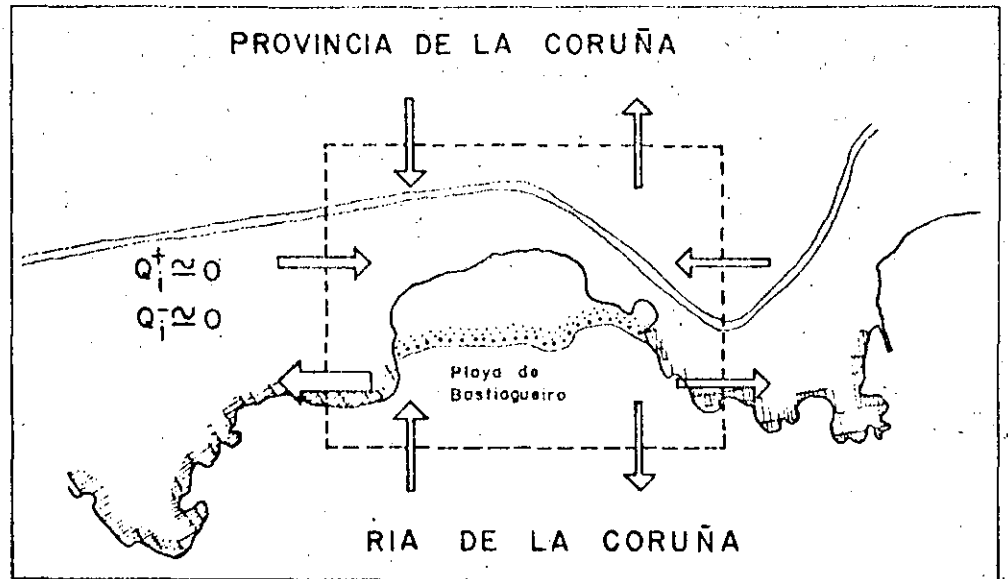
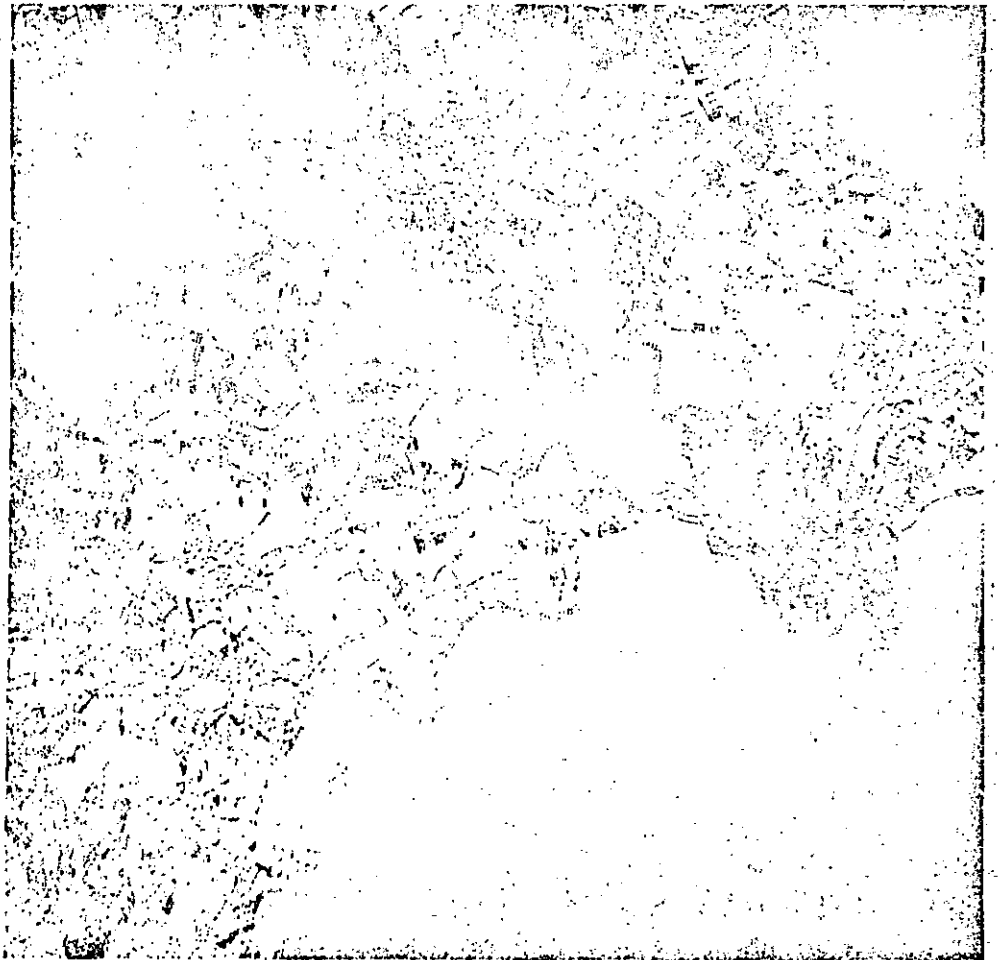


Fig. 242 b).—



La fuerte deposición de arena en la desembocadura de algunos rios provoca la formación de frentes deltaicos de forma variable según el oleaje (fig. 243).

Fig. 243 a).—Ramblas de Albuñol y Huarea (Granada)

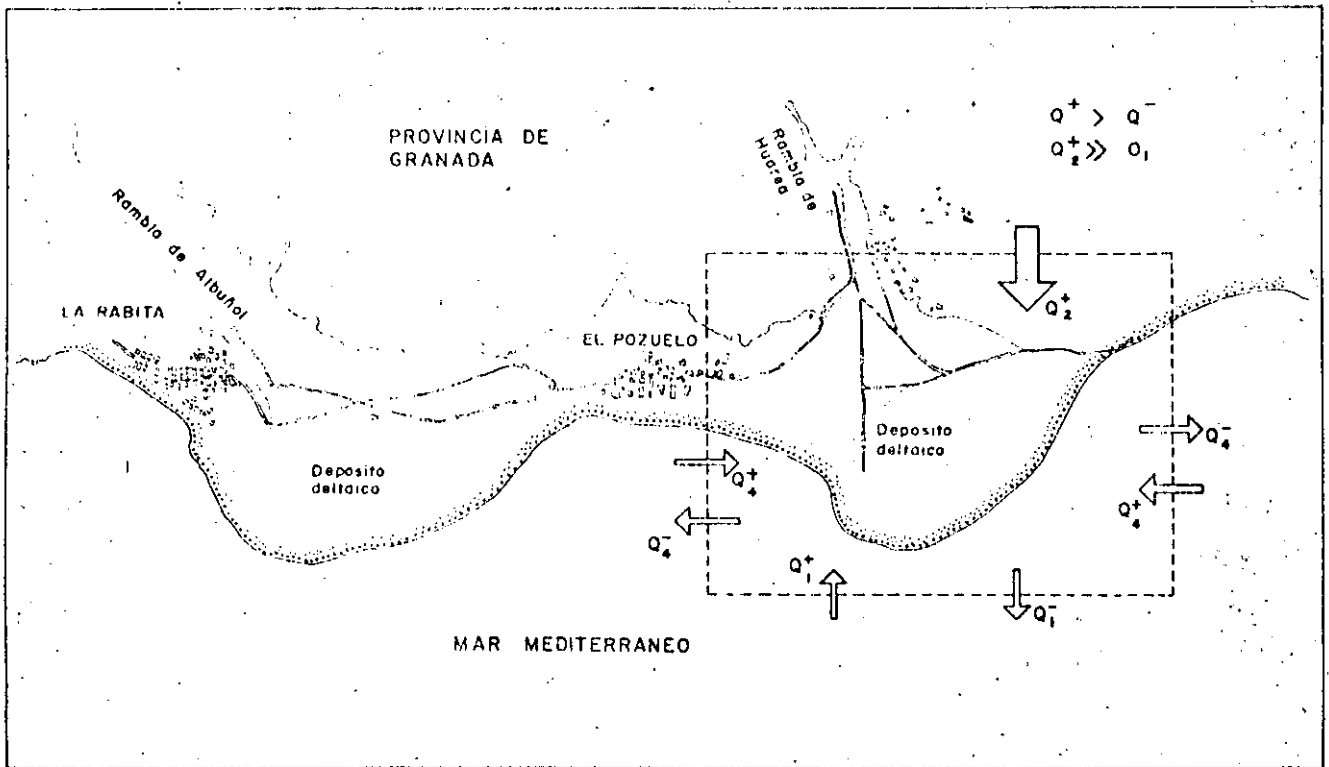
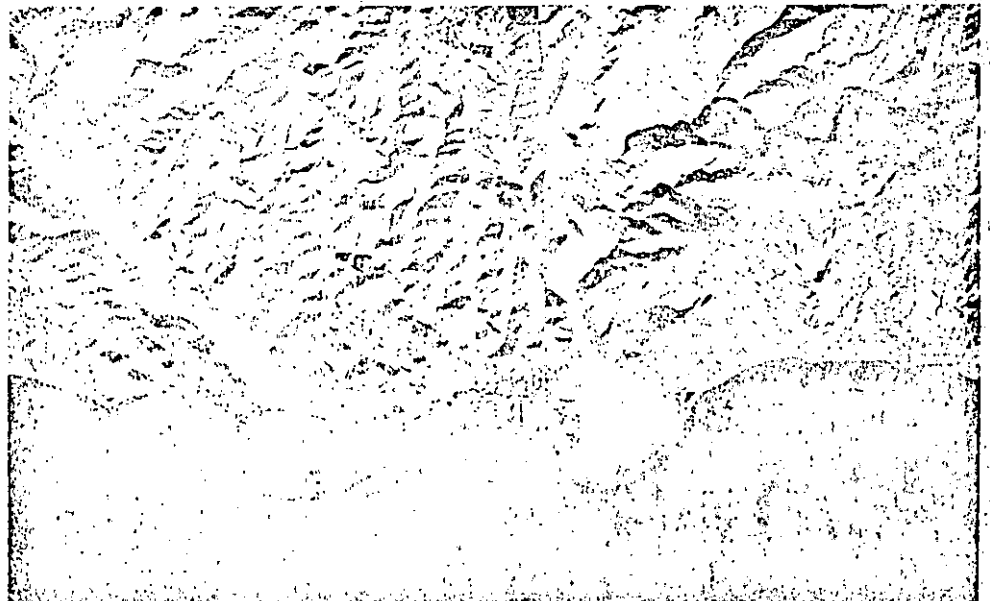


Fig. 243 b).—



138 Los estuarios y los cambios bruscos de orientación de la costa en zonas con gran transporte de arena son lugares propicios para la formación de flechas y barras sumergidas. El crecimiento de las mismas se debe a la confluencia en una dirección resultante de dos corrientes de origen distinto como pueden ser la fluvial y la marina (fig. 244).

Fig. 244 a).—Flecha de Punta Umbria (Huelva)

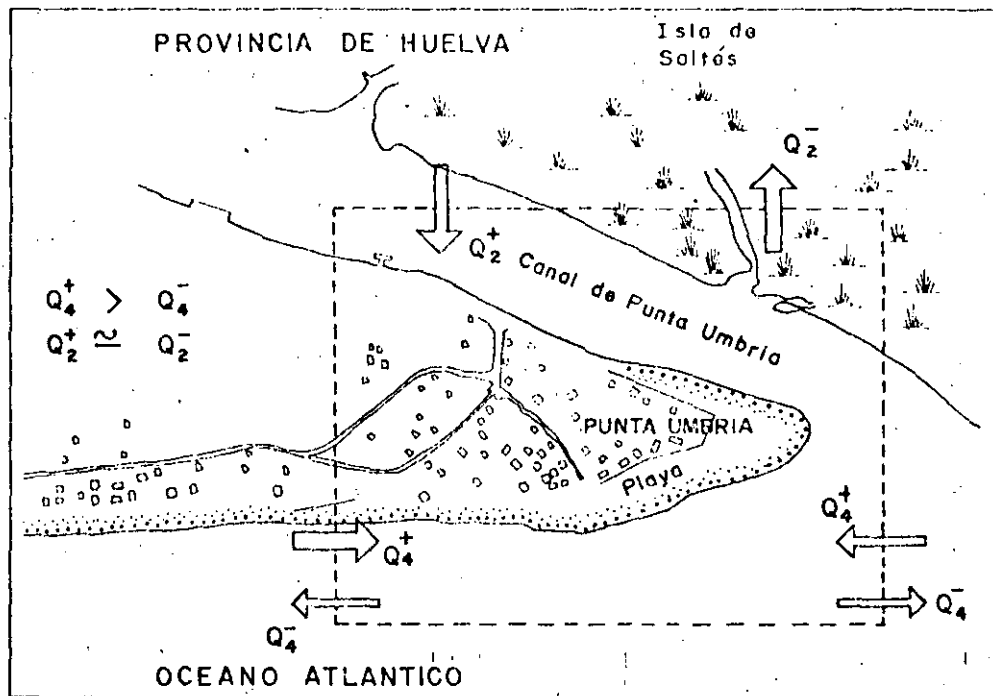
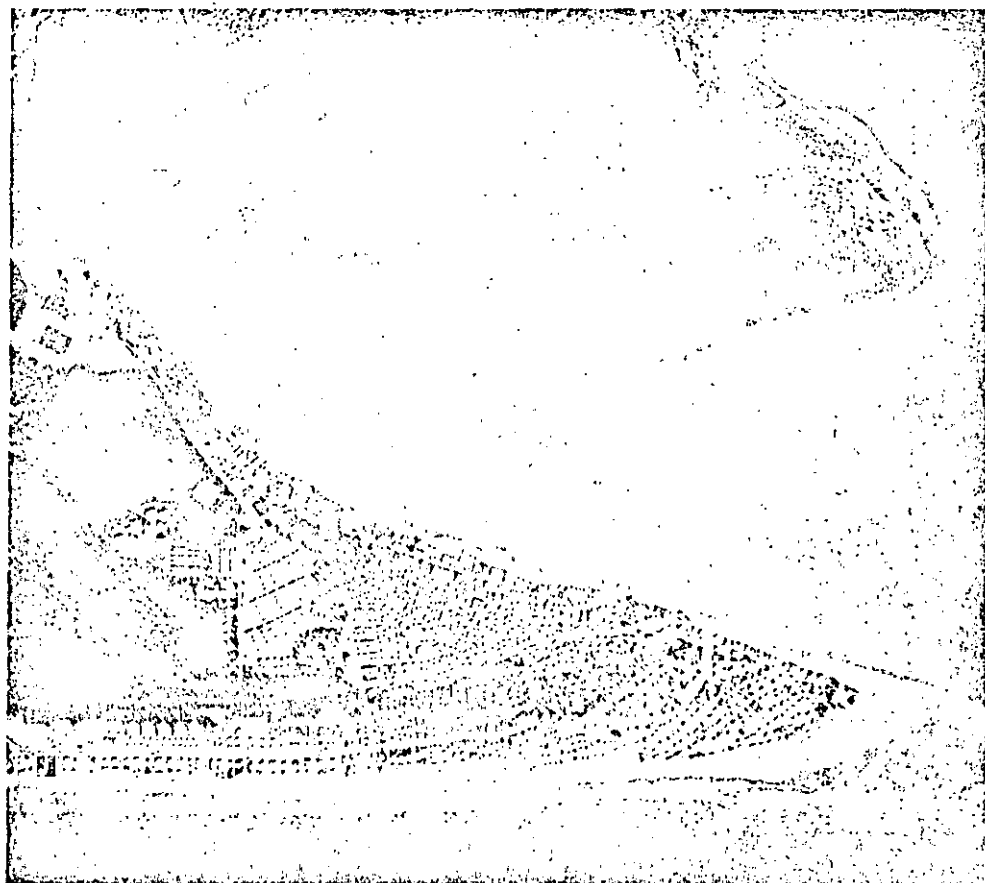


Fig. 244 b).—



139 Los obstáculos emergidos separados de la costa, el desarrollo del oleaje por el fenómeno de difracción creando tras de sí una zona abrigada en cuyas proximidades los sentidos e intensidades de las corrientes paralelas a la orilla pueden experimentar fuertes variaciones. El *tómbolo*, cuando la unión de la orilla y el obstáculo es completa y el *hemitómbolo*, cuando es incompleta, son las formas típicas creadas por este tipo de irregularidades (figs. 245, 246 y 247).

Fig. 245 a).—Hemitómbolo creado por el islote de Insua (Portugal)

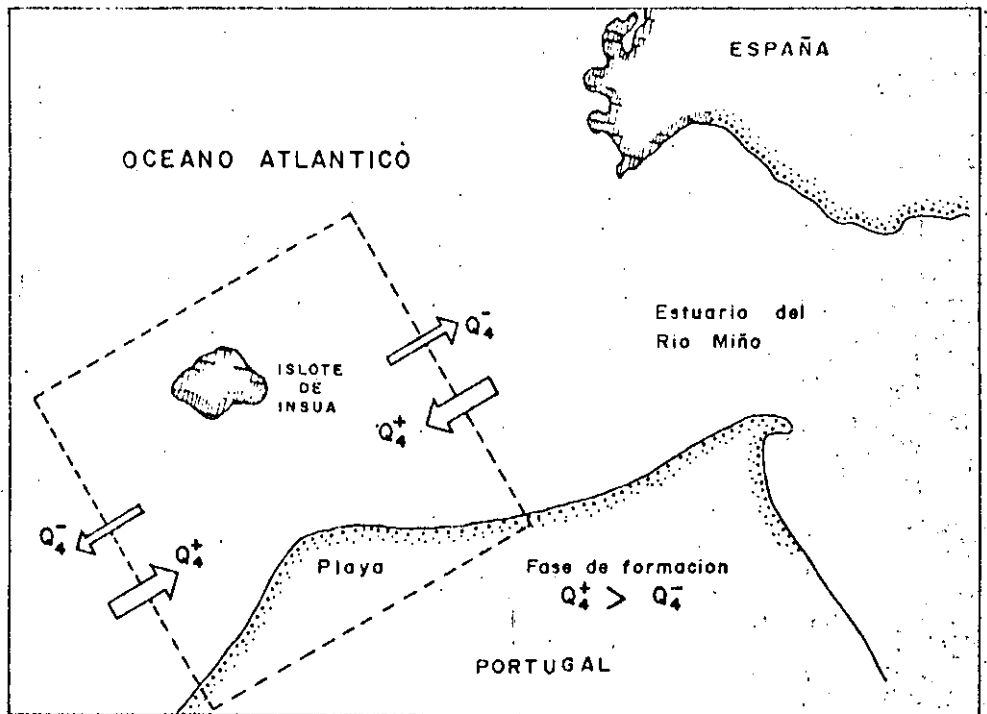


Fig. 245 b).—



Fig. 246 a).—Hemitómbolo creado por el puerto-ísla de Segur de Calafell.

140

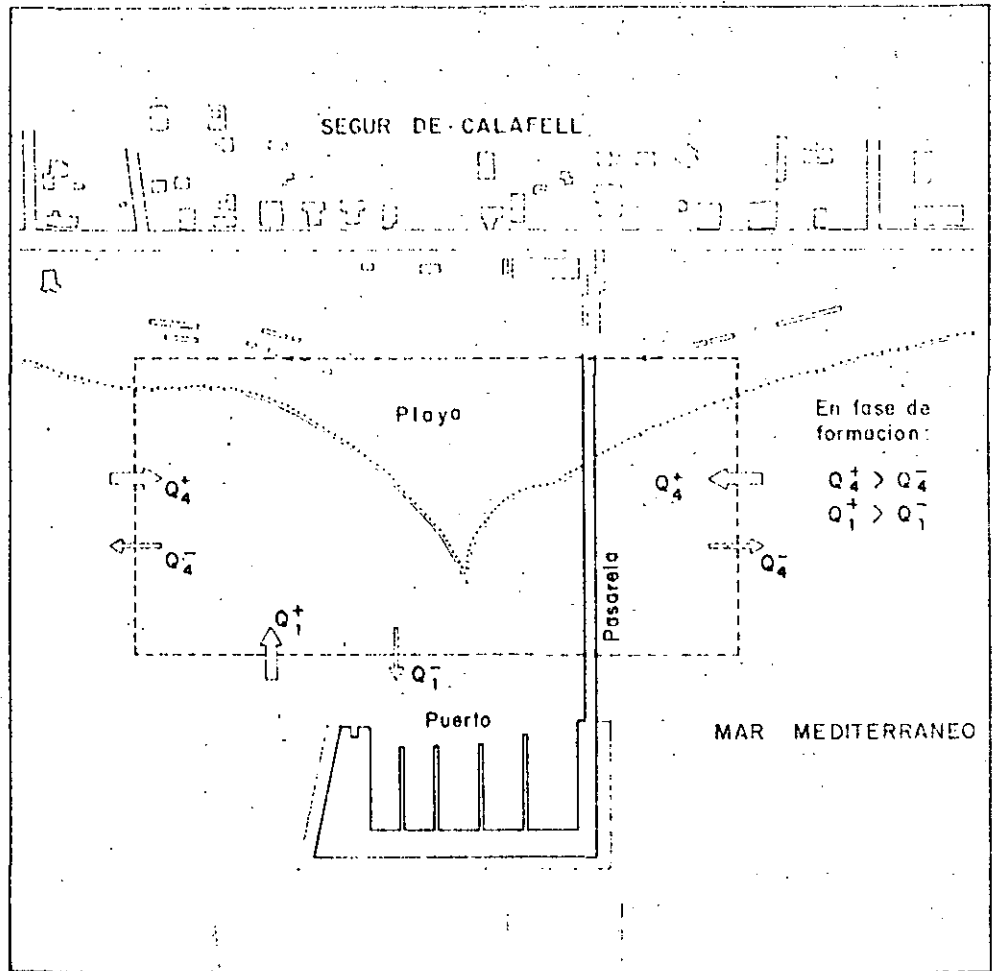


Fig. 246 b).—

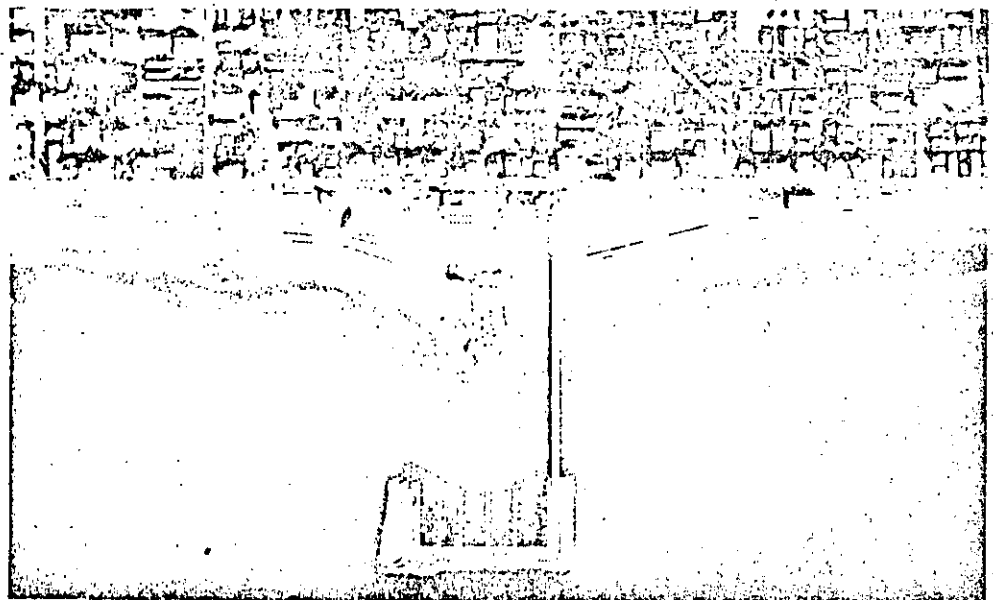


Fig. 247 a).—Tómbolo de Peñíscola (Castellón)

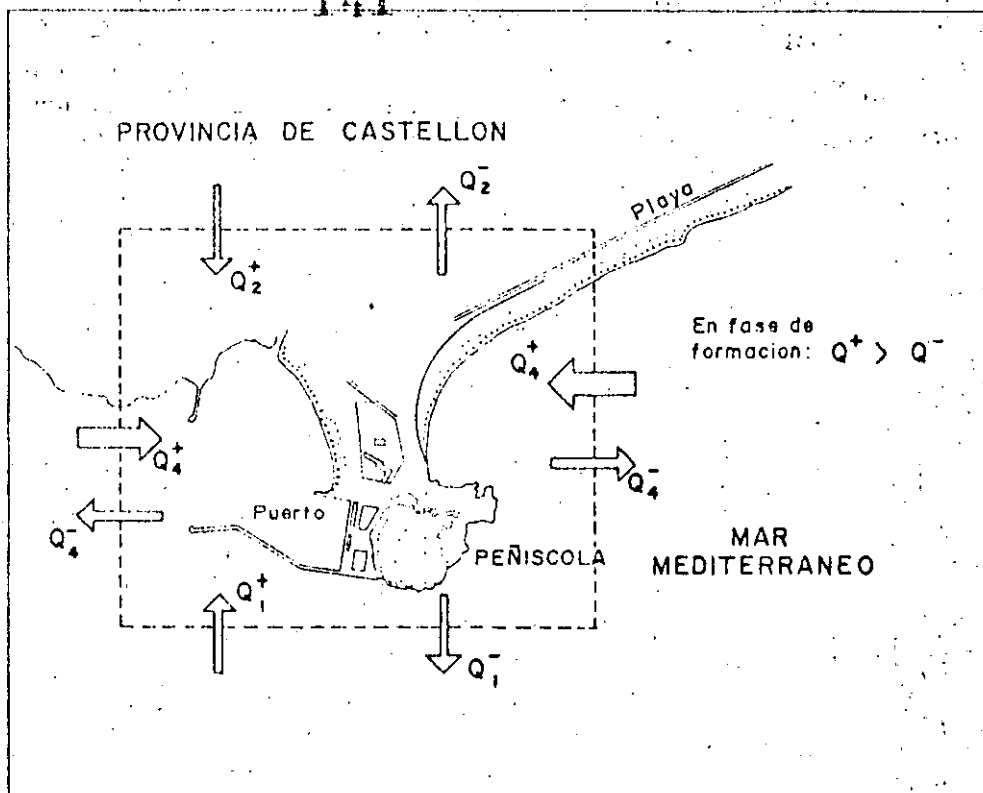
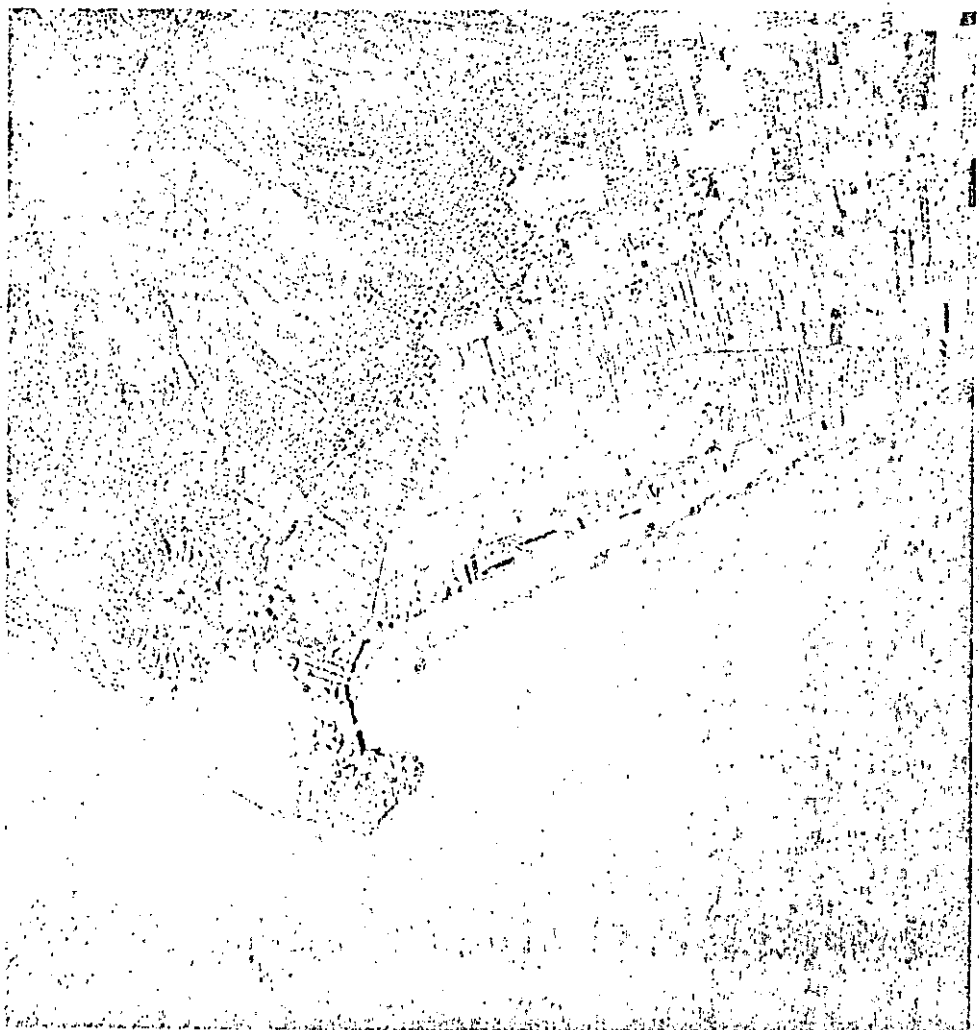


Fig. 247 b).—



4. Cuantificación de la capacidad de transporte sólido litoral

La correlación de las características del oleaje, de los sedimentos y de la capacidad del transporte longitudinal del mismo, ha sido y es objeto de investigación en numerosos laboratorios de todo el mundo. En principio se puede suponer que Q_s , capacidad de transporte sólido, es función de las siguientes variables:

$$Q_s = f(H, T, \alpha, \beta, \mu)$$

siendo:

H = altura de la ola.

T = periodo de la ola.

α = ángulo de incidencia del oleaje.

β = coeficiente geométrico de la playa.

μ = coeficiente morfológico del sedimento.

Evidentemente estas características variarán con el tiempo y con el lugar en cuestión, por lo que para el estudio de la capacidad de transporte sólido en una zona en particular será necesario acudir a procedimientos estadísticos.

Existen varias fórmulas mediante las cuales es posible la cuantificación de la capacidad de transporte. La mayoría de ellas, obtenidas por procedimientos teóricos o mediante ensayos en modelo reducido en laboratorio, están muy poco contrastadas en la realidad y los resultados obtenidos mediante su aplicación merecen muy poca confianza. Se van a exponer aquí, únicamente, dos de ellas, la propugnada por el portugués Castanho y la recomendada por el Coastal Engineering Research Center (C. E. R. C.). Ambas parten de la consideración energética del oleaje en su rotura.

4.1. Fórmula de Castanho

La energía, por unidad de tiempo y por unidad de longitud de playa, que se transmite paralelamente a la playa es:

$$P_l = \frac{E_b \cdot \sin \alpha_b}{T} \cos \alpha_b \quad (1) \text{ donde } E_b \text{ es la energía en las rompientes y } \alpha_b \text{ el ángulo de la línea de costa con las rompientes.}$$

Considerando que la fuerza necesaria para arrastrar el material es:

$$F = \gamma_s \cdot m_s \cdot \operatorname{tg} \theta;$$

θ = ángulo del talud natural del sedimento.

m_s = masa del sedimento.

$J_s = \frac{\rho_s - \rho}{\rho_s} \cdot g$, siendo ρ_s y ρ las masas específicas del sedimento y del agua, respectivamente.

Siendo U_s la velocidad media de transporte, la potencia consumida será:

$$P_c = \gamma_s \cdot m_s \cdot \text{tg} \theta \cdot U_s$$

Ahora bien, como el producto $m_s \cdot U_s$ representa el caudal sólido:

$$q_s = \frac{P_c}{\gamma_s \cdot \text{tg} \theta} \quad (2)$$

Por tanto de (1) y (2) se obtiene:

$q_s = \frac{E_b \cdot \text{sen} \alpha_b \cdot \cos \alpha_b}{T} \cdot \frac{S}{\gamma_s \cdot \text{tg} \theta}$ siendo S la fracción de energía que se disipa en rozamiento. Según la teoría de la onda solitaria $E_b = 2.2 \rho g H_b^3$ y por lo tanto:

$$q_s = \frac{2.2 \rho g H_b^3}{T} \text{sen} \alpha_b \cdot \cos \alpha_b \cdot \frac{S}{\gamma_s \cdot \text{tg} \theta}$$

Esta es la expresión de Castanho para el cálculo del caudal sólido a partir de valores en rotura (subíndice b). Reis de Carvalho, de acuerdo con la teoría de la onda solitaria y la ley de Snell, transformó la anterior expresión en otra en la que los valores de las distintas variables están referidos a profundidades indefinidas (subíndice 0):

$$q_s = 1.15 \frac{H_0^3}{T} \text{sen}^{5/2} \alpha_0 \cdot \text{sen} \alpha_0$$

Para utilizar estas expresiones es necesario asignar un periodo determinado, T , a cada altura de ola, H_0 . Para ello, se puede hacer la hipótesis simplificada de suponer que dentro de un cierto intervalo de alturas de ola se produce un periodo más frecuente. Conociendo, además, la distribución de porcentajes de las distintas alturas para cada rumbo, podremos aplicar la fórmula para cada H y T , hallando así el caudal de transporte sólido integrado en esa dirección.

144 Otra manera más simplista de utilizar estas expresiones consiste en hacer-equivaler el estado total del mar, en un periodo determinado, a una altura de ola y a un periodo medio, e introducir en la fórmula del caudal sólido estos valores.

Ejemplo: aplicación al caso de la flecha de Lobito (Angola):

Hipótesis:

$$H_b = 0,65 \text{ m.}$$

$$\text{Ola equivalente } T = 10 \text{ seg.}$$

$$\alpha_b = 25^\circ.$$

$$\rho_s = 2.600 \text{ kg/m}^3.$$

Por tanto:

$$p = \frac{2,2 \cdot g H_b^3}{T} \text{ sen } \alpha_b \cdot \text{cos } \alpha_b = 228 \text{ joules } \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{seg}^{-1}$$

$$\gamma_s = \frac{\rho_s - \rho}{\rho_s} \cdot g = 5,9 \text{ m. seg}^{-2}$$

$$\text{Para } \alpha_b = 25 \rightarrow S \approx 16 \%$$

Sustituyendo:

$q_s = 8,8 \text{ kg. seg}^{-1}$ y suponiendo un peso específico de la arena con huecos de 1.600 Kg/m^3 :

$$q_s = 180.000 \text{ m}^3/\text{año.}$$

4.2. Fórmula del C. E. R. C.

Está basada en la hipótesis de que el transporte sólido es directamente proporcional a la componente paralela a la costa del flujo de energía en la zona de rompientes. Su expresión, para las variables referidas a las rompientes es:

$$Q = 35,89 \cdot 10^5 \cdot H_b^{5/2} \cdot \text{sen } 2\alpha_b$$

siendo:

$Q =$ capacidad de transporte sólido ($\text{m}^3/\text{año}$).

$H_b =$ altura de ola en rotura (metros).

$\alpha_b =$ ángulo de las rompientes y la costa.

Para aplicar esta expresión con variables referidas a mar profundo se establece la siguiente hipótesis:

$-H_b = K_R \cdot K_s \cdot H_0$ en donde K_R es el coeficiente de refracción y K_s es el coeficiente de shoaling. ($K_s \sim 1,14^2$). El coeficiente de refracción viene dado por la teoría lineal de oleaje.

Se puede poner entonces:

$$Q = 20,46 \times 10^5 \cdot H_0^{5/2} (\cos \alpha_0)^{1/4} \cdot \text{sen } 2\alpha_0$$

Para la aplicación práctica de la fórmula es aconsejable obtener los valores medios de la función de ángulo para cada sector considerado en lugar de emplear el correspondiente a su bisectriz.

Una consideración fundamental a la hora de aplicar cualquiera de las expresiones analíticas mediante las que se obtiene el transporte sólido es que todas ellas están restringidas a los casos en que existe batimetría paralela y rectilínea y la línea de costa es, asimismo, sensiblemente recta. En los casos en que esta condición no se cumpla, es necesario el empleo de procedimientos auxiliares (planos de oleaje, hipótesis de rotura, etc.) que permitan la correcta utilización de las fórmulas relativas a rompientes, que son las que han sido contrastadas con ensayos en laboratorio y en la naturaleza.

Ejemplo: Playa rectilínea de batimetría paralela y rectilínea, orientada en dirección E-O.

Datos: Las observaciones efectuadas periódicamente a lo largo de un año y según las distintas direcciones en mar profundo han sido:

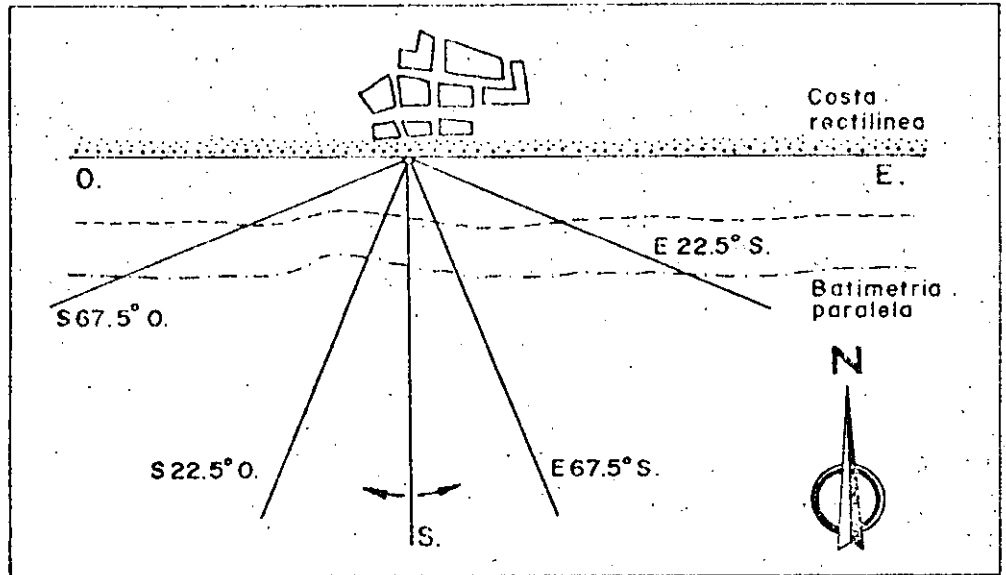
H_{10}	N	NE	E	SE	S	SO	O	NO	
0.50	15	7	5	14	8	7	13	23	
1.00	10	3	3	12	5	4	10	12	
1.50	4	2	1	7	3	3	5	6	
2.00	1	1	—	4	1	1	1	3	
3.00	1	—	—	2	—	—	1	2	
3.50	—	—	—	1	—	—	—	2	
4.00	—	—	—	—	—	—	—	—	
TOTAL	31	13	9	40	17	15	30	48	203

Calmas: 83. TOTAL OBSERVACIONES: 203 + 83 = 286

Solución: La costa está abierta a los sectores que van desde el E. hasta el O. en sentido horario. Por lo tanto se verá afectada por los siguientes sectores:

- E – E 22,5° S (1/2 E)
- E 22,5° – E 67,5° S (NE)
- E 67,5° S – S 22,5° O (S)
- S 22,5° O – S 67,5° O (SO)
- S 67,5° O – O (1/2 O)

Fig. 248.--Sectores direccionales de oleaje seleccionados



De la tabla de observaciones se obtiene las frecuencias respecto del total de las mismas en los sectores implicados.

Frecuencias en %					
H ₀	E	SE	S	SO	O
0.50	1.75	4.89	2.79	2.45	4.54
1.00	1.05	4.19	1.75	1.40	3.50
1.50	0.35	2.45	1.05	1.05	1.75
2.00	—	1.40	0.35	0.35	0.35
2.50	—	0.70	—	—	0.35
3.00	—	0.35	—	—	—
3.50	—	—	—	—	—
TOTAL	3.15	13.98	5.94	5.25	10.49

Al estar los datos referidos a las características del oleaje en mar profundo se utiliza la expresión:

$$Q = 20,46 \times 10^5 \times H_0^{5/2} (\cos \alpha_0)^{1/4} \cdot \text{sen } 2\alpha_0$$

Para obtener el valor medio de la función del ángulo $F(\alpha_0) = (\cos \alpha_0)^{1/4} \cdot \text{sen } 2\alpha_0$ en cada sector integramos la misma dentro de los límites de dichos sectores.

$$147 \quad V_m F(\alpha_0) = \frac{1}{(\alpha_1 - \alpha_2) \cdot \frac{\pi}{180}} \int_{\alpha_1}^{\alpha_2} F(\alpha_0) d\alpha_0 \text{ teniendo en cuenta que } \alpha_0 \text{ es el}$$

ángulo entre el frente de ola den la dirección considerada y la línea de costa.

En el caso del ejemplo:

Valores de $V_m F(\alpha_0)$						
	E	SE	S		SO	O
	90-65.5	67.5-22.5	22.5-0	0-22.5	22.5-67.5	67.5-90
$V_m F(\alpha_0)$	0.261	0.816	0.370	+0.370	+0.816	+0.261

Para el sector direccional S se ha tenido que considerar dos subsectores ya que se encuentra dividido por la normal a la playa en cuestión y por tanto el transporte sólido impulsado por el oleaje de cada uno de estos subsectores tendrá sentido contrario.

Entrando en la fórmula con los valores de H_0 , $V_m F(\alpha_0)$ y multiplicando por la frecuencia de cada una de las alturas en cada dirección se tienen los siguientes resultados parciales:

Capacidad de transporte sólido (m ³ /año)						
H_0	E	SE	S ₁	S ₂	SO	O
0.50	826	14.432	1.867	+1.867	+7.231	+2.143
1.00	2.804	69.954	6.624	+6.624	+23.374	+9.345
1.50	2.575	112.717	10.952	+10.952	+48.307	+12.876
2.00	--	132.221	7.494	+7.494	+33.055	+5.287
2.50	--	115.490	--	--	--	+9.235
3.00	--	91.089	--	--	--	--
3.50	--	--	--	--	--	--
TOTAL	+6.205	+535.903	+26.937	+26.937	+111.967	+38.886

El sentido de transporte del sedimento impulsado por oleaje de los sectores E, SE, y S₁ será hacia el Oeste mientras que el correspondiente a S₂, SO y O será hacia el Este.

Por tanto:

Transporte hacia el Oeste: 569.045 m³/año.

Transporte hacia el Este: 177.790 m³/año.

El transporte bruto o capacidad total de transporte por oleaje en la zona será la suma de los resultados anteriores, es decir:

Transporte bruto = $569.045 + 177.790 = 746.835 \text{ m}^3/\text{año}$, mientras que el transporte neto, que ofrece el sentido resultante del movimiento de la arena, será la diferencia entre ambas cantidades.

Transporte neto: $569.045 - 177.790 = 391.255 \text{ m}^3/\text{año}$ hacia el Oeste.

En el anterior ejercicio se han introducido dos conceptos nuevos: transporte bruto y transporte neto. El primero de ellos representa la suma de las cantidades de transporte litoral motivada por la incidencia de oleaje de todos los sectores direccionales a los que está expuesta la zona en estudio, hacia la izquierda y hacia la derecha de dicha zona en un periodo de tiempo determinado.

$$Q_b = Q_d + Q_i$$

El transporte neto, en cambio, es la diferencia entre el transporte con resultante hacia la derecha y el que tiene resultante hacia la izquierda.

Es fundamental tener presente que las fórmulas de Castanho y del C. E. R. C. dan la capacidad de transporte de oleaje y no el transporte sólido que realmente existe ya que éste estará condicionado al volumen y distribución de la arena existente en la playa sumergida, así como a la existencia de singularidades en la zona de transporte.

En definitiva, la cuantificación del transporte sólido litoral, necesaria para el correcto análisis de la mayoría de los problemas costeros, requiere, para cada caso particular, un estudio orientado en las siguientes premisas:

1. El mejor método de cuantificación es el derivado del estudio de un modelo natural próximo y de similares características, en el caso de que exista.
2. Si las cantidades deducibles de sitios cercanos no son conocidas, conviene computarlas con datos fiables que muestren los cambios históricos en la topografía de la zona litoral (cartas náuticas, sondeos batimétricos, registros de dragado, etc.).
3. En el caso de no ser aplicables los anteriores procedimientos, conviene recurrir a la estimación del transporte litoral mediante fórmulas analíticas. Este procedimiento, si bien más rápido que los anteriores, adolece de menor exactitud.
4. La aplicación conjunta de los tres procedimientos ofrece una visión más completa del problema y una mayor fiabilidad en los resultados.

Defensa de
costas



En el capítulo anterior se ha visto el proceso dinámico que experimenta el borde litoral. El movimiento de los sedimentos da lugar a estados de déficit, equilibrio o superávit respecto al volumen de los mismos existentes en las distintas zonas. En los lugares donde se produzca una prolongada situación deficitaria aparecerán erosiones en la línea de costa de efectos indeseables.

Desde el punto de vista del técnico los problemas costeros se pueden agrupar en cuatro categorías:

- estabilización o regeneración de la línea de costa;
- protección de las zonas costeras interiores;
- estabilización de desembocaduras;
- protección de puertos o dársenas.

Las técnicas empleadas en la resolución de estos problemas han evolucionado con el transcurso del tiempo. En los últimos años el campo de la ingeniería costera se ha enriquecido notablemente con el intercambio de conocimientos y prácticas utilizadas en los distintos países. Las condiciones particulares de cada lugar han ido guiando la técnica desarrollada en el mismo hacia aspectos concretos cuya validez está circunscrita a los tipos de problemas presentados.

Ante el análisis de cualquiera de estos problemas costeros, el técnico ha de tener presente siempre los siguientes principios:

- a) La protección de la costa no implica necesariamente la defensa de la misma, ya que a veces es conveniente tomar la iniciativa a la acción del oleaje mediante regeneraciones o mejoras del estado actual.
- b) Es preferible acometer la resolución de problemas generales que hacerlo con los locales. Conviene tener una visión amplia que contemple zonas extensas de litoral.
- c) Antes de tomar medida alguna es necesario analizar los efectos que su puesta en práctica puede causar en las zonas de mar adentro, tierra adentro y a un lado y otro de la orilla. Hay que evitar por todos los medios que la corrección de un problema en una zona genere con el tiempo situaciones negativas en zonas próximas.
- d) Las costas y las playas representan un bien público de alto valor social y estético. Cualquier obra o actuación que se efectúe sobre ellas ha de tener una calidad en consonancia con el ámbito que la rodea.

2. Medidas de defensa y regeneración de costas y playas. Función y características

De una manera general se pueden clasificar las medidas de protección costera en las cuatro clases siguientes:

- defensas longitudinales;
- espigones y diques;
- defensas exentas;
- alimentación artificial.

Las actuaciones de defensa de costa estarán compuestas casi siempre por la adopción de uno o varios tipos combinados de estas cuatro clases de obras.

Las defensas longitudinales son aquellas que se disponen sobre la misma costa o a una distancia muy pequeña y a lo largo de la misma.

Los espigones y diques son obras, en las que predomina normalmente su dimensión perpendicular a la costa, que se introducen en el mar.

Las defensas exentas pueden ser, bien normalmente longitudinales o bien perpendiculares a la costa, pero no están unidas a tierra, quedando separadas por un brazo más o menos ancho de agua.

Por último, la alimentación artificial, por sí sola, carece de obras permanentes limitándose a ser una aportación de árido nuevo a la playa.

Tal como indica el profesor Bruun, todos estos tipos, en casi todas sus variadas formas, son las acciones artificiales practicadas por el hombre como correspondencia a formas existentes en la naturaleza.

Naturaleza	Hombre
Acantilado	Muro
Arrecife	Pies sumergidos
Islas	Islas-plataforma
	Diques emergidos
Cabos o puntas	Espigones
Algas	Rompeolas flotantes
Aportes naturales	Alimentación artificial
(ríos, vientos, etc.)	
Conos deltaicos	Rellenos artificiales

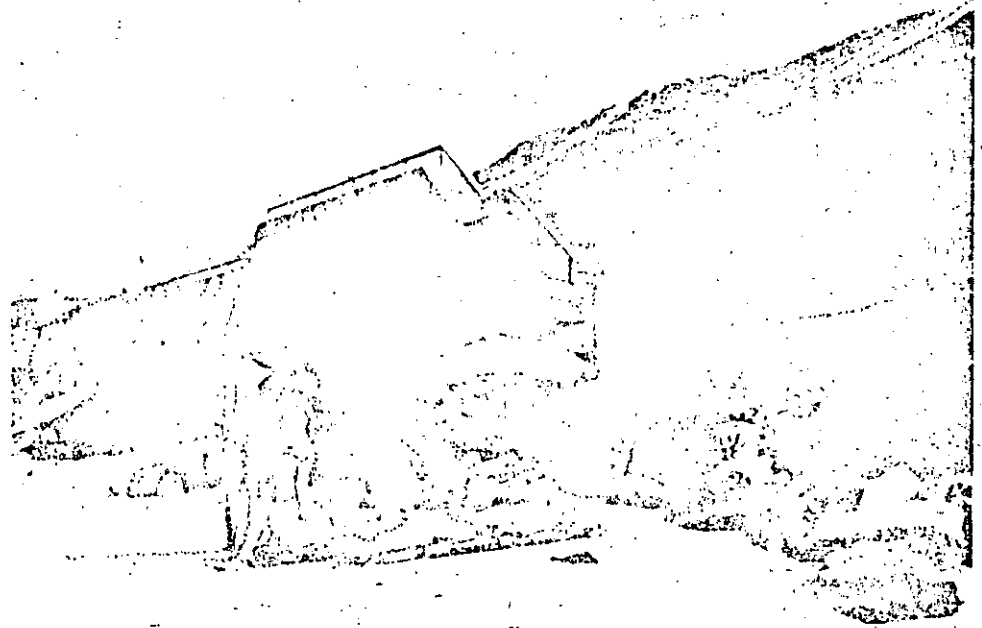
El técnico costero ha de fijarse con especial atención en los procesos naturales que se han producido en las zonas litorales. La naturaleza es un escenario en donde se producen tanto éxitos como fracasos en el aspecto de protección de las costas. De su observación se desprenden, a menudo, interesantes conclusiones a la hora de concebir y diseñar medidas artificiales de defensa.

2.1. Defensas longitudinales

Estos sistemas de defensa tienen como finalidad principal la de proteger la parte superior de las playas y los terrenos posteriores. Se pueden clasificar en tres tipos: muros, revestimientos y dunas.

Tanto su forma como el grado de rugosidad de su superficie influyen notablemente en una de las principales características funcionales del muro como es su poder reflejante. El coeficiente de reflexión del muro, que es la relación entre la altura de ola incidente y la reflejada, aumenta con la pendiente del paramento exterior del muro y con su lisura. Un alto coeficiente de reflexión no es deseable ya que la superposición de olas incidentes y reflejadas puede dar lugar a fuertes socavaciones o erosiones en las zonas próximas a la obra, que pongan en peligro la estabilidad de la misma.

Fig. 251.—Erosión y destrucción del pie del muro por causa de un temporal



Por ello, es frecuente ver al pie de los muros verticales unos refuerzos o pies de escollera a fin de aminorar la reflexión y evitar el descalce de los muros.

Los materiales de construcción más comunes empleados en muros son el hormigón, la escollera y los gaviones, mientras que en las pantallas los generalmente usados son las tablestacas metálicas o de madera y las planchas de hormigón. Según sea el material empleado se pueden clasificar los muros en permeables e impermeables. En los primeros hay que tener en cuenta el drenaje de los terrenos que contiene el muro y en los segundos conviene disponer un filtro que evite el paso de los materiales más finos a través del muro.

2.1.2. Revestimientos

El revestimiento consiste en un paramento inclinado de material resistente construido para proteger un terraplén, la zona superior de una playa, la margen de un río o un escarpe dunar contra la erosión del oleaje, y para evitar la recesión de la costa.

Tanto en el caso de los revestimientos como en el de los muros hay que tener en cuenta dos matices:

— La protección del terreno posterior a la obra solamente es efectiva en la longitud de costa que ocupa la propia obra de defensa. Por tanto no es posible esperar una estabilización de la costa en las zonas exteriores a la estructura, sino que más bien, en los tramos contiguos, es probable la aparición de erosiones como consecuencia del oleaje reflejado en la obra.

— La contención de los materiales ejercida por los muros y los revestimientos reduce el movimiento transversal de los sedimentos y por tanto dificulta la formación de las barras sumergidas. Este hecho, unido a la socavación por efecto de la reflexión, provoca, a menudo, y si no se toman medidas de prevención, el paulatino escarpamiento del área costera situada en frente de la estructura con efectos perniciosos a medio o largo plazo.

Examinando el desarrollo de este tipo de defensas hasta el momento presente se pueden dividir éstas en dos grupos principales: revestimientos rígidos, como el construido en hormigón in situ en Inglaterra (fig. 252), y los revestimientos flexibles de escollera o piezas de hormigón ensambladas (fig. 253). Los primeros pro-

Fig. 252.—Revestimiento de tipo rígido

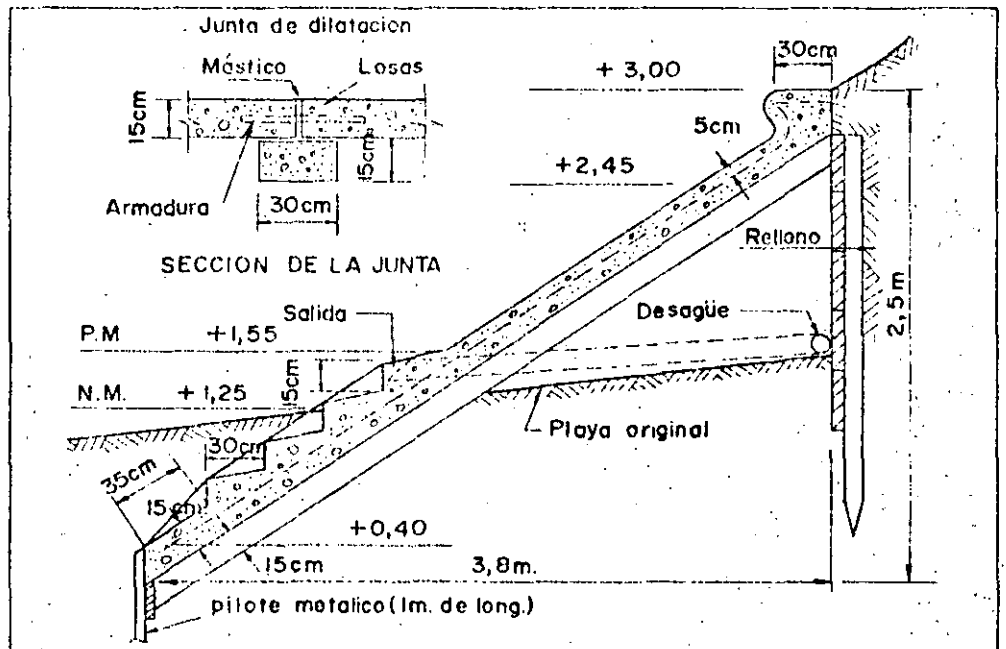
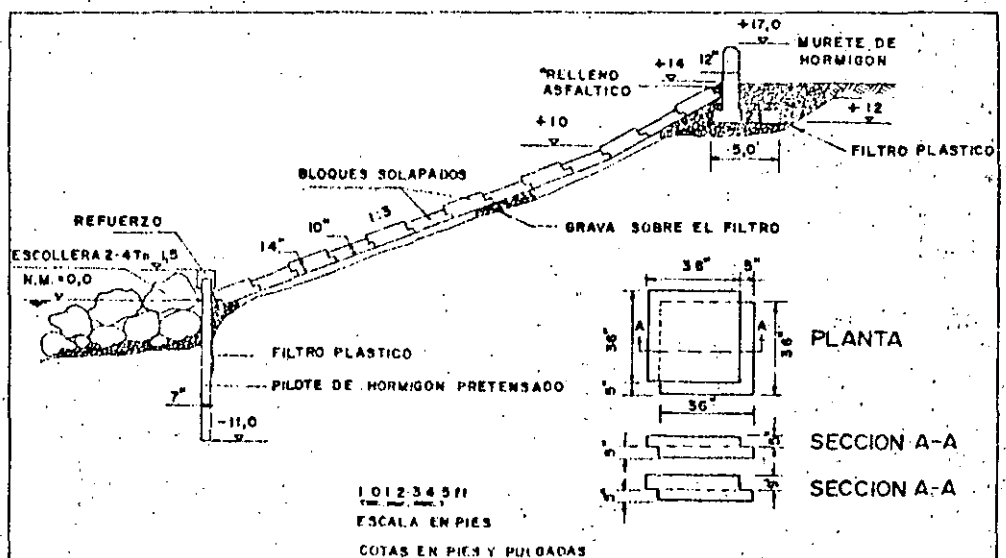


Fig. 253.—Revestimiento de las losas de hormigón solapadas



porcionan una buena protección pero exigen ser construídos en seco. El tipo flexible, además, reúne las ventajas de que puede tolerar consolidaciones o movimientos diferenciales sin pérdida de su solidez y de absorber las subpresiones hidrostáticas generadas por la acción del oleaje.

El empleo de los revestimientos flexibles ha adquirido gran auge en los últimos años, sobre todo en EE. UU., donde se han desarrollado una gran variedad de tipos construídos con diferentes materiales: escollera, asfalto, losas o bloques de hormigón, gaviones, anillos, neumáticos, sacos y tubos de arena, tejidos sintéticos, etc.

En su diseño, no obstante, es necesario disponer de un sistema de filtro que evite la pérdida del material suelto sobre el que se asienta y la probable ruina de la obra (fig. 254).

Fig. 254.—Rotura completa de un revestimiento flexible



2.1.3. Dunas

La protección ejercida por las dunas naturales sobre los terrenos posteriores hace que la reproducción artificial de dunas se pueda considerar como un sistema de defensa más. Las ventajas de este tipo de protección son las de su economía, durabilidad y estética.

La formación de una duna se genera cuando un obstáculo provoca la detención de los granos de arena. Por efecto del viento se produce el paso de los granos a través de la cresta de la duna hacia su cara protegida, motivando un paulatino desplazamiento de la misma. Por otro lado, las dunas costeras están expuestas a la acción destructiva del mar en los casos de grandes temporales. Todo ello hace que para construir una barrera de dunas como sistema de defensa costero sea necesario atender tanto a su formación como a su estabilización.

Fig. 255.—Espectacular campo de dunas costeras en Doñana (Huelva)



Existen dos métodos principales de formación de dunas:

- mediante empalizadas;
- mediante repoblación vegetal.

El primer sistema se basa en la disposición de empalizadas de diversos tipos, telas metálicas, vallas de madera, filtros de plástico, etc., que provoquen la deposición de los granos de arena transportados por el viento.

Las recomendaciones generales de este tipo de defensa se inclinan por la disposición de empalizadas rectilíneas, paralelas a la costa, suficientemente alejadas del ataque directo de las olas mayores y con un índice de huecos próximo al 50 %.

La repoblación de plantas en la zona de dunas está destinada principalmente a la fijación de la arena, y se puede efectuar bien por trasplante o bien por siembra de algunas especies, como la *amphiphila arenaria*, resistentes a los ambientes salinos y secos.

2.2. Espigones

Un espigón es una estructura diseñada para regenerar las playas en vías de extinción o bien proteger de posibles erosiones las ya existentes. En él predomina la dimensión normal a la costa sobre la paralela y puede construirse aisladamente o incluido en un conjunto formando un campo de espigones.

Su objetivo es el de captar la arena transportada por el oleaje e impedir la pérdida de arena existente en la playa.

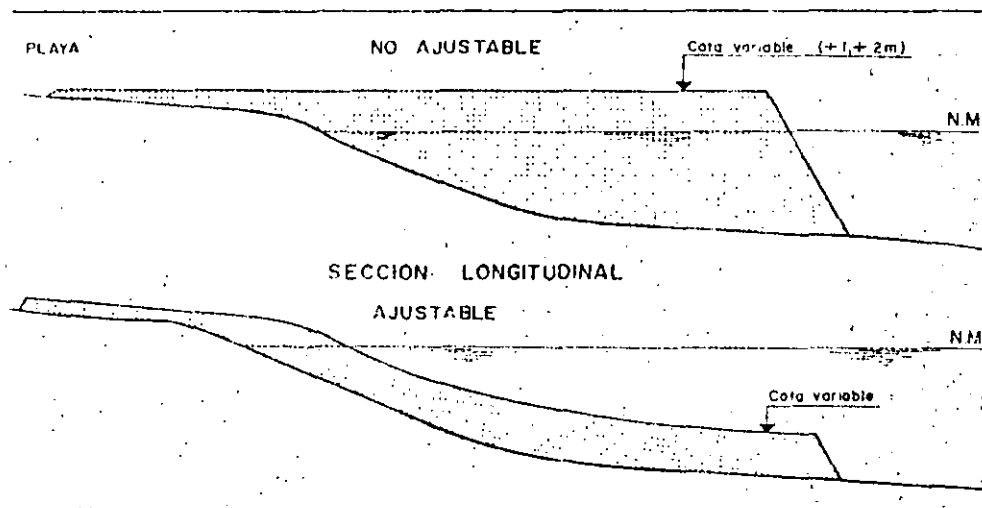
2.2.1. Tipos de espigones Existen numerosos tipos de espigones que se pueden clasificar atendiendo a dos aspectos principales: su forma —en perfil y planta— y la clase de materiales o elementos de que están contruidos.

Por su forma en perfil (fig. 256), se dividen en:

Ajustables: cuando se adaptan a la pendiente de la playa.

No ajustables: cuando mantienen su coronación a cota constante o casi constante.

Fig. 256.—Ajustabilidad de espigones

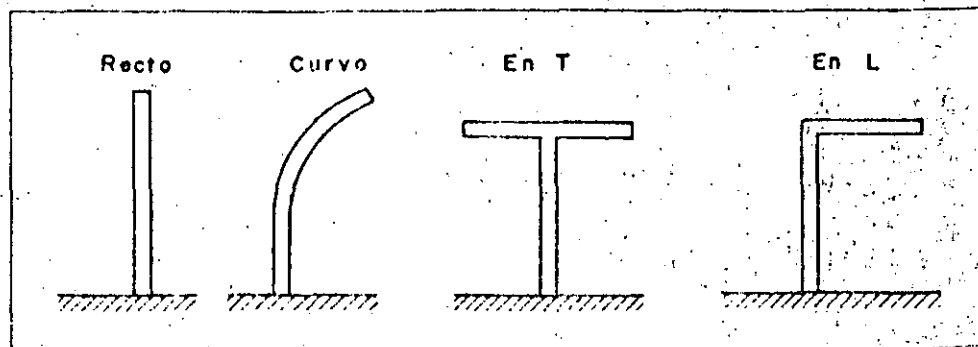


Por su forma en planta (fig. 257), se dividen en:

— simples: cuando mantienen una alineación sin ramificaciones o cambios bruscos. Dentro de este tipo están los espigones normales, oblicuos, quebrados y curvos;

— compuestos: cuando tienen ramificaciones o presentan cambios bruscos de alineación. Entre éstos se encuentran los espigones en T, en Y, y en L.

Fig. 257.—Formas en planta usuales de espigones

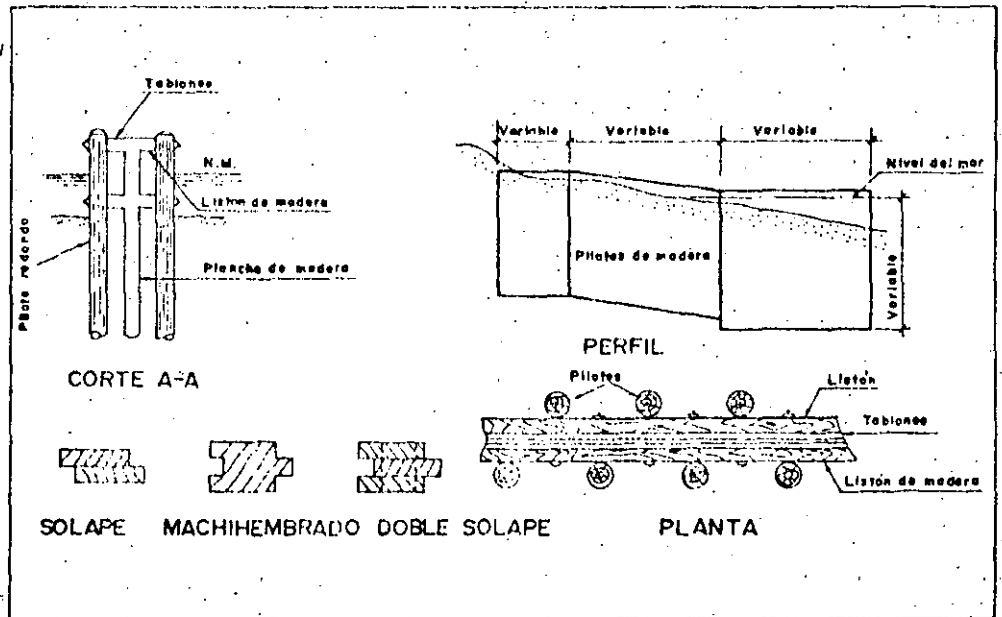


Los materiales de constitución de los espigones sirven, asimismo, para agrupar la amplia gama de espigones en unos cuantos grupos. Los regularmente empleados son los siguientes:

— *Madera:*

Su uso es casi exclusivo para el caso de espigones cortos en playas. Son económicos y fácilmente desmontables pero de corta vida.

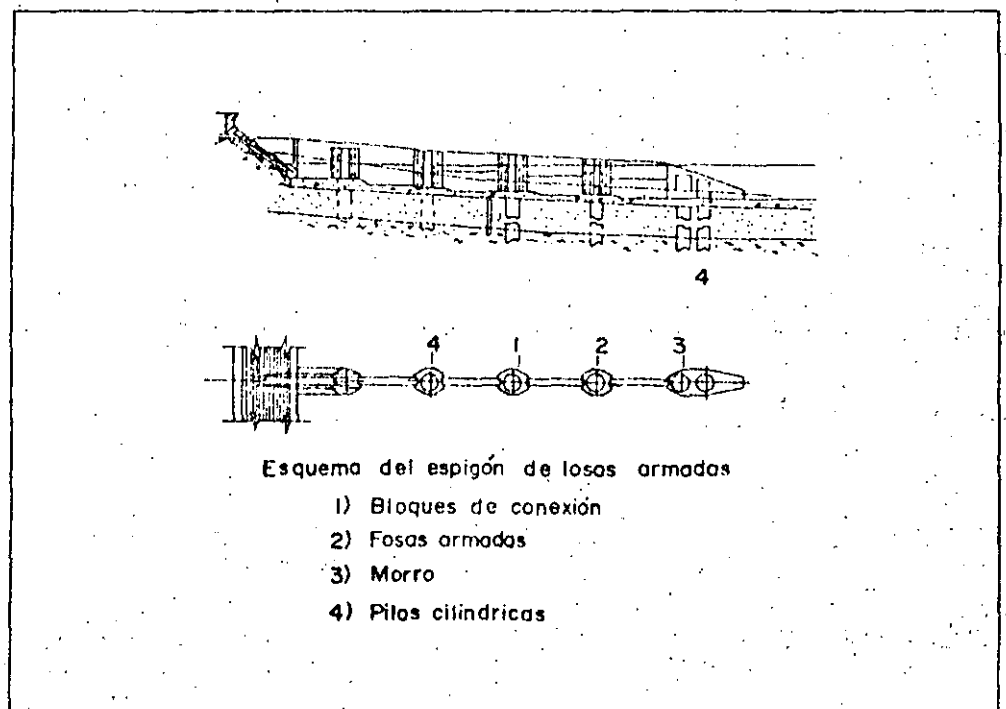
Fig. 258.—Espigón de pilotes y planchas de madera



— *Hormigón armado:*

Las pantallas o losas de hormigón armado se disponen entre pilotes o pilas de hormigón. Este tipo de espigón es fácilmente desmontable si bien puede tener problemas en su cimentación.

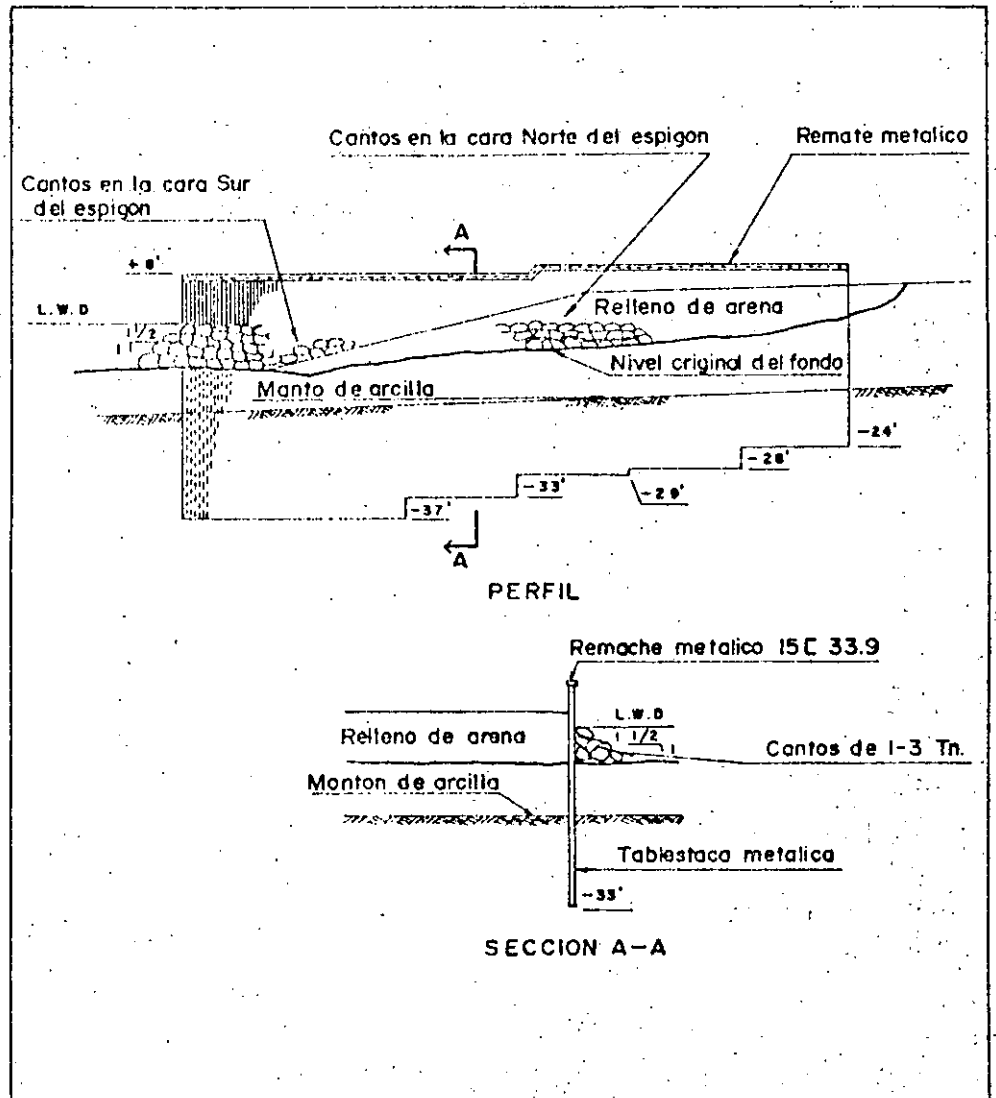
Fig. 259.—Espigón construido mediante pantallas prefabricadas de hormigón



— *Tablestacas metálicas:*

Su montaje y desmontaje exige la utilización de maquinaria especial que encarece su coste. Plantea asimismo problemas de corrosión.

Fig. 260.—Espigón de tablestacas en voladizo



— *Gaviones metálicos*

Su empleo se centra en casos de espigones cortos y de urgente construcción.

— *Escollera:*

Son los más comunes, debido a su sencillo y barato proceso de construcción. Constan fundamentalmente de un núcleo de "todo uno" de cantera y de un manto exterior de escollera de peso adecuado a las solicitaciones del oleaje en cada caso. Algunas veces es necesaria una capa intermedia de escollera de tamaño inferior al manto que sirva de filtro para el material del núcleo.

Por necesidades constructivas es conveniente la coronación del núcleo a una cota mínima de +0,40 sobre N. M. a fin de que sirva como superficie de rodadura para los camiones o grúas. La escollera del manto puede estar simplemente vertida, cuyo efecto estético es desagradable, o bien colocada, facilitando el uso del espigón como solarío o paseo.

Fig. 261.—Espigón de escollera concertada en Estepona (Málaga)



A efectos de cálculos solamente es necesario considerar dos zonas distintas, cuerpo y morro y aplicar los sistemas de cálculo normales: fórmulas de Hudson o Iribarren, como detalladamente se estudiará en el capítulo de obras portuarias.

Los inconvenientes de este tipo de espigones residen en su efecto estético, si son demasiado altos o descuidados, y en su carácter de obra permanente.

— *Bloques o elementos de hormigón:*

Aunque su utilización frecuente es en diques, en ocasiones se recurre al empleo de bloques o módulos de hormigón para la construcción de espigones, bien por su economía o bien por su imposibilidad de disponer de otros materiales.

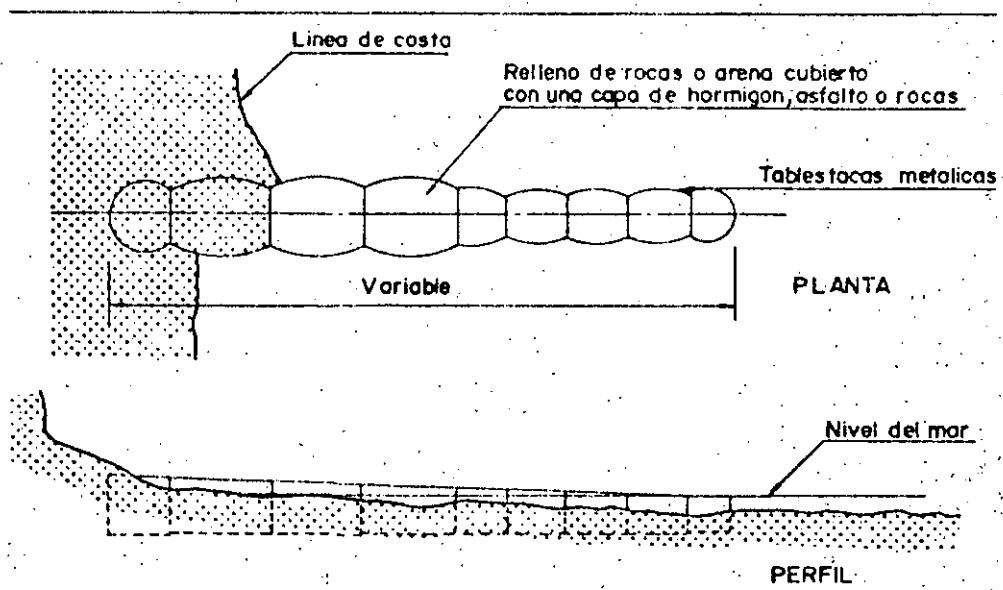
Los elementos prefabricados comúnmente utilizados son los cubos, tetrápodos, dolos, tribars, cuadrípodos y stabits.

Su proceso constructivo es análogo al del espigón de escollera siendo los módulos citados los componentes del manto exterior.

— *Células metálicas o de hormigón:*

Consisten en cubos, cilindros u otras formas de paredes metálicas o de hormigón, rellenas con rocas y arena, que unidos uno al otro se extienden a una longitud variable. Su costo es relativamente alto.

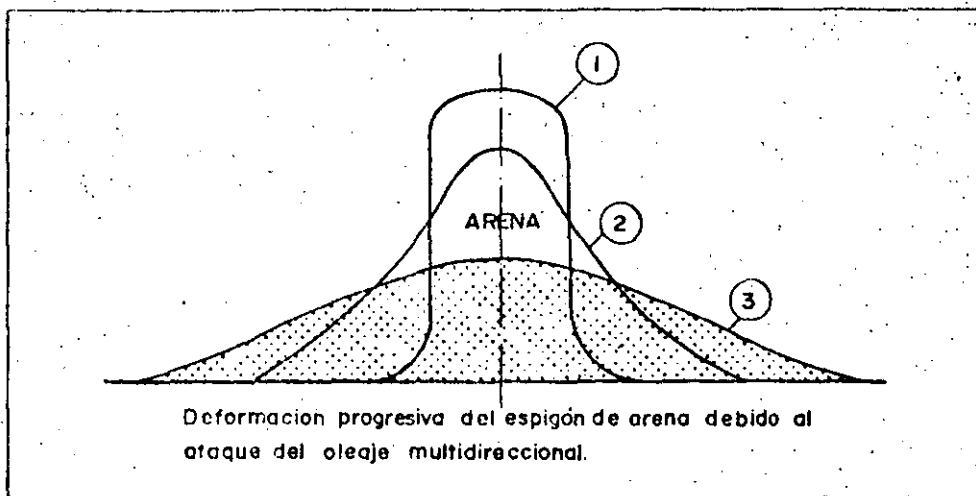
Fig. 262.—Espigón de células metálicas



— *Arena:*

Este tipo de espigón rompe el concepto tradicional de espigón como obra estable. La acción del oleaje provoca la paulatina deformación del espigón a la vez que su arena de constitución pasa a alimentar la playa cercana.

Fig. 263.—Espigón de arena



Este método de defensa, a caballo entre los espigones y la alimentación artificial, ha sido aplicado con éxito en Silt (Alemania), logrando la regeneración de un tramo de costa en continua regresión a pesar de otras obras de defensa estables construidas en el pasado.

2.2.2. Normas de diseño Los parámetros principales en el diseño de una defensa de costa mediante espigones son los siguientes:

a) Longitud:

La longitud del espigón debe ser la suficiente para detener la cantidad de material necesario para formar la playa deseada. Se puede considerar que si el extremo alcanza la línea de rotura en los temporales normales se detiene en principio la casi totalidad de la arena transportada paralelamente a la costa.

Otras recomendaciones:

— Bruun, Manohar: máxima efectividad para profundidades de 3,5-5,5 m.

— Barceló J. P.: si los espigones son ligeramente oblicuos ($\approx 20^\circ$) deben ser un 30 % más largo que los normales.

b) Dirección:

En general y sobre todo en las zonas donde el oleaje reinante es variable es más económico y favorable el espigón normal a la costa. Únicamente en casos donde el oleaje mantenga una dirección casi constante conviene orientarlos hacia esa dirección sin sobrepasar una desviación de 30° sobre la normal.

En casos donde se transporte gran cantidad de arena fina en suspensión es conveniente disponer espigones quebrados o curvados hacia sotavento, con objeto de crear una zona de remanso donde se produzca una deposición natural de la arena.

c) *Altura:*

Los espigones ajustables, si bien de mayor dificultad en cuanto a su construcción, presentan ventajas estéticas sobre los de coronación constante. En cualquier caso conviene que estos últimos tengan su altura de coronación constante comprendida entre 0,5 m. - 1,3 m. sobre N. M. (mares de escasa marea).

d) *Distancia entre espigones:*

Este parámetro viene expresado por la relación L/d , longitud de espigón/distancia de separación.

Shore protection: $L/d = 1/2$ a $1/3$.

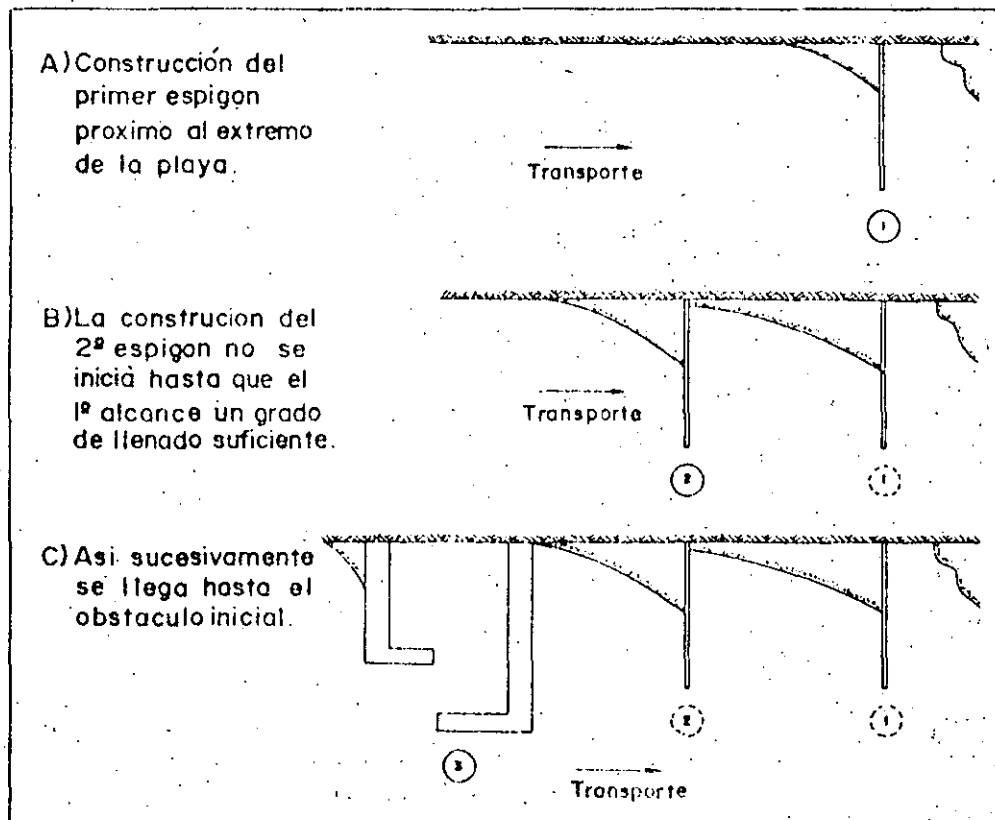
Bruun y Manohar: $L/d = 1/1,5$ a $1/4$ teniendo en cuenta que:

— según aumente el tamaño del sedimento y crezca la corriente litoral, deben espaciarse;

— según aumente la pendiente del perfil de playa y la pendiente de las olas, deben acercarse:

Nagai: $L/d = 1/3$ a $1/4$.

Fig. 264.—Orden idóneo de construcción de espigones



Si lo que se desea es sólo regenerar naturalmente, el orden de ejecución de los espigones será el de avance en sentido contrario al del transporte sólido. El plazo de construcción entre espigones consecutivos será suficientemente largo como para que se forme depósito a barlovento del anterior (fig. 264).

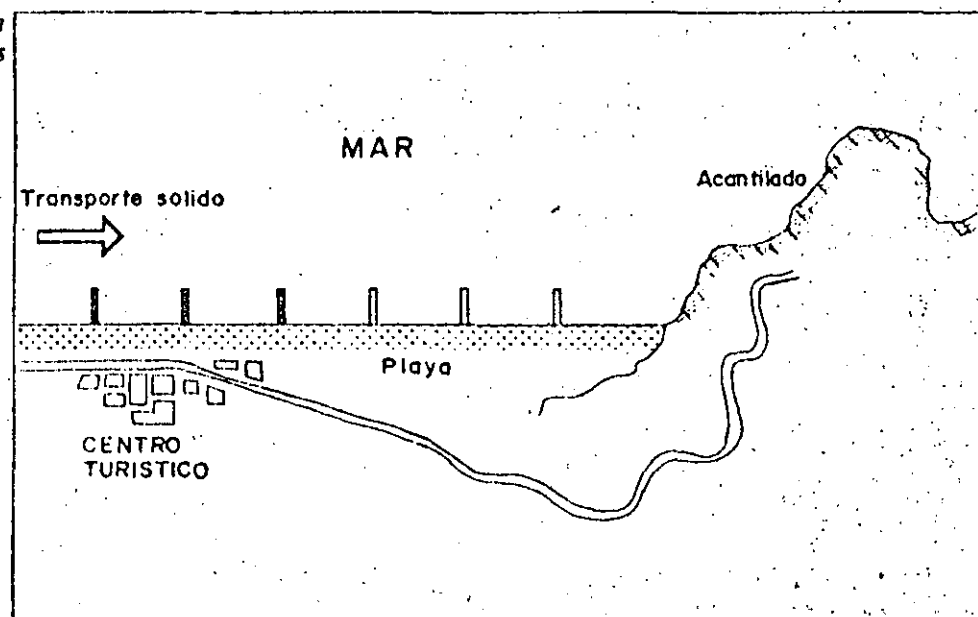
f) Longitud de la zona a defender:

La construcción de un espigón en una playa abierta con un sentido predominante del transporte sólido litoral, origina la formación de un depósito apoyado a su lado de barlovento y una erosión en una zona próxima a su costado de sotavento. Si para paliar esta erosión se construye otro espigón que impida la evasión de la arena, de esa zona afectada, se volverá a reproducir la situación existente en el primer espigón; es decir, un depósito a barlovento y una erosión a sotavento. Con objeto de paliar las erosiones resultantes por los sucesivos espigones se llega a la construcción de un campo de espigones. Queda entonces claro que en el caso de una playa supuestamente ilimitada y con un sentido predominante en la dirección del transporte sólido habría que extender ilimitadamente el campo de espigones para lograr su defensa total. Si sólo se acomete una zona el problema se traslada al área vecina.

En la realidad, ninguna playa es ilimitada, ni el sentido del transporte ha de ser necesariamente el mismo a lo largo de su extensión, por lo tanto, las reglas aplicables se pueden resumir en las siguientes:

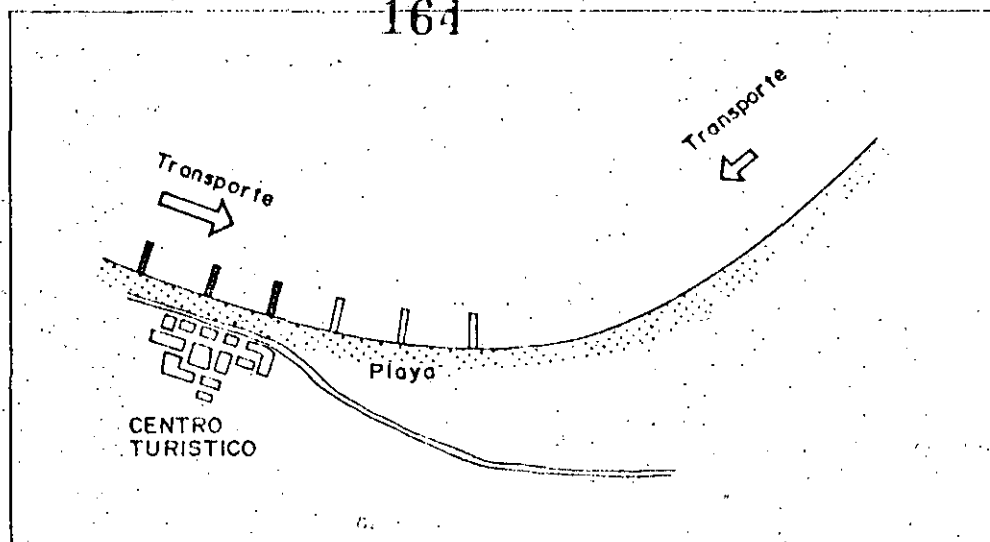
— Si el final de la playa, es decir el lugar donde el caudal sólido se detiene definitivamente o se pierde, está próximo al espigón inicial, conviene prolongar el campo de espigones hasta ese punto.

Fig. 265.—Extensión idónea de la protección de espigones hasta el extremo de sotavento de la playa



— Si en una cierta zona de la playa, bien por un cambio en su dirección, un obstáculo u otro motivo, el sentido del transporte sólido cambia, conviene prolongar el campo de espigones hasta la proximidad de dicha zona.

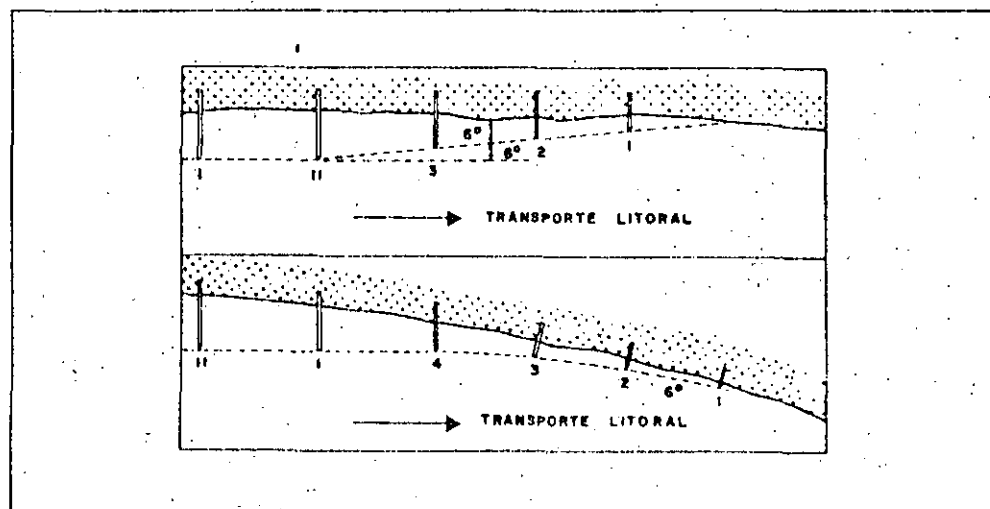
Fig. 266.—Extensión idónea de la protección en el caso de cambio de sentido en el transporte sólido



— No es conveniente, ni por estética ni por economía, prolongar excesivamente los campos de espigones. En caso necesario conviene estudiar otros tipos de defensa.

— El principio conocido con el nombre de "Shortening", que limita la zona que debe protegerse con espigones de longitud decreciente, con la recomendación de no sobrepasar los seis grados sexagesimales (fig. 267), retrasa el efecto de la erosión si bien, a la larga, el problema vuelve a presentarse en la zona a sotavento del sector defendido.

Fig. 267.—Aplicación de la teoría de Shortening de Kressner



2.3. Defensas exentas La función principal de las obras de defensa de costas de tipo exento es la de provocar la estabilización o regeneración de la zona costera mediante la anulación, disminución o remodelación de la energía del oleaje incidente.

Aunque inicialmente una defensa exenta está separada de la orilla es posible, y en algunos casos así se pretende, que con el tiempo quede unida a la orilla debido al avance de ésta.

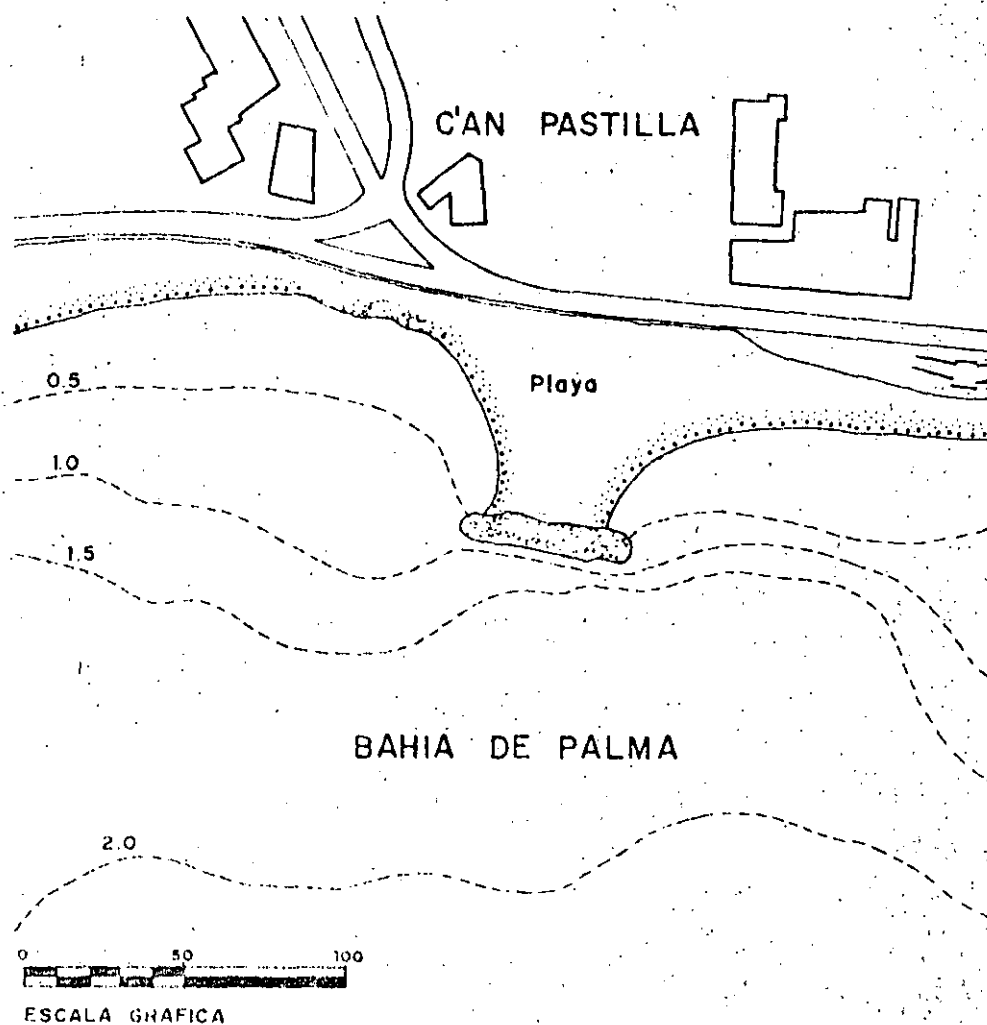
Los diferentes tipos de defensas exentas utilizados en la actualidad son los siguientes:

Diques emergidos paralelos a la costa

Su funcionamiento como defensa está basado en la difracción del oleaje que se genera en torno a sus extremos y en la disminución de energía del oleaje que se produce en el área de agua, por él abrigada.

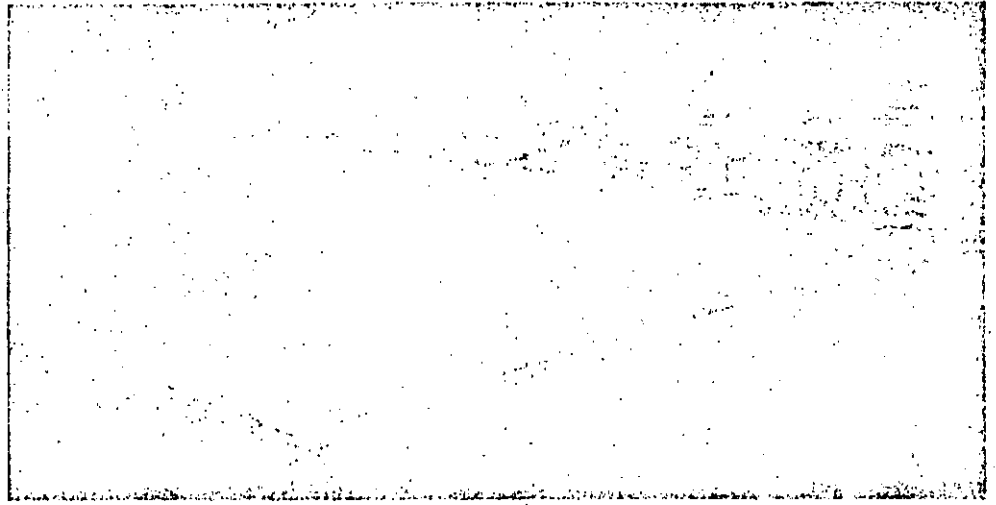
Como se dijo en el capítulo referido a "formas costeras" estos efectos dan lugar a la formación de tómbolos si la unión de la playa a la obra llega a producirse (fig. 268) o hemitómbolos si es incompleta (fig. 269).

Fig. 268.—Tómbolo formado en la playa de C'An Pastilla (Palma de Mallorca)



Los materiales de construcción de este tipo de defensas son similares a los de un espigón, es decir, escollera, bloques de hormigón, gaviones, tablestacas, etc. La construcción, en muchos casos, ha de acometerse con maquinaria flotante al estar aislados de tierra. Esto lleva a un encarecimiento de la obra por m^3 de volumen, que unido al hecho de las mayores profundidades alcanzadas y por tanto a los mayores volúmenes de material requeridos, hacen descartable su elección

Fig. 269.—Fase inicial de la formación de un hemitómbolo por construcción de un dique paralelo



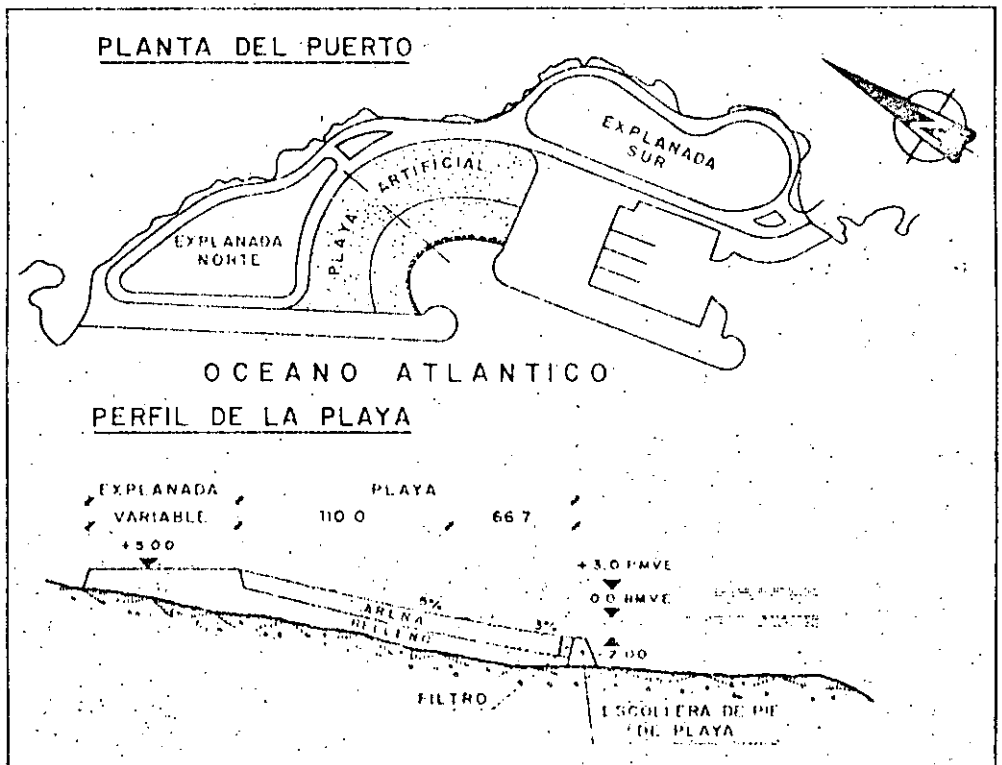
como sistema de defensa en muchos casos. Sin embargo por sus mayores posibilidades estéticas en zonas o urbanizaciones especiales serán preferibles a la tradicional solución de espigones.

Pies sumergidos continuos

A imitación de los arrecifes sumergidos del coral, este sistema consiste en una barrera que sin alcanzar la superficie del agua se extiende paralelamente a la orilla en una longitud y distancia variables. De esta forma, a la par que una disminución de energía del oleaje que pasa sobre ella, se logra un mejor apoyo del perfil de la playa con el previsible aumento de anchura de la playa seca.

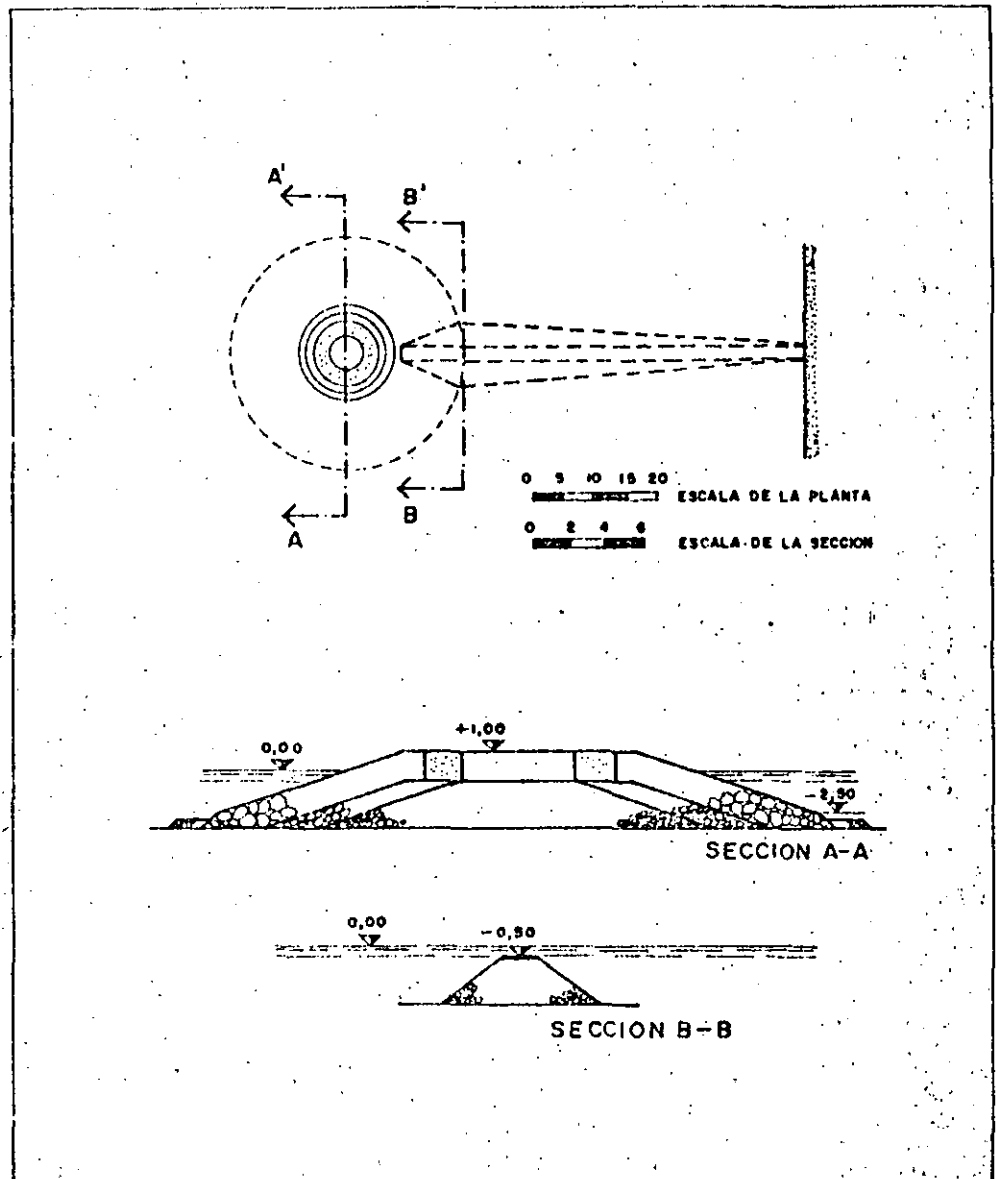
La proyectada playa del Confital (Gran Canaria) es un claro ejemplo de este sistema (fig. 270).

Fig. 270.—Playa del Confital colgada sobre un pie sumergido



Consisten en una isla circular de escollera con una solera de hormigón separada de la costa unas decenas de metros. Con ellas se pretende la formación de tómbolos o hemitómbolos que estabilicen la playa. Su ventaja sobre otro tipo de defensa es la de dar mayores horizontes a los usuarios de las playas, y crear una superficie apta para usos diversos como solario, bares, juegos, etc. Su construcción se puede hacer desde tierra por medio de un espigón de "todo uno" de cantera que posteriormente se retira (fig. 271).

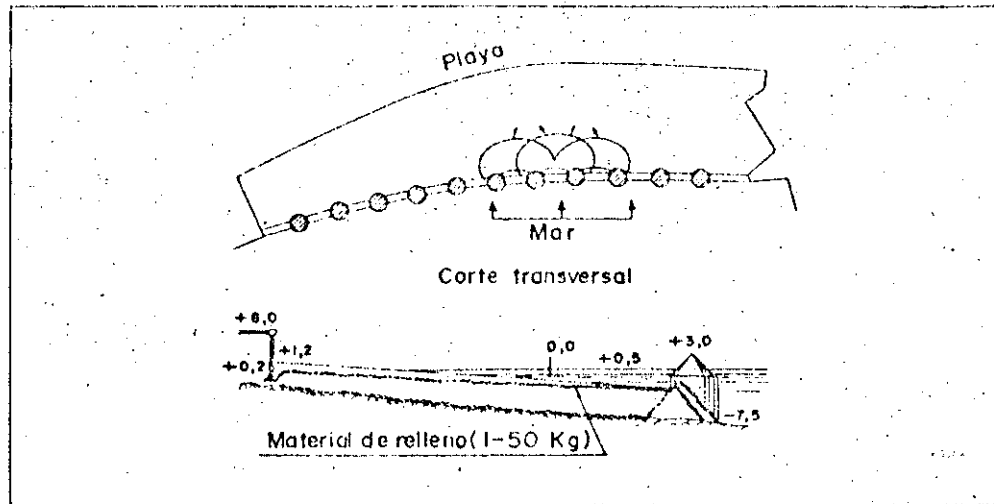
Fig. 271.—Esquema constructivo de una isla plataforma



Conos de difracción

Este tipo de defensa consiste en una serie de cilindros o conos de hormigón ligados entre sí por un pie sumergido paralelo a la línea de playa. Su función es la de reducir la componente longitudinal de la energía del oleaje al transformar las ondas oblicuas por otras prácticamente paralelas a la playa como consecuencia de la difracción (fig. 272).

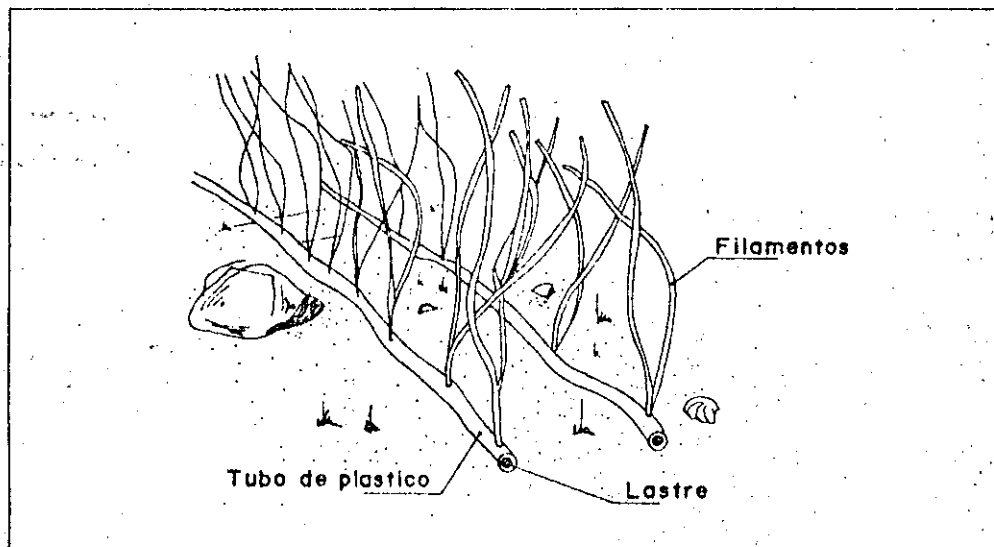
Fig. 272.—Protección de la playa mediante conos de difracción



Algas artificiales

Este sistema ha sido probado recientemente en las islas de Goeree y Texel (Holanda) con cierto éxito ya que mediante él se logró la estabilización del perfil de la playa.

Fig. 273.—Algas artificiales



Consiste este sistema en colocar en el lecho marino, a una cierta distancia de la costa, una serie de filas de tubos de nylon que llevan sujetas unos filamentos o "algas" artificiales en dirección perpendicular a la dirección de la corriente (fig. 273).

2.4. Alimentación artificial

Las playas son tramos costeros con pendientes más o menos suaves constituidas por material granular cuyo tamaño medio oscila entre unos centímetros (gravas) y décimas de milímetro (arenas finas). La alimentación artificial como sistema de defensa de una playa en proceso de erosión, ya iniciado o sólomente previsible, consiste en la aportación por medios mecánicos de una cantidad de sedimento que supla o minimice las pérdidas naturales del mismo.

Se pueden distinguir dos modalidades:

-- Alimentación directa:

Si se realiza de forma particular y aislada. Según su forma de ejecución se distinguen a su vez tres tipos:

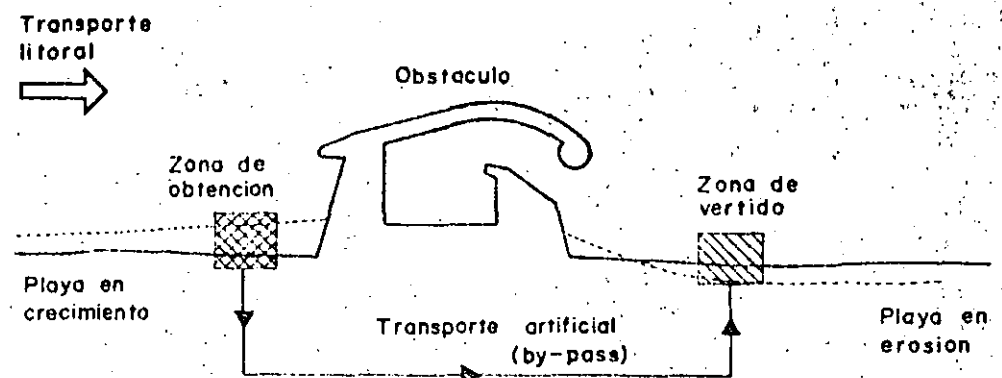
- a) por vertido en la zona de playa sumergida con arena procedente de dragados en el mar;
- b) por apile en zonas erosionadas, de forma que el oleaje lo extienda al resto del sector;
- c) por colocación y extensión directa del relleno en toda la zona a defender.

En la primera de las tres modalidades la maquinaria empleada es de tipo flotante (dragas, gánguiles) mientras que en los dos restantes la obra se ejecuta desde el lado de tierra mediante camiones, bulldozers, etc.

El sistema de alimentación directa va cobrando gran auge dado los espectaculares resultados obtenidos en varios lugares (Playa Copacabana, Playas de Portobello, Playa de Cova do Vapor, etc.).

-- Por medio de una instalación de by-pass, si la alimentación surge como consecuencia de la existencia de un obstáculo retenedor del transporte litoral aguas arriba de la playa en cuestión que provoca su erosión (fig. 274).

Fig. 274.—Principio del by-pass



La función del by-pass consiste en el trasvase de la arena desde el depósito formado junto al obstáculo hasta la zona erosionada, al otro lado del mismo. Las operaciones que entran en el proceso son las de recogida, transporte y descarga de la arena, pudiéndose considerar las dos últimas como una sola ya que normalmente es el mismo medio auxiliar el que efectúa ambas operaciones. Los medios auxiliares comúnmente usados son los siguientes:

Para la recogida: -- retroexcavadora o palas,

-- dragalina,

-- draga de succión,

-- draga de cuchara o rosario.

Para el transporte y descarga: -- camiones o dumpers,

-- cinta transportadora,

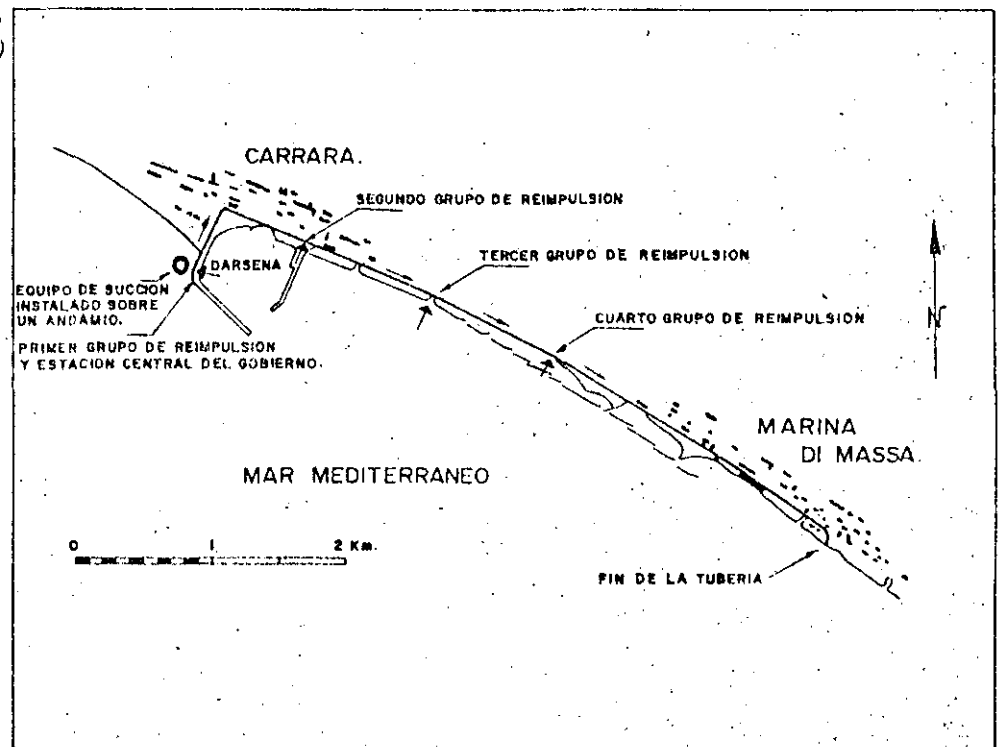
-- gánguiles,

-- tuberías.

Las combinaciones de estos medios dan lugar a una serie de sistemas de by-pass cuya idoneidad dependerá de las características de cada caso. Algunos de ellos como: dragalina-dumpers y draga de succión-tubería han sido usados frecuentemente en diversos países con resultados que todavía no han podido ser plenamente contrastados.

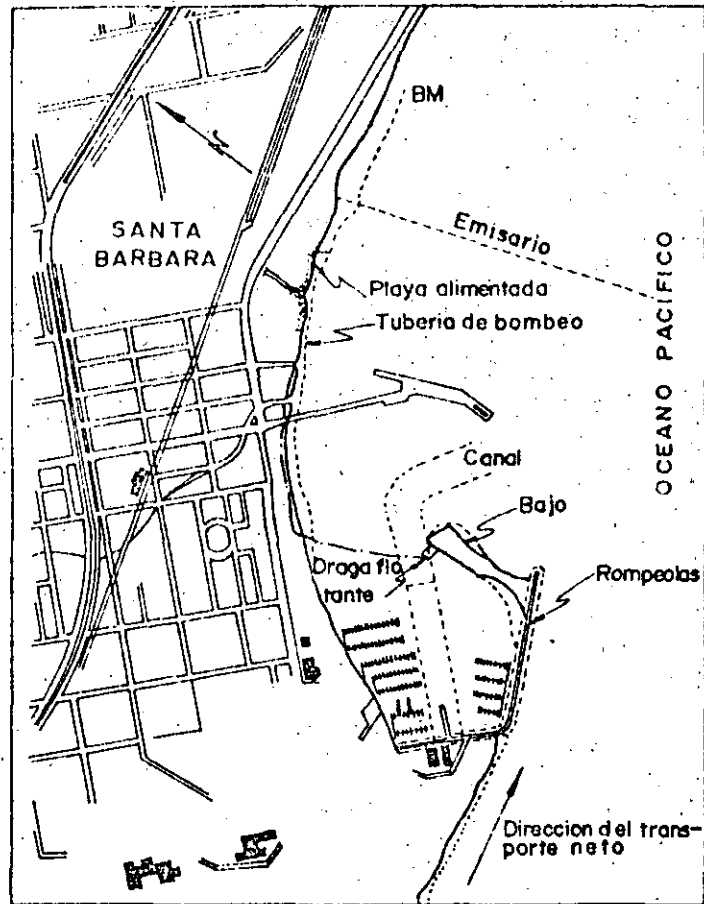
Dentro del tipo más común, que es el formado por la draga de succión con transporte y vertido de arena por tubería, existen dos modalidades diferentes. La primera es aquella en que la instalación es fija, disponiéndose una casamata o estructura en la zona de depósito que aloja la draga de succión y la estación de bombeo (fig. 275).

Fig. 275.--By-passing en la Marina de Carrara (Italia)



La segunda es de tipo móvil y consiste en la colocación de la maquinaria sobre un pontón flotante que puede trasladarse en busca de la zona óptima de dragado (fig. 276). Esta flexibilidad la hace preferible, en general, sobre la instalación fija.

Fig. 276.—By-passing en el bajo formado a la entrada del puerto de Santa Bárbara (California)



3. Criterios de elección

De forma resumida, los criterios que pueden orientar la elección del tipo idóneo de defensa pueden ser los siguientes:

Defensas longitudinales

Objetivos:

- Protección de las costas expuestas a la acción de fuertes temporales.
- Protección de áreas industriales, autopistas o vías cercanas a la costa.

Ventajas:

- Rapidez de protección en casos urgentes.
- Solidez y seguridad a corto y medio plazo.
- Economía en zonas puntuales.

Inconvenientes:

- Dificultad para mantener o regenerar las playas a su pie.
- Paulatino hundimiento de la playa sumergida.
- No evita la erosión aguas abajo, antes al contrario, es ligeramente perjudicial.

Recomendaciones:

- Conviene mantener una playa a su pie. Para ello hace falta alimentación periódica o la estabilización con otro medio.

Sistemas complementarios:

- Espigones: favorecen el mantenimiento de la playa a su pie, si bien, con muchas reservas.
- Alimentación artificial.

Espigones*Objetivos:*

- Defensa de playas existentes en las que se haya iniciado o se prevea una disminución de aportes.
- Regeneración o creación de playas donde exista un transporte litoral suficiente.

Ventajas:

- Sencillez de proyecto y construcción.
- Economía en su mantenimiento.

Inconvenientes:

- Provoca fuertes erosiones en las zonas a sotavento al detener la corriente sólida.
- Impacto estético desagradable.
- Genera suciedad en las playas si las células son excesivamente cerradas.

Recomendaciones:

- Evitar campos de espigones a lo largo de grandes longitudes de playa.
- Prolongar el campo de espigones hasta el final de la unidad fisiográfica o bien no dejar sin protección las playas a sotavento.
- Cuidar al máximo el aspecto estético del conjunto de las obras.

*Sistemas complementarios:**-- Defensas exentas:*

- Aumentan la protección de la playa contra los fuertes temporales y mejoran el aspecto estético del conjunto.

Alimentación artificial:

- Consigue el rápido aumento de anchura de la playa protegida.
- Evita la erosión de las playas a sotavento.

Defensas exentas*Objetivos:*

- Defensa de las costas o playas existentes.
- Regeneración o creación de playas.

Ventajas:

- Influencia sólo parcial sobre el transporte sólido litoral.
- Creación de áreas de remanso aptas para el baño.
- Efecto estético mejor que otros tipos de defensa.

Inconvenientes:

- Elevado coste de construcción.
- Causa erosiones en la zona a sotavento si el efecto barrera es considerable.
- Modifica la forma rectilínea natural de la playa y reduce el campo de visión del bañista.

Recomendaciones:

- Diseño de forma paralela a la costa.
- Cotas de coronación bajas para evitar sensaciones de ahogo desde la playa.
- Cuidar los efectos producidos a sotavento.
- Ensayo en modelo reducido.

Sistemas complementarios:

- Espigones: favorecen la retención de la arena en playas artificiales si bien en otros casos no son recomendables.

Alimentación artificial:

- Consigue un rápido aumento de anchura de la playa protegida.
- Evita la erosión de las playas a sotavento.

Alimentación artificial*Objetivos:*

- Protección de las zonas posteriores.
- Creación de nuevas playas.
- Estabilización de playas en proceso de erosión.

Ventajas:

- Inexistencia de efectos perjudiciales sobre otras zonas.
- Mejora de las playas a sotavento del sector alimentado.
- Inmejorable efecto estético.

Inconvenientes:

- Exige mantenimiento frecuente sobre todo en zonas de fuerte transporte litoral.
- Costo de mantenimiento elevado.
- Necesita un seguimiento constante.

- Empleo de arena para alimentación de tamaño y peso específico no inferior al de la arena natural existente.
- Uso de plantas de by-pass móviles.

Sistemas complementarios:

- Espigones: de tipo corto colaboran a la retención de la arena en la zona alimentada.
- Defensas exentas: colaboran al mantenimiento de la playa.
- Defensas longitudinales: recomendable en zonas frágiles frente a los grandes temporales.

Planificación
litoral



1. Introducción. Definición de conceptos: litoral-dominio público litoral

La delimitación del marco físico que encierra el término "litoral" se puede afrontar desde múltiples puntos de vista. De una forma general se puede entender que "litoral" es donde cada uno de los componentes del binomio tierra-agua es consciente de la presencia próxima del otro. De una manera más restrictiva se puede asociar a la idea de una banda de anchura limitada y de longitud indefinida uno de cuyos bordes es la orilla del mar. Según los casos y dependiendo del punto de vista con que se contemple este medio físico la anchura de dicha banda costera variará. Así, por ejemplo, desde el punto de vista hidrográfico la banda litoral tendrá la anchura, variable, que delimite las cordilleras o sierrras próximas al mar mientras que contemplándolo según la infraestructura viaria el litoral será la franja resultante desde las líneas principales de comunicación entre núcleos costeros sucesivos hasta la línea de costa.

El litoral, pues, presenta sobre otros medios la peculiaridad de la coexistencia de dos medios distintos que se traduce en una serie de características particulares y propias como, escasez en su amplitud, fragilidad por su rápida respuesta a los cambios de uso, constante variación debido a los procesos geomorfológicos, bruscos movimientos poblacionales, etc.

Consecuentemente, su planificación ha de contemplar estas características hasta el punto de precisar una metodología particular e independiente de la utilizada en otras zonas.

En el límite de la franja litoral junto al mar surge, además, el concepto del "dominio público litoral". Según el artículo 1.º de la Ley de Costas (26/abril-1969) quedan definidos como bienes de dominio público los siguientes:

1. Las playas, entendiéndose como tales, las riberas del mar o de las rías.
2. La zona marítimo-terrestre, que es el espacio, que baña el mar en su flujo y reflujos, en donde se sienten las marcas y las mayores olas en los temporales ordinarios, en donde no sean sentidas.
3. El mar territorial.
4. El lecho y el subsuelo del mar territorial hasta donde sea posible la explotación de los recursos.

Para la determinación y configuración de los bienes especificados en los apartados 1 y 2 la Ley de Costas señala que se practicarán los oportunos deslindes, por el Ministerio de Obras Públicas, mediante procedimiento administrativo de oficio o a instancia a parte, y deberán ser oídos los diversos Ministerios competentes, Ayuntamientos interesados y particulares colindantes.

En el artículo 10 de dicha Ley se establece que corresponde al Ministerio de Obras Públicas la gestión y tutela de la zona de dominio público, asignándole en el artículo 19 la competencia para la formulación de planes de ordenación de playas conjuntamente con otros organismos ministeriales.

2. Usos del litoral Antes de fijar la función objetivo de la planificación es necesario tener conocimiento claro de cuáles son los usos o actividades que pueden tener asiento en el medio litoral.

En una primera aproximación y resaltando la peculiaridad del medio se puede establecer la siguiente clasificación:

a) Actividades específicamente costeras

- Turismo litoral.
- Deportes náuticos.
- Industrias portuarias.
- Industrias marítimas.
- Reservas marinas:

b) Actividades de franja litoral

- Turísticas.
- Urbanas.
- Industrias necesitadas de una cierta proximidad a la costa.
- Explotaciones agrícolas.
- Reservas naturales y paisajísticas.

c) Actividades de localización indiferente.

A su vez cada uno de estos usos se pueden descomponer en múltiples actividades concretas. Así por ejemplo, los deportes náuticos agrupan la vela, la motonáutica, la pesca submarina y otras, que requieren cada una de ellas una superficie exclusiva para su práctica. Las actividades turísticas comprenden aprovechamientos dispares del suelo como hoteles, apartamentos, campings, etc.

Fig. 277.—Confluencia de usos turístico, portuario, urbano e industrial en un corto tramo de costa (Alicante)



Por otra parte, también se puede agrupar los usos del litoral en cinco categorías.

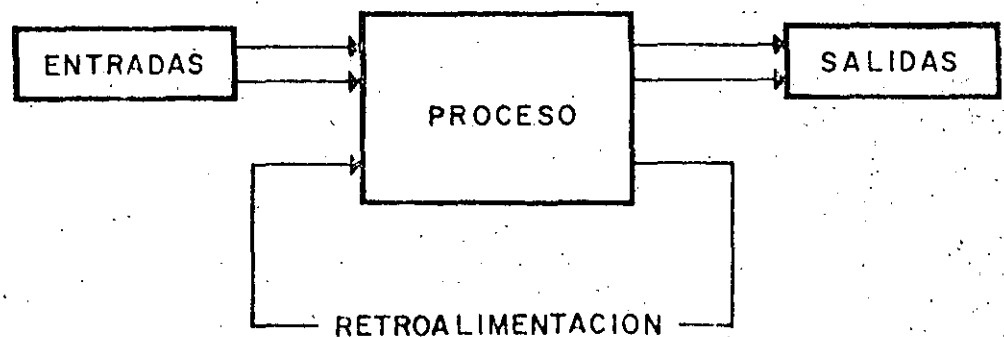
- Recursos renovables.
- Recursos no renovables.
- Infraestructura de las comunicaciones.
- Vivienda.
- Turismo y recreo.

Asimismo, como paso previo a la planificación hay que tener en cuenta el alcance físico de la ordenación y delimitar las zonas de "no uso" o, mejor, "fuera de ordenación" que comprendería, por ejemplo, zonas acotadas militarmente o áreas de maniobras y ejercicios tácticos.

3. Metodología práctica de la planificación

3.1. Esquema general de la planificación El enfoque de la planificación se puede estructurar según una secuencia lógica de información, es decir:

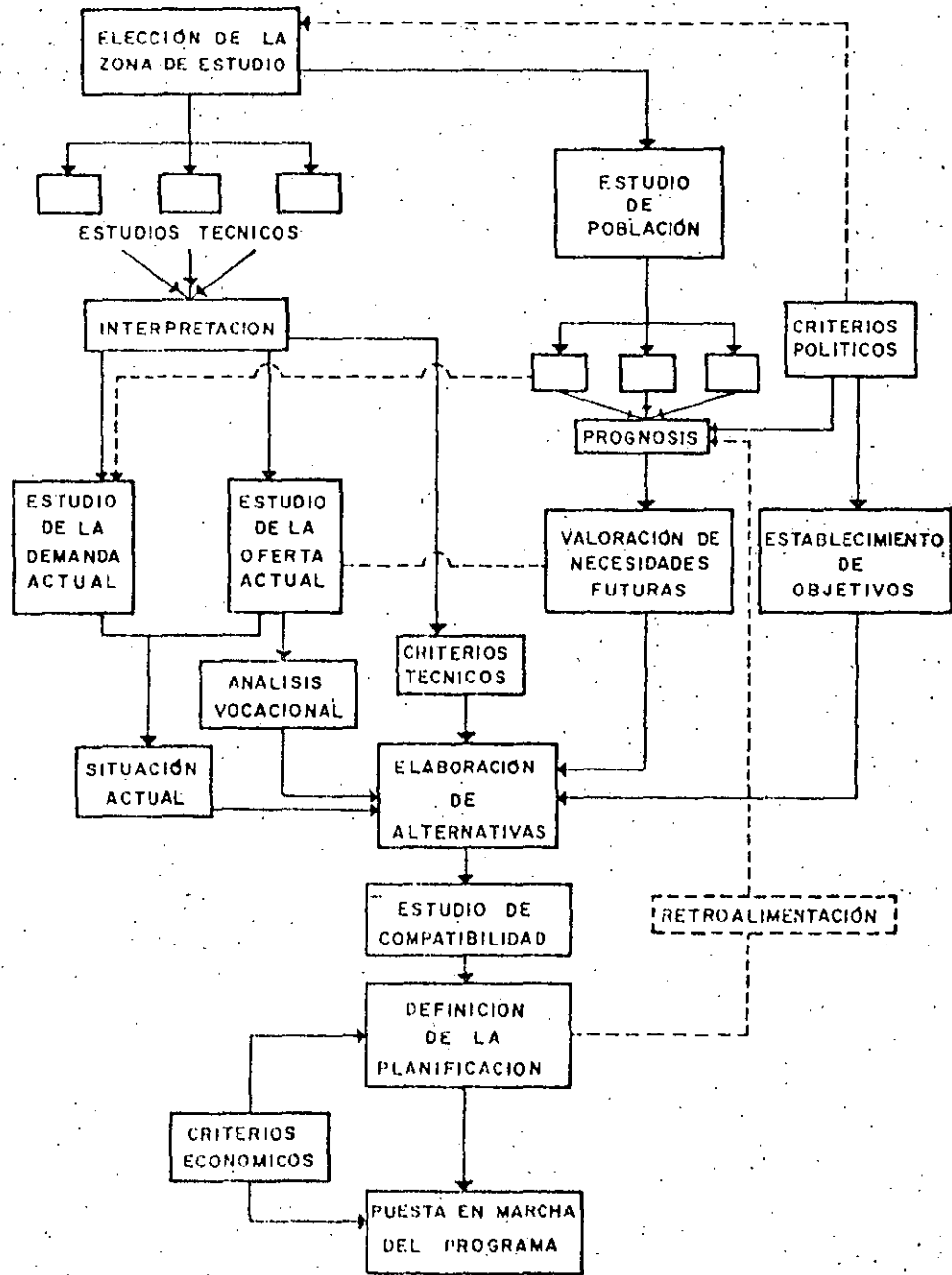
Fig. 278.—Esquema operativo de la planificación



La metodología, pues, es el proceso selectivo de información y análisis de ésta con objeto de obtener un grado suficiente de fiabilidad en las previsiones que, al final, constituirán el punto de partida de la elaboración de las diferentes alternativas.

180 En un primer paso, considerando la extensión de los criterios políticos, se puede admitir que éstos intervienen, principalmente, en la determinación de la "función objetivo" de la planificación y en la elección de alternativas de planificación. Por tanto, desarrollando el esquema, antes apuntado, se puede llegar al siguiente organigrama:

Fig. 279.--Organigrama de la planificación.



3.2. Elección de la zona de estudio

Como se señalaba al principio, la aplicación de la palabra "litoral" a un medio, precisa de una visión general del concepto. Entonces se le asignaba a la zona geográfica que mantiene su actividad condicionada a la existencia del binomio tierra-agua.

181

Si bien la generalidad de esta definición es válida, a la hora de no excluir zonas que geográficamente pueden parecer ajenas al litoral, hay que descender hasta el análisis funcional de cada una para delimitar la frontera concreta que necesita la planificación. Por ejemplo, se puede estudiar el caso del núcleo urbano que situado a unos 25 km. de la línea de costa, pudiera parecer excluido del marco litoral de la planificación. Tal es el caso de Figueras (Gerona). Si se analiza este caso se puede observar la dependencia que existe, tanto por comunicaciones, comercio, abastecimiento y desplazamiento de su población con la franja litoral próxima. Por lo tanto, es necesario prescindir totalmente de un criterio restrictivo que marque un límite o contorno litoral basándose en criterios de distancia respecto de la línea de costa.

Se pueden entonces esbozar otros criterios que eludiendo este problema mantengan una cierta viabilidad práctica.

La división administrativa del país ofrece la posibilidad de estructurar el marco físico en diversas formas, de las cuales sólo dos son aceptables para la determinación del ámbito litoral. Estas son:

- las provincias;
- los términos municipales;

con unas facetas intermedias, como son las comarcas, de límites no muy precisamente definidos. Aunque la provincia, en la mayoría de los casos, suele gravitar sobre su capital, en ciertos casos debido a lo variado de sus caracteres geográficos no presenta homogeneidad en su comportamiento económico, social, climático, etc. con lo que elegir el marco provincial para determinar el alcance geográfico del litoral no es adecuado en muchos casos.

El escalón inferior, la subdivisión en módulos municipales, presenta en cambio mayores ventajas al limitar su extensión geográfica y presentar órganos de administración de categorías similares, como son los ayuntamientos, mejor dotados para elaborar y regular las previsiones del plan. Asimismo, la menor artificiosidad en la delimitación de sus fronteras, generalmente coincidentes con accidentes o formas naturales, dan a sus terrenos mayor homogeneidad. Solamente en los casos en los que el término municipal presente una marcada dicotomía en su vocación o funcionamiento será aconsejable la partición del mismo e integrarlo, sólo parcialmente, en la demarcación litoral.

3.3. Análisis de la situación actual

Se puede considerar que dicho análisis lleva consigo la necesidad de efectuar los siguientes programas:

- a) Recogida de información.

b) Realización de estudios técnicos.

c) Proceso de los datos y conclusiones obtenidas de los apartados a) y b) con objeto de conocer los actuales balances de oferta y demanda de recursos así como la vocación natural de la zona.

3.3.1. Inventario de usos y recursos

Se procede al inventario exhaustivo de todos los recursos e instalaciones con que está dotada, en el momento de la elaboración del plan director, la zona de estudio así como de los diversos usos y ocupaciones del suelo tanto de dominio público como privado.

Una relación mínima de recursos deberá comprender:

- Infraestructura vial.
- Instalaciones portuarias.
- Instalaciones aéreas.
- Zonas restringidas.
- Infraestructura sanitaria.
- Infraestructura turística.
- Núcleos urbanos o residenciales.
- Aprovechamientos agrícolas.
- Industrias y factorías.
- Centrales energéticas.
- Abastecimiento de agua.
- Reservas terrestres o marinas.
- Zonas de valor histórico-artístico.
- Playas.
- Instalaciones deportivas.
- Señalización marítima.
- Ocupaciones del dominio público.

El desglose dentro de los distintos grupos será necesario a fin de lograr una información tanto cualitativa como cuantitativa.

3.3.2. Estudios técnicos

Este tipo de estudios va encaminado a lograr conocimiento sobre las acciones y

condiciones naturales de la zona. En algunos casos estos factores habrán de tenerse en cuenta como invariantes mientras que en otros, según se deduzca del mismo estudio, podrán producirse alteraciones unas veces regulables y otras no.

Se consideran incluidos en este apartado los siguientes estudios:

a) Climatología: En un grado apreciable es determinante de las ocupaciones y vocación del litoral. Su estudio comprenderá:

- temperaturas
- humedades
- soleamiento
- régimen eólico
- pluviometría

recogiéndose la información en mapas de isobaras, isohietas, isohelias, etc.

b) Geología. Las formas, constitución y dinámica de los terrenos inciden sobre el aprovechamiento (minería, obras públicas, edificación, industria, etc.) de los mismos. Los procesos erosivos, que estudia la geomorfología, en cuanto a su conocimiento y regulación, son útiles para el planeamiento.

c) Hidrografía.

d) Edafología y vegetación.

e) Zoología.

f) Ecología. El estudio de los factores que pueden contribuir al desequilibrio del ecosistema litoral, es totalmente necesario como consecuencia de su extremada fragilidad y sensibilidad frente a acciones externas. A este respecto se deben analizar los efectos previsibles en base, sobre todo, a modelos naturales ya existentes.

Se propone el análisis de los siguientes aspectos:

- Examen del equilibrio natural del ecosistema.
- Incidencia de la presencia o actividad humana en él por:
 - presencia física
 - edificación
 - vías de comunicación
 - obras públicas
 - evacuación de residuos
 - actuaciones especiales.

Dicho estudio se debe extender al sistema marino y al terrestre.

g) Dinámica litoral. Las conclusiones derivadas de este estudio redundará en la defensa y regeneración de playas, ubicación de obras marítimas y proyecto de la infraestructura sanitaria. Su contenido será, al menos:

- régimen de oleaje y temporales,
- mareas y corrientes,
- batimetría y naturaleza de fondos,
- transporte sólido litoral,
- estabilidad costera.

h) Paisaje. La labor de protección del medio, función específica de los planes directores incluye la defensa de los valores paisajísticos de la zona, frente a las actuaciones urbanísticas e industriales indiscriminadas.

Se incluirá: — localización de lugares histórico-artísticos,

- localización de paisajes notables,
- determinación, en planta y alzado de las áreas de visión especial.

3.4. Estudio de la población

Junto con la oferta de recursos y a la hora de fijar los objetivos del plan y elaborar las distintas alternativas es necesario el análisis cualitativo y cuantitativo de la población humana que se asienta en la zona. Hay que tener en cuenta que la población que incide sobre el medio litoral no es únicamente la que reside en los núcleos ubicados al borde del mar, sino toda aquella que de un modo u otro va a participar en la oferta o demanda de los recursos litorales. Aunque esta consideración puede hacerse con toda clase de marcos físicos, en el caso concreto del litoral adquiere especial magnitud debido a ser éste un centro o polo de atracción con una marcada componente de estacionalidad motivada en la incidencia del fenómeno turístico directa (afluencia de población no residente) e indirectamente (puestos de trabajo o actividades de temporada).

Esta circunstancia obliga a considerar dos clases de poblaciones:

- a) Población fija o permanente, que es aquella que reside durante la mayor parte del año en la zona de estudio o áreas adyacentes inmediatas.
- b) Población estacional o flotante, que es aquella que únicamente habita en la zona durante una temporada generalmente estival. Su origen puede ser nacional o extranjero.

Se estima que el horizonte de la previsión en el desarrollo poblacional no ha de rebasar los 20 años para lograr una fiabilidad mínima en los resultados. En el caso de la población flotante los problemas son mayores debido al escaso volumen de datos fidedignos y a su dispersión.

Partiendo de los estudios técnicos y de la evaluación de la oferta de actividades el análisis vocacional trata de encontrar una correlación entre usos actuales —aptitudes— usos futuros. Su objetivo final es el de asignar huyendo de extremos deterministas, un “mejor uso” a cada zona. (En Irlanda, los estudios de planificación efectuados por el Bord Failte, sobre la franja costera de dicho país, llevaban como orientación principal la mencionada determinación del “mejor uso” para cada zona.)

La metodología que se propone para el conocimiento de la vocación de uso de cada zona se puede descomponer en dos etapas.

— Una primera, de comparación, uso por uso, entre las distintas subzonas en que se dividió la estructura funcional del marco litoral. La matriz de comparación puede ser del tipo:

Uso turístico		
Recurso	Zona 1	Zona 2
N.º camas hotel lujo		
N.º camas hotel primera		
N.º camas hotel turista		
N.º apartamentos		
N.º campings		
m ² playa		
Precio hamacas		
Precio bolsa compra		

— Otra, posterior, que recoja las conclusiones derivadas de los estudios técnicos, enumerados en el apartado 3.3.2. para cada zona. En el gráfico adjunto se muestra de manera simplificada el modelo de matriz que se propone para condensar este proceso. En él figuran, para una zona, el grado de aptitud entre características y usos, según cinco calificaciones únicamente, ya que la precisión más allá de este número es muy dudosa (fig. 280).

Fig. 280.—Cuadro de aptitudes

ZONA - 1	TURISTICO		PESQUERO		INDUSTRIAL		URBANO		AGRICOLA		RESERVA		COMUNICACIONES		FORESTAL
	Medio	Intenso	Altura	Bajura	S. Conf.	Contam.	Nucleo	Residencial	Cultivos	Pastos	Terrestre	Maritima	Areas	Terrestres	
FACTORES															
CLIMATOLOGIA															
GEOLOGIA															
HIDROGRAFIA															
EDAFOLOGIA															
ZOOLOGIA															
ECOLOGIA															
DINAMICA LITORAL															
PAISAJE															

INTERFERENCIA

- Indiferente
- Positivo
- Negativo
- Muy positivo
- Muy negativo

3.6. Criterios técnicos de planificación

Si bien es cierto que cada zona, a la vista de todos los factores anteriormente enumerados, generará una serie de medidas de ordenación particulares, no es menos cierto que el medio litoral presenta características comunes en toda su extensión que dan pie a unas recomendaciones o criterios generales.

La O. C. D. E. en relación con el ámbito costero hace las siguientes recomendaciones:

— Respecto a la utilización de los suelos costeros, una planificación negativa concebida en términos de prohibiciones, si bien puede ser necesaria, no es suficiente. Se preconiza una planificación positiva, indicando las actividades que pueden ser localizadas en las zonas frágiles, así como los lugares en donde pueden localizarse las restantes actividades.

— Efectuar, en todos los casos posibles, una planificación en profundidad de la utilización de los suelos, de forma que todas las actividades que estén unidas al litoral no tengan por qué desarrollarse necesariamente al borde del mar. Como consecuencia inmediata se evitarían ciertas presiones y el hinterland se revalorizaría. Este concepto de profundidad ha de aplicarse tanto a la actividad urbana como a la actividad industrial guiadas por una localización de la infraestructura de transporte distante de la costa.

— Reducir, en ciertos casos, los múltiples usos de una zona costera, limitándolos a un solo objetivo teniendo en cuenta sus características particulares.

— Reservar los espacios más frágiles o preciosos para actividades compatibles con la protección del medio natural.

— Dedicar los espacios menos frágiles a las actividades industriales que deban, necesariamente, estar localizadas en las zonas costeras.

— Concentrar las industrias pesadas así como las instalaciones portuarias petrolíferas en un número limitado de zonas.

— Planificar adecuadamente las inversiones que por su efecto aglomerante (marinas deportivas, complejos turísticos singulares, etc.) provocan un desarrollo urbano excesivo en el entorno próximo, sin que sea posible una expansión en profundidad.

— Respetar el equilibrio ecológico y la armonía de los paisajes.

— Salvaguardar el libre acceso a las orillas y favorecer su utilización colectiva.

Además de estos criterios generales existen los derivados de las normas emitidas por los distintos organismos competentes que regulan las actividades susceptibles de desarrollarse en el litoral (marina, vivienda, obras públicas, turismo, comercio, etc.).

3.7. Elección de alternativa. Definición de la planificación

Una vez elaboradas las posibles alternativas de planificación surge el problema de la decisión. Para ello se han de tener en cuenta la interdependencia y conjunción armónica de los distintos usos previstos así como la gestión económica de los suelos costeros.

El estudio de compatibilidades, reflejará las condiciones de coexistencia entre los distintos usos previstos.

3.7.1. Estudio de compatibilidad

Las ocupaciones del suelo presentan entre si unas relaciones, basadas en las características propias de cada uso, que pueden ser de tipo inverso, incompatibles, y de tipo directo, compatibles.

La matriz de compatibilidad indicará la posible coexistencia de los usos previstos para un sector determinado, inmerso en el ámbito físico de la planificación.

El relleno de la matriz dependerá de la zona que se estudie ya que las condiciones de compatibilidad variarán según las características e intensidad con que se encuentre el uso aplicado en dicha zona (fig. 281).

Fig. 281.—Matriz de compatibilidad entre usos

USOS	
TURISTICO	○
PESQUERO	○
INDUSTRIAL	○
NUCLEAR	○
MINERO	○
URBANO	○
RESIDENCIAL	○
AGRICOLA	○
FORESTAL	○
RESERVA T.	○
COMUNIC.	○
DEFENSA	○
RESERVA M.	○

○	Compatible
□	Incompatibilidad baja
●	Incompatibilidad media
■	Incompatibilidad alta

RESERVA M.	DEFENSA	COMUNIC.	RESERVA T.	FORESTAL	AGRICOLA	RESIDENCIAL	URBANO	MINERO	NUCLEAR	INDUSTRIAL	PESQUERO	TURISTICO
------------	---------	----------	------------	----------	----------	-------------	--------	--------	---------	------------	----------	-----------

4. Dos aplicaciones prácticas: los planes indicativos de usos del dominio público litoral y los planes de ordenación general de playas

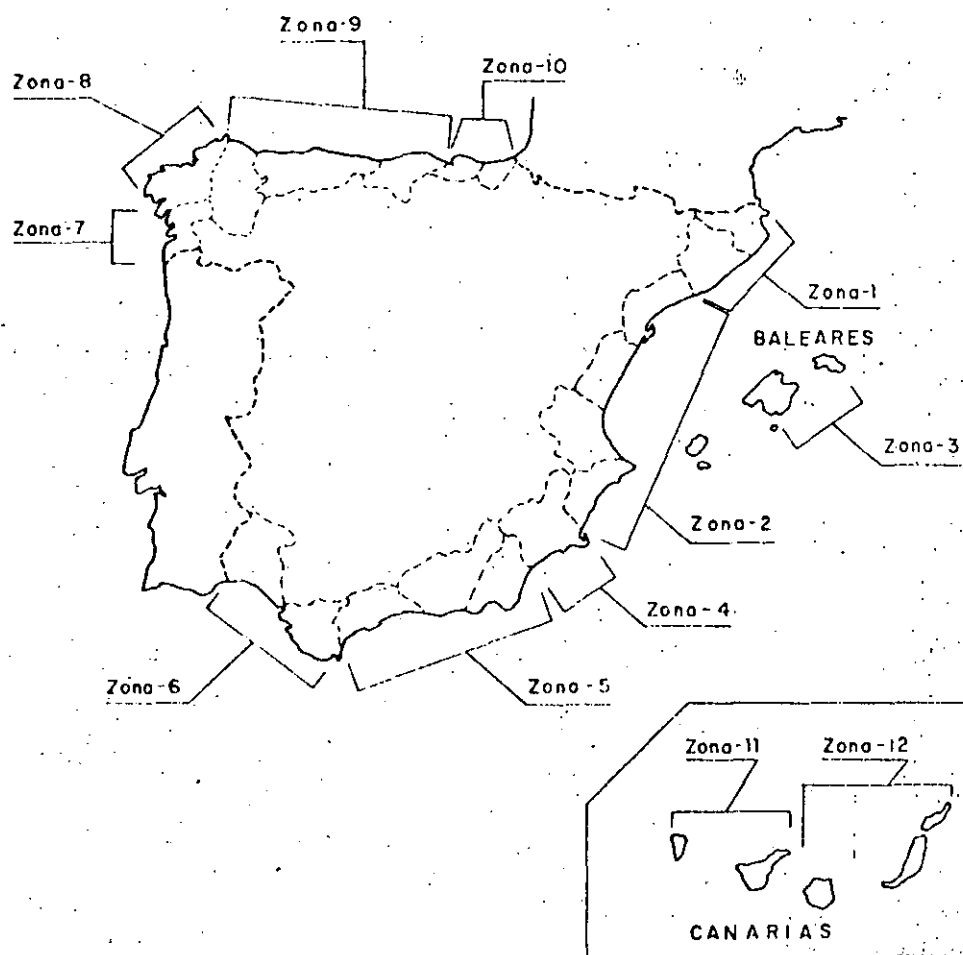
Durante los últimos años la administración española ha dedicado un especial interés a la ordenación del marco litoral. Esta acción se puede sintetizar en dos iniciativas con diferentes objetivos, tales como son los planes indicativos de usos del dominio público litoral y los planes de ordenación general de playas.

4.1. Planes indicativos de usos

Esta iniciativa responde a la necesidad de conocer los recursos, naturales y creados, de cada zona costera y establecer un baremo de tendencias de demanda que permita, con carácter meramente indicativo, asignar los usos óptimos futuros. Con ello se intenta establecer una política administrativa conexas en materia de concesiones del dominio público y obras costeras.

Dada la magnitud de la totalidad del plan se ha dividido su elaboración por sectores regionales subdivididos a su vez provincialmente (fig. 282).

Fig. 282.—Estructuración geográfica de la planificación costera española (P.I.D.U.)

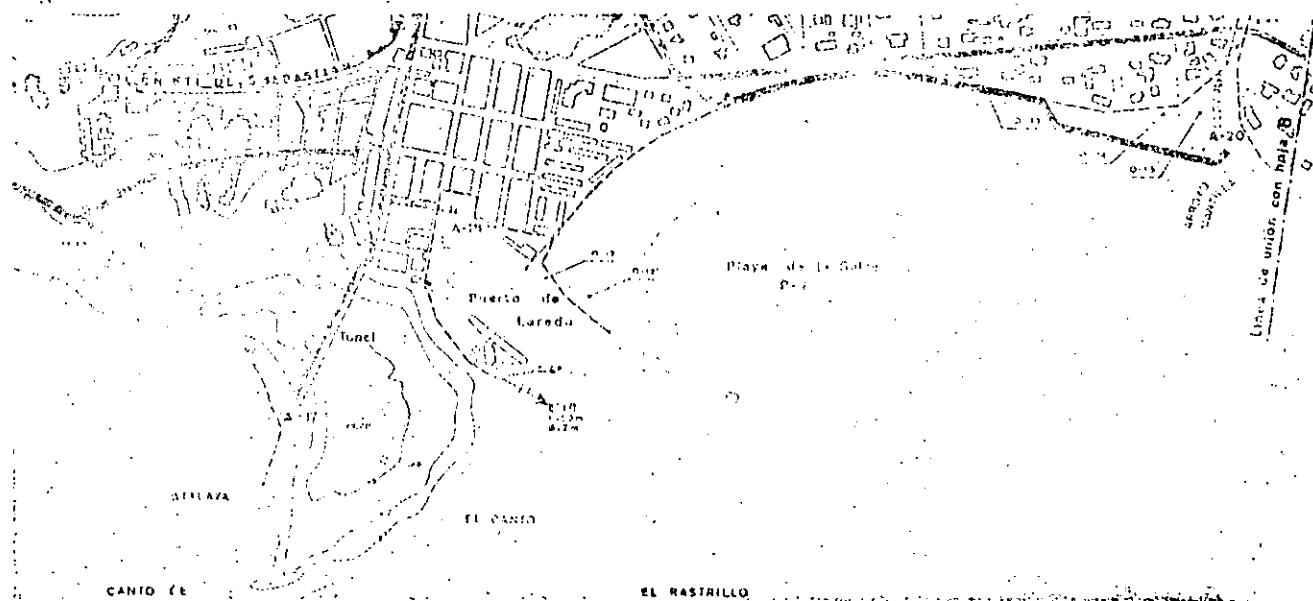


El esquema del plan responde, en líneas generales al Cuadro I, si bien notablemente simplificado en la elaboración y discusión de las alternativas de ordenación. En una primera parte se recoge la descripción del estado actual de la costa y la recopilación y evaluación de los recursos disponibles. Los estudios que se encuentran incluidos en esta parte son:

- Descripción física del litoral con estudios monográficos sobre climatología, geomorfología y dinámica litoral.
- Usos predominantes actuales de la zona litoral.
- Distribución de la población en la franja costera y su entorno.
- Accesos a la costa desde viales rodados y paseos marítimos.
- Inventario de playas.
- Modelo de oferta y demanda actual de playas con previsión de la afluencia en el futuro.
- Estudio balance de instalaciones para embarcaciones deportivas y de recreo.

La información recogida se plasma en cuadros y planos a escala variable, según el objeto de representación. Asimismo, en planos fotogramétricos a escala 1:5.000 se recoge la totalidad de la franja costera objeto del estudio en la que se han representado los datos fundamentales como (instalaciones náutico-deportivas, urbanizaciones, viales, desiendes, concesiones, etc.) (fig. 283).

Fig. 283.-



La segunda parte, que recoge la previsión de las necesidades prioritarias y asigna los usos más adecuados se compone de:

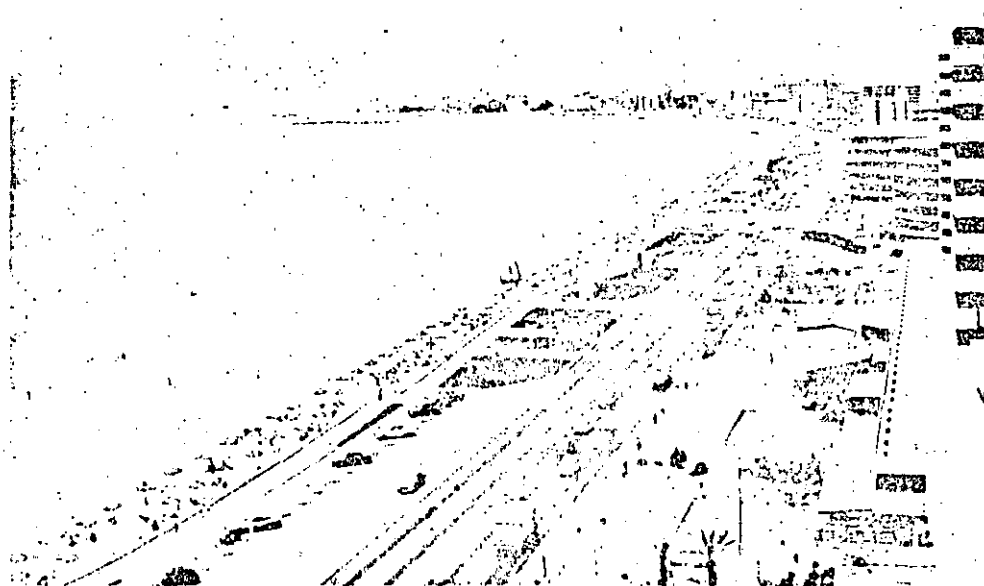
- Previsión de usos genéricos de los distintos tramos que contiene la zona en estudio.

- Páscos y zonas verdes.
- Servicios a los usuarios (bares, vestuarios, etc.).
- Servicio de Salvamento y Socorrismo.
- Servicio de saneamiento y limpieza.
- Zonas de reposo y concesiones de toldos y hamacas.
- Zonas deportivas-náuticas (vela, motonáutica, pesca, etc.).
- Zonas deportivas en tierra.

Las normas técnicas de ordenación varían, en gran medida, según las condiciones particulares de cada playa y de sus usos primordiales. Una obra tal como un paseo marítimo que puede ser aconsejable para algunos casos, playas largas y populosas, puede no serlo para otros en los que el valor fundamental reside en su recogimiento o belleza natural. Es por tanto muy difícil dar criterios de ordenación válidos para todo tipo de playas. Sin embargo, si se pueden dar normas que son convenientes tener en cuenta durante toda la labor de planificación.

Un buen ejemplo de aplicación de los criterios de ordenación bajo el marco de un Plan General es el de la playa de Palma de Mallorca (fig. 285). Con ello se ha conseguido un aprovechamiento racional de la superficie de la playa mejorando su capacidad así como un notable incremento del nivel de calidad de los servicios al usuario (sombrillas, bares-restaurantes, puestos de socorro, teléfonos, juegos, aparcamiento, etc.). Adicionalmente la explotación de servicios ha supuesto una importante fuente de ingresos para las sociedades concesionarias.

Fig. 285.—Ordenación de la playa de Palma de Mallorca



Contaminación
marina



0. Introducción

La toma de conciencia por el hombre del problema de la contaminación artificial del mar y de las costas es un fenómeno de reciente auge que responde al, asimismo creciente, grado de actividad polucionante que se viene dando en las últimas décadas. El fenómeno de redistribución zonal de la población tendente hacia la saturación de la franja costera así como el desarrollo de los procesos industriales y el incremento de transporte marítimo han incidido en un brusco y extraordinario aumento en la recepción por el mar de sustancias exógenas.

Los episodios, a veces casi situaciones estables, de contaminación de las costas vienen siendo cada día más frecuentes. En la Bahía de Nueva York, una zona de cincuenta kilómetros cuadrados recibe el nombre de "Mar Muerto" debido a la escasez de oxígeno y, por tanto, desaparición de vida animal. Otro tanto puede decirse de la Bahía de Tokyo. En 1970 diversas playas de Francia e Italia (Palermo, Nápoles) estuvieron cerradas al público por su alto grado de contaminación. Las catástrofes de tipo petrolífero son cada día más frecuentes. "Torrey Canyon", "Policomander", "Urquiola", y otros muchos, son nombres que van asociados a vertidos de decenas de miles de toneladas de crudo sobre las aguas costeras. Mientras tanto, las industrias y ciudades vierten al día millones de toneladas de residuos, metales pesados tóxicos.

Las voces de alarma comienzan a alzarse. El profesor Cousteau, apoyado en su conocimiento profundo de la vida marina, ha afirmado recientemente: "En el plazo de veinticinco o treinta años, la vida habrá desaparecido de los océanos". Muchos organismos han centrado su atención sobre el tema. (FAO, Club de Roma, etc.). Otras opiniones autorizadas, sin embargo, son más optimistas. Una cosa queda clara: el problema está planteado y su solución no requiere demagogias sino una intervención técnica profunda.

1. Definición

El término "contaminación marina" se puede definir de forma general como la introducción en la masa líquida de los océanos y mares de sustancia que producen un empobrecimiento de los recursos vitales de los mismos y una pérdida de la calidad de las aguas. Estos factores se traducen, generalmente, en una disminución en el rendimiento de actividades marinas, tales como la pesca, y en lo que es más significativo en riesgos para la salud humana y todo el ecosistema dependiente. Quedan incluidas, por tanto, todas las formas de alteración del agua de mar ya sean de tipo peligroso (concentraciones bacterianas, químicas, radioactivas, etc.) o simplemente molestas y antiestéticas (maderas, papeles, espumas, etcétera.).

Dentro del amplio marco de la contaminación del mar, merece un tratamiento especial aquella que afecta a los bordes costeros por ser la que mayor incidencia tiene para el ser humano. En esta zona confluyen gran número de fuentes contaminantes con una variada gama de actividades humanas. Aquí aún el criterio de considerar, únicamente, la contaminación tanto en cuanto pueda afectar al hombre comprende casi todas las actuaciones polucionantes dado el estrecho contacto del hombre con el medio.

En todo caso, la investigación de la contaminación marina está todavía en una

fase inicial con numerosas incógnitas ante sí. La relación causa-efecto, en la mayoría de los casos, no ha sido determinada, ni cualitativa ni cuantitativamente, en razón al limitado periodo de observación que se tiene de los fenómenos. ¿Cómo incide en el hombre la ingestión de animales sometidos a un episodio accidental de contaminación del medio líquido por hidrocarburos? ¿Qué cantidades, concentraciones y periodos son los determinantes de una cierta enfermedad?

La respuesta a este tipo de preguntas queda en muchas ocasiones sumida en apreciaciones relativas. Por ello las distintas reglamentaciones sanitarias y técnicas de los países costeros presentan una diversidad notable en los índices que fijan el grado de existencia permisible de sustancias y bacterias. Y esto a pesar de que las normas de los países punteros suelen ser adoptadas por los de inferior nivel científico.

2. Origen de la contaminación

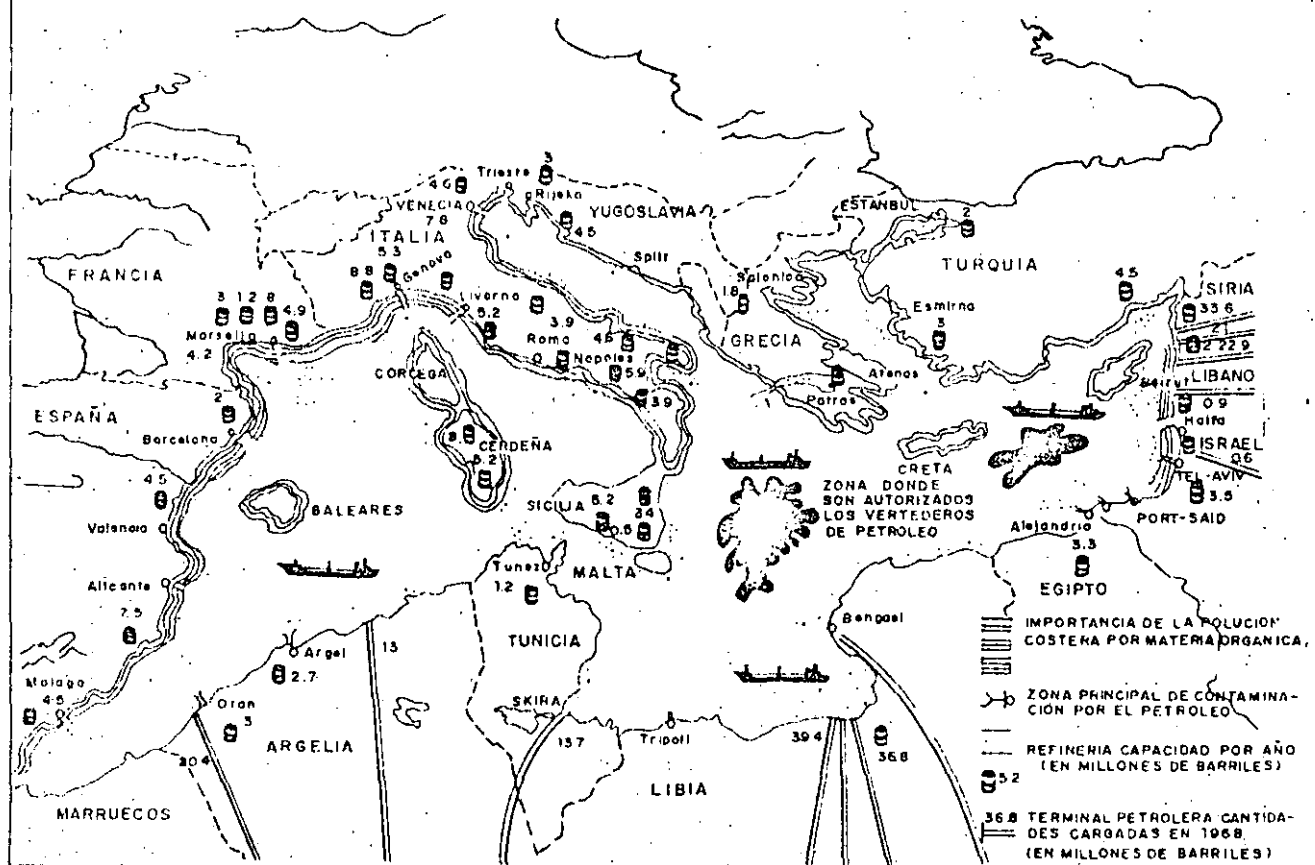
La contaminación de las aguas marinas puede proceder de las siguientes fuentes (GESAMP II/11 Paris 1970):

		Atmósfera	Biocidas Sustancias radioactivas Productos de combustión
Mar	Utilización del subsuelo marino		Hidrocarburos Gases naturales Minerales
	Barcos	Accidentes	Hidrocarburos Productos químicos Sustancias sólidas
		Operación	Petróleos y lastre Materias fecales Basuras sólidas
		Descargas	Desechos industriales Fangos activos Municiones
Tierra		Vía indirecta (lluvia-viento)	Biocidas Fertilizantes
		Vía directa	Aguas industriales Aguas urbanas Detergentes Sustancias radioactivas Aguas termales

Dependiendo de las características particulares de cada zona marítima variará la importancia relativa de cada una de las fuentes. El Mediterráneo occidental soporta una gran densidad de descarga de aguas residuales urbanas, sobre todo

en el arco comprendido entre la desembocadura del Ebro (España) y del Arno (Italia). Las estimaciones de la FAO apuntan hacia una demanda biológica de oxígeno (DBO₅) próxima a las 500.000 Tn/año necesarias para la destrucción de su carga orgánica. Asimismo, esta misma zona es lugar de ubicación de numerosos puertos y terminales de tratamiento de crudos petrolíferos (Tarragona, Barcelona, Marsella, Génova), con la consiguiente incidencia en la contaminación de esta clase. Paradójicamente la vocación múltiple de la zona deja un lugar muy importante, casi preponderante, al uso turístico-recreativo de su costa, que se ve jalonada por una sucesión casi continua de famosos centros turísticos (Sañou, Castelldefels, Lloret, St. Tropez, Mónaco, San Remo, etc.).

Fig. 286.—Distribución de las fuentes de contaminación y su efecto sobre zonas costeras en el Mediterráneo (M. Lleget)



Ante éste como ante cualquier otro problema de contaminación es necesario sopesar el exacto significado que tienen las cifras. El alarmismo excesivo llevaría quizá a disminuir las capacidades productivas de las industrias ante la amenaza de apocalípticas transformaciones en el ecosistema. Del otro extremo, la confianza excesiva en la autodepuración puede hacer irreversibles procesos de degradación del medio ya iniciados. A este respecto pueden ser indicativos los cálculos efectuados por J. Ros (1973) sobre la mencionada demanda biológica de oxígeno en el Mediterráneo. En ellos, en base a los datos de la FAO que estiman en 1.2 millones de toneladas de oxígeno al año las necesidades de depuración de todas las aguas residuales urbanas vertidas al mar Mediterráneo, se con-

sideran las posibilidades reales de renovación. Teniendo en cuenta que el caudal de agua entrante por el estrecho de Gibraltar es de 1.2 millones de m³ por segundo y que el contenido medio de oxígeno es de 7 mg por litro, se puede concluir que en menos de 2 días entra suficiente oxígeno para compensar la demanda anual. Esta conclusión simplista se ve reforzada por las medidas realizadas en la práctica desde hace cincuenta años, que no revelan disminución sensible en el oxígeno disuelto.

No ha de entenderse con esto que se pueda contaminar en lo sucesivo libremente con el pretexto de la autodepuración ya que los resultados contemplados parcialmente podrían ser funestos. Simplemente se ha pretendido orientar al técnico hacia una posición reflexiva desde la cual, utilizando sus conocimientos, pueda valorar los riesgos e impactos reales de la contaminación marina.

3. Agentes contaminantes

Aunque la variedad de sustancias y materias que pueden ser calificadas como agentes contaminantes del mar es muy extensa, las más importantes y conflictivas se pueden agrupar en tres grandes grupos.

- a) Hidrocarburos
- b) Sustancias químicas
- c) Bacterias y microorganismos.

3.1. Contaminación por hidrocarburos

La importancia de este agente radica en la universalización de su uso como fuente energética que ha motivado la necesidad de su transporte masivo por vía marítima y su tratamiento en plantas ubicadas generalmente en la franja costera.

Cualitativamente los productos petrolíferos se pueden clasificar, según su contenido en volátiles, en estables e inestables. Su comportamiento contaminante varía asimismo según esta clasificación.

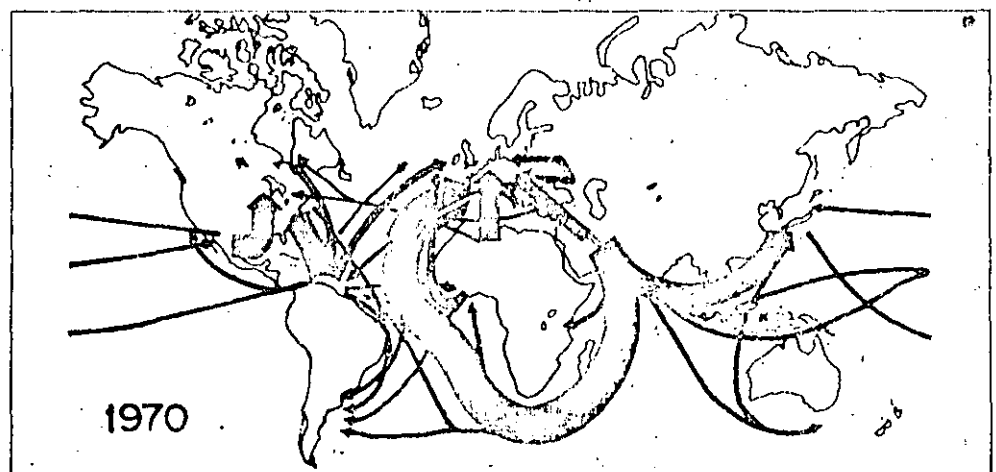
Los petróleos estables (crudos, fuel oil, diesel) se distribuyen sobre el agua rápidamente formando una fina capa que se extiende en una superficie relativamente grande (1 m³ de crudo procedente de Oriente Medio se expande en un círculo de 24 m de radio en el lapso de 10 minutos). Los productos volátiles se evaporan en un grado de 25-30 % al cabo de los 2 días dejando un residuo más espeso que, favorecido por la agitación del oleaje, se emulsiona con el agua hasta formar la llamada "mousse de chocolate".

Los productos petrolíferos no estables (gasolinas) se evaporan, en gran parte, rápidamente sin dejar apenas residuos. Su efecto contaminante es por ello muy reducido.

No ocurre lo mismo con los de tipo estable. Su efecto se deja sentir tanto en las especies animales como en las vegetales, si bien son estas últimas las más sensibles a su acción. Se ha comprobado que el contacto durante 6 a 12 horas con una emulsión al 0,1 % basta para alterar irreversiblemente la fotosíntesis de las algas, debido a la infiltración y a la formación de una cubierta aislante. Los peces suelen evitar las aguas contaminadas y por ello quedan libres de sus efectos. Los moluscos, en cambio, se ven afectados notablemente a partir de concentraciones superiores al 1 %, aunque su aprovechamiento comestible deja de ser posible a partir de dosis superiores a 100 mg. de petróleo por m³ de agua.

Las aves marinas son especialmente afectadas por este tipo de polución. Su contacto físico con el agua, necesario para su alimentación, origina una impregnación de todo su plumaje que imposibilita su vuelo y motiva su muerte en el medio contaminado. Los estragos causados en estas especies por los vertidos de tipo catastrófico ocurridos en los últimos años han diezariado la población de las colonias ubicadas en las áreas costeras próximas.

Fig. 287.—Rutas del transporte marítimo de productos petrolíferos



Las causas más frecuentes de vertidos de productos petrolíferos al mar se pueden sintetizar en las siguientes:

- Pérdidas y descargas de combustibles y lubricantes de los barcos.
- Vertidos en la fase de transporte de los productos petrolíferos:
 - lavado de tanques
 - accidentes marítimos
 - accidentes en tuberías submarinas.
- Escapes en la fase de prospección y explotación:
 - accidentes en los campos de producción
 - accidentes en la fase de prospección.

Dejando aparte los vertidos accidentales, cuyas magnitudes pueden variar desde unos cuantos litros hasta cientos de miles de toneladas ("Torrey Canyon": 117.000 Tn); los vertidos sistemáticos y habituales motivados por la limpieza de tanques motivan la mayor parte de las descargas de petróleo al mar. (Ver tabla.)

— Petroleros		
Accidentes	0,20	13,2
Deslastre y lavado buques "Lot"*	0,11	7,3
Deslastre y lavado buques no "Lot"	0,53	35,0
Mantenimiento y limpiezas	0,36	23,7
Accidentes de barcasas	0,03	2,0
Bombeo	0,02	1,3
-- Otros buques transportando crudos	0,06	4,0
— Otros buques (operacional)	0,19	12,5
TOTAL	1,50	100,0

* "Load-on-top"

Fuente: IMCO - 1973

En general, se puede afirmar que todos los barcos cargan agua de lastrado en cantidades que dependen del trayecto y de las condiciones del mar.

En los buques no incluidos en la categoría de "tanques" el propio fuel oil empleado para combustible se usa como lastre. Sin embargo, lógicamente a medida que se consume necesita ser repuesto por agua del mar si se pretende mantener las condiciones de estabilidad iniciales del barco. La descarga de esta mezcla de agua y residuos de fuel oil en los puertos o en sus proximidades provoca una mancha contaminante.

La solución, en este caso de buques no tanques, es sencilla y consiste en separar los tanques de combustible y los de lastrado. La modificación se puede llevar a cabo con un costo económico aceptable.

El problema en el caso de los buques-cisternas es más complejo. Los petroleros tienen que lastrarse con agua, en los trayectos en que no transporten crudo en sus tanques, hasta proporciones próximas al 30 %-60 % de su peso muerto. Para ello no tienen otra solución que rellenar de agua los mismos tanques utilizados para la carga de crudos. La limpieza de estos tanques supone entonces la descarga del agua de lastrado que, inevitablemente, va acompañada de gran cantidad de residuos petrolíferos.

Esta actividad, fuertemente contaminante, se vio modificada favorablemente con la adopción del sistema "load-on-top", que consiste en la separación del petróleo y del agua en su propio barco.

Con este sistema el agua de deslastre se vierte en el mar hasta que se alcanza un nivel en el que comienzan a aparecer indicios de petróleo. El vertido directo al mar se detiene entonces y se trasvasa la mezcla restante a otro tanque de almacenamiento. Una vez vaciado el tanque primitivo se procede a su limpieza con chorros de agua caliente a presión. El agua de limpieza residual se descarga asimismo al tanque de almacenamiento y se vuelve a repetir la operación de lavado hasta que se alcance la limpieza total del tanque de carga. Una vez conseguida, se llena con agua limpia de mar hasta que sea descargada en puerto como lastre limpio.

En el tanque de almacenamiento se puede efectuar un vertido al mar hasta que se alcance un nivel en el que aparecen trazas de petróleo. Cuando el barco llegue a la terminal de carga, en el tanque de almacenamiento habrá unos residuos de petróleo mezclados con agua en alta concentración que sólo serán descargados en el puerto o terminal de descarga a un tanque de separación situado en tierra. Si en el puerto de carga el contenido del tanque de almacenamiento no fuera total es posible utilizar este mismo tanque para cargar crudo sobre la mezcla agua-residuos existente. De aquí proviene el nombre "load-on-top" (carga sobre el nivel).

El sistema "load on top" ha sido adoptado por el 80 % de la flota petrolera mundial y por el 100 % de la española. En el cuadro anterior, sin embargo, se puede observar que el 20 % restante es responsable del 35 % de la contaminación total de tipo petrolífero y de más del 75 % de la generada por deslastrado y limpieza de tanques.

3.2. Contaminación por sustancias químicas

Dentro de las múltiples sustancias que causan alteraciones peligrosas en la calidad de las aguas se van a distinguir aquí las que se pueden agrupar en las siguientes clases:

- detergentes
- biocidas
- metales pesados.

La acción contaminante de los **detergentes** se centra en sus proximidades tensioactivas. Las espumas creadas por su no biodegradabilidad favorecen la concentración de agentes contaminantes además de disminuir la proporción de oxígeno disuelto. Otros efectos adicionales son de impedimento a la transmisión de la luz y la pérdida de poder autodepurador del mar.

En las zonas de uso turístico, además, su aparición produce un lamentable efecto estético que puede dar al traste con múltiples actividades lúdicas de asentamiento litoral (baños, deportes náuticos, pesca submarina, etc.).

La nocividad del vertido masivo de detergentes quedó demostrada con ocasión de los trabajos de eliminación de las manchas de petróleo procedentes del naufragio del superpetrolero "Torrey Canyon" en Cornualles (Inglaterra). En las zonas tratadas se pudo observar la disminución de numerosas especies vivas que, a su vez, alteró el equilibrio ecológico y dio lugar a la proliferación extraordinaria de algas.

Los **biocidas**, son, como el propio nombre indica, aquellos productos destructores de la vida. Su uso nace en la necesidad de luchar contra las plagas animales o vegetales que afectan la agricultura sin mencionar otras utilidades menos conocidas: lubricantes, plastificantes, etc.

Entre los biocidas más conocidos se encuentran los granulados, el más conocido

de los cuales es el D.D.T., los órganos fosfatados, el P.C.B. (bifenil policlorinado), y en general todas las sales y herbicidas que tengan elementos tóxicos como el arsénico, cobre, flúor, etc.

En general, la función tóxica de estos compuestos se basa en su fijación estable en los organismos en que penetran, lo que hace que puedan actuar por acumulación. Mediante ellos se ha logrado acabar con numerosos tipos de plagas agrícolas. Sin embargo, estas propiedades son un arma de doble filo que entran en acción cuando pasan, arrastrados por las aguas o el viento, al medio marino. Su actuación en la biomasa marina es similar a la terrestre, pudiéndose acumular, como de hecho sucede, en los animales y plantas marinas que viven en las zonas litorales afectadas.

Los efectos notados, hasta ahora, en las especies contaminadas por estos productos consisten en alteraciones del sistema nervioso y de las hormonas sexuales. En algunas aves marinas afectadas por D.D.T. se ha podido comprobar una alteración en la asimilación del calcio manifestada en la producción de huevos muy frágiles.

La IHA (International Health Authority) admite que el organismo humano puede absorber 0,01 mg de D.D.T. por cada kg de peso, sin que se produzcan alteraciones notables. No obstante, hay que recordar que la desintegración de este producto es muy lenta, aproximadamente 30 años, y su principal peligro estriba en la acumulación. El P.C.B. presenta una estabilidad todavía mayor.

Los metales pesados son también sustancias fuertemente contaminantes. El mercurio, el plomo, el aluminio, el cadmio, el arsénico, el cinc, el hierro y otros metales junto con sus sales, son elementos fácilmente encontrables en las aguas vecinas a las zonas portuarias, por ser éstas receptoras de vertidos accidentales o voluntarios de residuos metálicos.

El mercurio, por ejemplo, afecta al organismo a través del cerebro, sistema nervioso, y además da lugar a alteraciones genéticas. Su presencia da lugar a la llamada enfermedad de Minimata, que recibe este nombre de la aldea japonesa de tal denominación en la que se produjo en 1956 un episodio patológico por contaminación de dicho metal. Este famoso caso tuvo como resultado la muerte de algunos habitantes que habían ingerido peces sacados de las aguas de la bahía cercana (Yatsushiro) a la que vertían los residuos algunas fábricas de acetaldehidos. La transformación del mercurio en metilmercurio, soluble en el agua, facilitó el paso del metal a la cadena alimentaria de los peces y por ende a la del ser humano.

3.3. Contaminación por bacterias

La mayor parte de las bacterias patógenas que recibe el mar, tienen procedencia terrestre y más concretamente origen humano. Un ser adulto elimina por término medio 300 gramos/día de excrementos, que se traducen en una cifra comprendida entre 200-300 litros/día de aguas residuales. En estas aguas se estima que pueden existir de 200-500 millones/litro de bacterias *Escherichia coli* (E.

coli) y 10-20 millones/litro de *Streptococcus faecalis* (D) además de otros tipos de bacterias u organismos, algunos con mayor potencial patógeno, tales como la *Salmonella* o los gérmenes del cólera, botulismo, etc.

La subsistencia de estos organismos, una vez en el medio marino, está afectada por diversos factores. Por un lado se produce una dilución y una dispersión de las pequeñas partículas en suspensión sobre las que van fijadas las bacterias, y por consiguiente, de éstas. Por otro lado se puede tener en cuenta el controvertido poder autodepurador del agua del mar.

Este poder autodepurador, en proceso de investigación por distintos científicos, tiene tantos ciegos partidarios de su efectividad como encontrados enemigos.

En experiencias llevadas a cabo en laboratorio se ha comprobado que en el seno del agua de mar natural se efectúa una cierta actividad antibacteriana. Por contra, si esta misma agua es filtrada o envejecida o esterilizada el potencial antibacteriano disminuye, llega a la casi anulación o desaparece, respectivamente.

Según A. Fruchart este poder autodepurador del agua del mar reside en la existencia en su seno de micro y macrodepredadores bacteriófagos que junto con la acción antiséptica de algunas algas eliminan los elementos patógenos.

Algunos fenómenos físicos también contribuyen a la creación de condiciones idóneas que favorecen la actividad depuradora. Tal es el caso de la agitación y de la insolación si bien se considera que este último factor sólo puede actuar sobre una fina capa superficial de algunos decímetros de espesor.

Sin embargo, las opiniones más controvertidas se centran en la actualidad en los efectos perniciosos que trae consigo la contaminación bacteriana. El principal motivo de esto reside en el hecho que se ha indicado al comienzo de este capítulo y que no es más que la dificultad de establecer claramente la relación causa-efecto en términos cualitativos y cuantitativos.

Algunos autores afirman que sería necesario que un bañista ingiriera muchos litros de agua contaminada para contraer una salmonelosis, mientras que para otros unos cuantos tragos serían suficientes. Para algunos centros investigadores no existe peligro alguno para los bañistas en zonas playeras contaminadas. Solamente algunas infecciones de zonas mucosas, oculares y faringéas parecen estar ligadas a este tipo de contaminación. (P. e.: vaginitis, causadas por el hongo candida.) En varios tipos de enfermedades cutáneas se ha podido comprobar, por el contrario, que el peligro no reside en las aguas sino en las arenas sucias de las playas.

En este punto es interesante recalcar la importancia de la limpieza y aireación periódica de las arenas emergidas de las playas. En la playa de C'an Pastilla (Palma de Mallorca) la puesta en práctica de esta actividad ha reducido notablemente las dermatosis en los usuarios además de dar un inmejorable aspecto a la playa.

En lo que respecta a las enfermedades causadas por virus no ha sido posible obtener relación alguna dado el largo periodo de incubación que desconecta el

En lo que si parece existir un acuerdo unánime es en el peligro de la contaminación bacteriana en zonas de cultivo de moluscos, de posterior consumo humano. Los mejillones, las ostras, las almejas, etc., se alimentan a partir de las sustancias vivas y muertas que contiene el agua que les rodea por el procedimiento de filtrar una gran cantidad de ella (10-20 litros/hora). Por ello pueden llegar a concentrar en su carne un enorme número de bacterias y gran cantidad de productos tóxicos. Las enfermedades más frecuentes que se pueden contraer por ingestión de moluscos "contaminados" son los tifus, el cólera y la hepatitis.

Los standard de calidad fijados por los distintos organismos interesados en la contaminación bacteriana denotan, por su dispersión, las controversias sobre su relativa peligrosidad. El elemento más cómodo para el conteo, y que se usa como indicador internacionalmente, es el n.º de Escherichia Coli (E. Coli), que se encuentran en 100 mililitros de agua muestra. Según F. Enriquez (1973), el standard peligroso para zonas de baño viene señalado por algunos a partir de 2.000 E. Coli/100 ml, otros a partir de 1.000 E. Coli/100 ml y otros, estrictamente, han definido como playas poco recomendables aquellas que a menos de 250 m de la orilla contienen 500 E. Coli/100 ml, dudosas aquellas que presentan entre 200 y 500 y recomendables aquellas que no superan la cifra de 200.

La Instrucción española para vertido de aguas residuales al mar establece para zonas de baño que la concentración de E. Coli correspondiente a un periodo de 30 días consecutivos no deberá ser superior a 1.000/100 ml en más del 10 % de las muestras, ni inferior a 200/100 ml en más del 50 % de las muestras.

Respecto de los límites para zonas de cultivo marinos las normas son más exigentes estableciéndose que la concentración de E. Coli no deberá ser superior a 50/100 ml en más del 10 % de las muestras, ni superior a 15/100 ml en más del 50 % de las muestras.

Las normas adoptadas por el Estado de Nueva York, en cambio, establecen el límite en zona de cultivos en 70 gérmenes/100 ml en la media de cualquier serie de muestras.

4. Detección de la polución marina

El cumplimiento de las normas internacionales y locales sobre contaminación implica un seguimiento constante de los niveles de polución, al menos en las proximidades de los puntos de emisión y en las zonas costeras de especial valor.

Dentro de las diversas técnicas de detección de la contaminación conviene separar las específicas de la polución por hidrocarburos de las de otros tipos, debido a las diferentes circunstancias de emisión y procedimientos utilizados.

4.1. Detección de manchas de hidrocarburos

La contaminación por hidrocarburos, como se ha visto en el apartado anterior, posee unas características típicas en cuanto a su generación. Esta se suele producir de forma súbita (limpieza de tanques, accidentes, etc.) con un foco de emisión puntual y con una forma de propagación superficial.

Los dos grupos de métodos de detección comúnmente utilizados son:

- fotografía en diversas bandas de longitud de onda.
- radar.

Los sistemas ópticos y electrónicos de detección de la capa de petróleo operados desde avión o helicópteros pueden oscilar desde la gama de los ultravioleta (longitud de onda entre 0,3 y 3) y la de los infrarrojos y microondas (longitud de onda 3 - 8). En los primeros la idoneidad se basa en el distinto poder reflejante de la capa de petróleo y del agua que la rodea, lo que se traduce en una diferencia de color en los films (óptico) o una diferencia de tensión eléctrica (detector electrónico).

En el caso de la radiación infrarroja y de las microondas su efectividad se basa en las radiaciones características de la temperatura de los cuerpos en los que se reflejan. Debido a que el petróleo mantiene una temperatura superior a la del agua, la mancha queda detectada pudiendo además apreciarse las variaciones de espesor y temperatura en la propia mancha. El procedimiento, al depender únicamente de la temperatura, posibilita su utilización durante la noche.

La aplicación del radar a la detección de manchas de petróleo se basa en su sensibilidad para registrar las variaciones de la amplitud en la agitación del mar causada por la mancha. La onda del radar se refleja mejor en la superficie del agua que en la de la capa de petróleo y queda reflejada en la pantalla.

Este procedimiento desarrollado por el Laboratorio de Investigaciones Navales (U.S.A.) ofrece la posibilidad de llevar a cabo tareas de detección en condiciones meteorológicas adversas y cubrir una extensa zona. Por el contrario, la inexistencia de una observación directa no permite apreciar si la irregularidad del estado de agitación de la superficie marina se debe, efectivamente, a una mancha de petróleo o a cualquier otra causa de análogos efectos.

Actualmente, este método se está poniendo a punto en los satélites artificiales de forma que en el futuro será posible la detección inmediata de los vertidos de petróleo así como la evolución de las manchas y las rutas de los buques causantes de las mismas.

4.2. Detección de la contaminación costera por otros productos

Para la detección de la contaminación general de las aguas marinas se han seleccionado una serie de parámetros físicos, químicos y biológicos que se usan como indicadores cualitativos y cuantitativos de la contaminación.

La escasa durabilidad de muchas de las materias y organismos tomados como indicadores hace que sea preciso efectuar la toma de la muestra y su análisis en

c) Biológicos:

- bacterias coliformes
- material fecal
- D.B.O. (Demanda Biológica de Oxígeno).

Los únicos parámetros que se pueden registrar de un modo fiable, con sensores electrónicos remotos, son los físicos. Los de tipo químico y biológico se tienen que determinar con muestras tomadas en una campaña in situ y analizadas en laboratorio. Determinando, con una campaña inicial de calibración, la correlación posible entre los primeros y los segundos se podrían establecer estaciones fijas a base de sensores de parámetros físicos que transmitirían, periódicamente, los datos al ordenador central del laboratorio de puertos. Esta instalación constituiría, de resultar positivo el estudio, un sistema de vigilancia continua de los niveles de polución costera.

5. Medidas contra la contaminación

Al igual que ocurre con la medicina referida al cuerpo humano, es obvio que el mejor sistema de lucha contra la patología de los océanos es la adopción de medidas preventivas que eviten que la enfermedad no aparezca o que, al menos, revista proporciones reducidas y, por tanto, controlables. Con ello se lograría una doble ventaja económica; por un lado los costes de dispersión de la contaminación serían más pequeños y, por otro, el coste indirecto de los daños causados en el medio sería, asimismo, menor.

Las medidas de lucha contra la contaminación, según esto, pueden adoptar dos modalidades:

- a) Medidas preventivas
- b) Medidas de eliminación

5.1. Prevención de la contaminación

Dentro de este apartado conviene a su vez distinguir, tal como se ha hecho en la fase de descripción, la contaminación por hidrocarburos y otras sustancias procedentes de buques de la de tipo industrial y urbano procedente de vertidos desde tierra. La metodología de uno y otro tipo apenas guarda relación ya que tanto las circunstancias en que se produce la polución como sus características son profundamente distintas.

5.1.1. Contaminación procedente de buques

La prevención de la contaminación procedente de los buques se centra principalmente en acciones que tiendan a eliminar las causas de vertidos tanto operacionales (limpieza de tanques, carga-descarga, etc.) como de los accidentales (coli-

siones, explosiones, etc.).

a) Construcción de buques:

Las tendencias modernas de la construcción de buques pueden contribuir notablemente a la disminución del riesgo de contaminación. Las medidas más representativas son:

— Compartimentación estanca: de esta forma se impone un tamaño máximo ($\approx 30.000 - 40.000 \text{ m}^3$) a los diversos tanques de cada buque de forma que la rotura parcial del casco no implique el derrame de todo el líquido transportado. Esta regla tiene como consecuencia un aumento en el coste de construcción. Por ejemplo, en el caso de un buque de 350.000 T.P.M. que, en vez de los 22 tanques usuales, pase a tener 28 de menores dimensiones, se necesitan 12.000 Tm más de acero.

— Doble casco: con esta solución se lograría un doble objetivo: proteger los tanques de los impactos exteriores y disponer de tanques de lastre independientes de los de carga. El coste de construcción se encarecería, sin embargo, notablemente tanto por coste de materiales de construcción como por necesidad de aumentar la potencia de los motores de impulsión a fin de mantener idénticas velocidades. Se calcula que dicho incremento de coste representa un 30-40 %.

— Separación total crudo-lastre: ello supone la construcción de buques con tanques para crudo y tanques para lastre, de forma que en ningún caso se puedan admitir utilizaciones mixtas separadas o simultáneas en ninguno de ellos. Teniendo en cuenta que en ciertas condiciones el lastre que se precisa para una navegación segura puede representar cerca de un 60 % del peso muerto de un buque, significa que la puesta en práctica de este procedimiento reduce en una cifra similar la capacidad de transporte de crudo de cada barco. No obstante, es factible que en los próximos años este procedimiento se emplee de manera parcial en un 20-40 % de los tanques de cada barco.

b) Métodos operativos en los buques.

Los problemas de vertido y limpieza de los residuos y basuras generadas por la operación con la carga por la tripulación del propio buque pueden ser tratados de diversas formas, si bien en último lugar el producto resultante se termina evacuando en el mar en la mayoría de los casos ya que no en todos los puertos existen instalaciones específicas que admitan la recepción y tratamiento definitivo.

— Depuración de agua de lastre en buques petroleros: además del procedimiento "load on top", detallado en párrafos anteriores y extendido a la mayoría de los buques de la flota mundial, otras prácticas que pueden aliviar la contaminación del mar por vertido del lastre son aquellas que consiguen la separación del agua de mar y del petróleo de la mezcla (decantadores químicos, membranas flexibles de separación, etc.) o de los que minimizan el vertido (uso de sustancias especiales para la limpieza de los tanques).

— Tratamiento de basuras producidas en el barco: los sistemas en práctica pueden concretarse en:

- Tanques de almacenamiento dotados o no de compactador.
- Maceración de las basuras acompañada de una posterior cloración.
- Incineración de los residuos sólidos.
- Digestores.

c) Seguridad en la navegación.

La importancia de la prevención de los accidentes durante el periodo de navegación estriba en que los resultados suelen ser catastróficos y por tanto las cantidades de contaminante vertidas (petróleo, sustancias químicas, sólidos flotantes, etcétera.) muy elevadas. Las medidas en este aspecto pueden extenderse a los tres puntos siguientes:

- Distribución de la carga en el buque: los efectos que se pueden derivar de la mala distribución de la carga en los diversos tanques o bodegas de los barcos son, principalmente, la fatiga de la estructura del casco por esfuerzos descompensados y el riesgo de daños (rotura, explosión) por excesivo llenado.

Los métodos usuales para mejorar la distribución de la carga consisten en la racionalización y previsión de los diversos episodios de carga-descarga y en la automatización de los sistemas de control de carga (válvulas, indicadores, etc.).

- Rutas de navegación: dentro de la extensa malla de tráfico marítimo mundial existen algunas zonas cruciales en las que confluyen gran cantidad de fletes dando lugar a una elevada densidad de buques. Este es el caso de los estrechos estratégicamente enclavados (Canal de la Mancha, Gibraltar, Malaca), de los cabos más significativos de los continentes (Buena Esperanza, Finisterre, etc.), algunos ríos (Elba, Rin, Mississipi, etc.) y en general todos los entornos de los grandes puertos (Nueva York, Rotterdam, Barcelona, etc.).

Ello obliga a establecer pasillos de navegación que aislen los diversos sentidos de tráfico y los separen de los obstáculos fijos (escollos, bajos, etc.) y flotantes (icebergs).

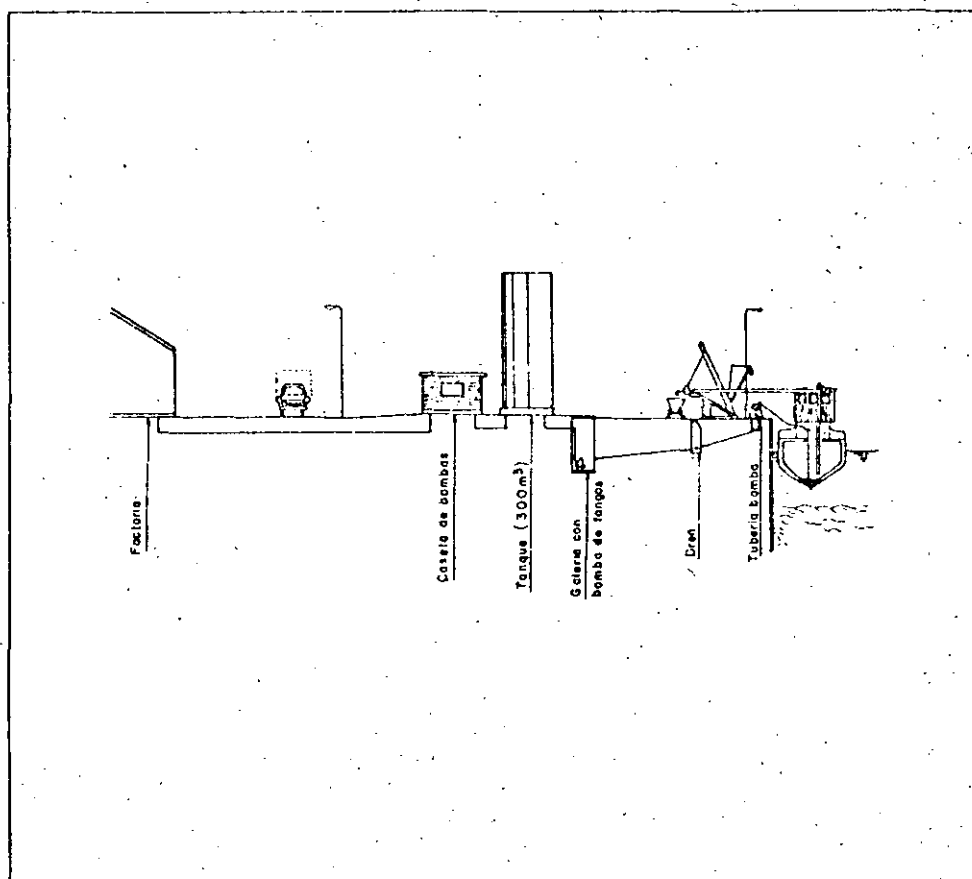
- Sistemas de posicionamiento y maniobra: con ellos se persigue una completa y constante identificación de la situación de cada buque y de los que lo rodean. Los sistemas actuales de mayor uso son los de radio señales (sistemas Decca, Toran, etc.) que permiten posicionar el barco con una gran precisión sobre todo en zonas próximas a las costas. También se está poniendo en funcionamiento un sistema de navegación por satélite en base al proyecto NNSS (Navy Navigation Satellite System).

Para evitar los riesgos de colisión se han desarrollado, asimismo, diversos sistemas Anti-Colisión que colaboran a anular los errores humanos en los momentos críticos, ofreciendo rutas óptimas, datos sobre distancias relativas y definiendo las maniobras necesarias para evitar el impacto.

5.1.2. Contaminación en la operación portuaria

Excluyendo la contaminación causada en la construcción y reparación de buques, las operaciones de carga y descarga y de eliminación de residuos del barco, constituyen los dos focos más usuales de polución de las aguas de un puerto. Frente a la última, los sistemas de prevención existentes en el barco han de complementarse con las instalaciones en tierra capaces para absorber los residuos. En puertos pesqueros reviste especial importancia la eliminación del agua de bodega de los barcos ("bilge water") que representa un 5 %, aproximadamente, del volumen de captura. Esta agua residual está compuesta por una mezcla de restos y proteínas del pescado, agua y combustible y se va depositando en el fondo de las bodegas tanques y sentinas. B. O. Juhl, 1973, describe la instalación de evacuación de este líquido en el puerto de Ejsberg (Dinamarca).

Fig. 288.—Extracción y aprovechamiento del agua de bodega de los barcos pesqueros (B. O. Juhl).



En esquema, consta de una toma incrustada en el muelle que conectada al barco succiona por medio de una bomba el líquido. Este es transportado por una tubería a un tanque de almacenamiento desde donde se lleva a la factoría de reutilización.

En cuanto a los sistemas de prevenir la contaminación en la carga y descarga de los buques los más usuales son los que se emplean en la operación de granelés sólidos ya que en las restantes modalidades son raros los vertidos a la dársena. En la carga, descarga y transbordo del material es conveniente el uso de cortinas o paneles que cubran el recorrido del material y faciliten la caída del mismo por las escotillas. En el caso de graneles de tipo pulverulento es, asimismo, recomendable su protección frente al viento con cintas cerradas o cubiertas y la eliminación del polvo con equipos especiales al efecto.

5.1.3. Contaminación procedente de tierra

Dentro de este grupo, aunque es posible distinguir formas muy variadas, tienen especial importancia las que llegan al mar por medio de cauces fluviales o bien directamente a causa de vertidos directos de industrias o núcleos urbanos ubicados en la franja litoral.

En el primer caso la labor de prevención de la polución ha de efectuarse en los puntos de vertido a lo largo del recorrido del cauce, ya que una vez en el mismo es extremadamente difícil y onerosa la depuración del caudal total. La competencia, por tanto, excede del ámbito portuario o costero para convertirse en un tema de orden nacional o supranacional. Otro caso distinto sería el de los vertidos que se efectúan por industrias situadas en zona portuaria sobre las aguas de los cauces fluviales que desembocan en el puerto (Rotterdam, Amberes, Bilbao, etcétera). En este supuesto la autoridad portuaria suele tener capacidad para regular los vertidos y así mantener un nivel de calidad adecuado en las aguas del puerto.

Fig. 289.



En cuanto al vertido de aguas residuales de manera directa al mar la forma más adecuada, hoy por hoy, para prevenir la contaminación del mar es el tratamiento del efluente en estaciones depuradoras y su conducción bien a zonas interiores, bien a zonas marinas adecuadas mediante un emisario submarino.

Los sistemas de no verter al mar las aguas residuales generadas en zonas costeras son la inyección de las mismas en el subsuelo y el reciclaje para usos diversos. El primer método tiene el peligro de que se contaminen las aguas subterráneas

o que por síñonamiento vuelvan a aparecer en agua o en tierra. El reciclaje obliga a emplear las aguas en zonas proximas para evitar transportes y a obtener una depuración mínima, si su utilización es en regadíos.

Con el empleo de emisarios submarinos se trata de evitar la saturación de contaminantes en zonas costeras útiles aprovechando los recursos purificadores en tierra y el poder de disolución, dispersión y depuración natural del mar. Es evidente, que existirá en todo caso una polución, por muy completo que sea el conjunto estación-emisario que se emplee, ya que existe la realidad física del vertido de un efluente impuro. Sin embargo, su incidencia sobre la actividad humana queda reducida, ya que tanto la distancia del punto de vertido como la acción diluidora y dispersante del medio marino hace que el usuario, desde la costa, no note la contaminación.

El interés especial que reviste la ingeniería de los emisarios submarinos merece que sean tratados en un apartado propio dentro de este mismo capítulo (apartado 6).

5.2. Eliminación de la contaminación

Una vez que se ha producido la contaminación de las aguas, las estrategias a seguir pueden ser de dos tipos. De una parte puede adoptarse una postura activa encaminada a la eliminación o desaparición del agente contaminante. Esta postura suele tomarse cuando la contaminación, sea del tipo que sea, supone un riesgo para los bienes o usos costeros. En otro caso, cabe adoptar una postura pasiva que confie la eliminación o alejamiento de la polución a los factores naturales de depuración (oleaje, viento, bacterias, etc.).

El caso particular de las manchas de petróleo quizá sea el más representativo de esta doble posibilidad. En los casos de vertido por accidente de los productos transportados en un petrolero se ha hecho especial hincapié en el seguimiento de la evolución de la mancha creada. Solamente cuando su proximidad a la costa ha revestido peligro se han puesto en marcha todos los dispositivos de limpieza activa.

5.2.1. Contaminación de tipo petrolífero

Aparte de las contaminaciones ocasionadas por vertidos aislados de sustancias químicas o sólidos flotantes, la mayor parte de la contaminación de zonas en mar abierto está constituida por productos petrolíferos provenientes de escapes en las instalaciones de extracción y en tuberías submarinas, limpieza de tanques y accidentes de los buques que los transportan.

P. Degobert (1971) hace una exhaustiva enumeración de métodos de lucha contra la polución por petróleo. Entre los más característicos cabe señalar los siguientes:

- a) Limitación de la mancha.

Este procedimiento consiste en frenar la extensión de la mancha dejándola concentrada en una superficie lo más reducida posible. Para ello, puede actuarse de varias maneras:

- Gelificando el producto en los tanques de los buques petroleros mediante aditivos.
- Gelificando de la periferia la mancha de forma que contenga la expansión.
- Por adición de ácidos grasos en la periferia de tal forma que favorezcan la retracción de la mancha y elimine las fuerzas de expansión.

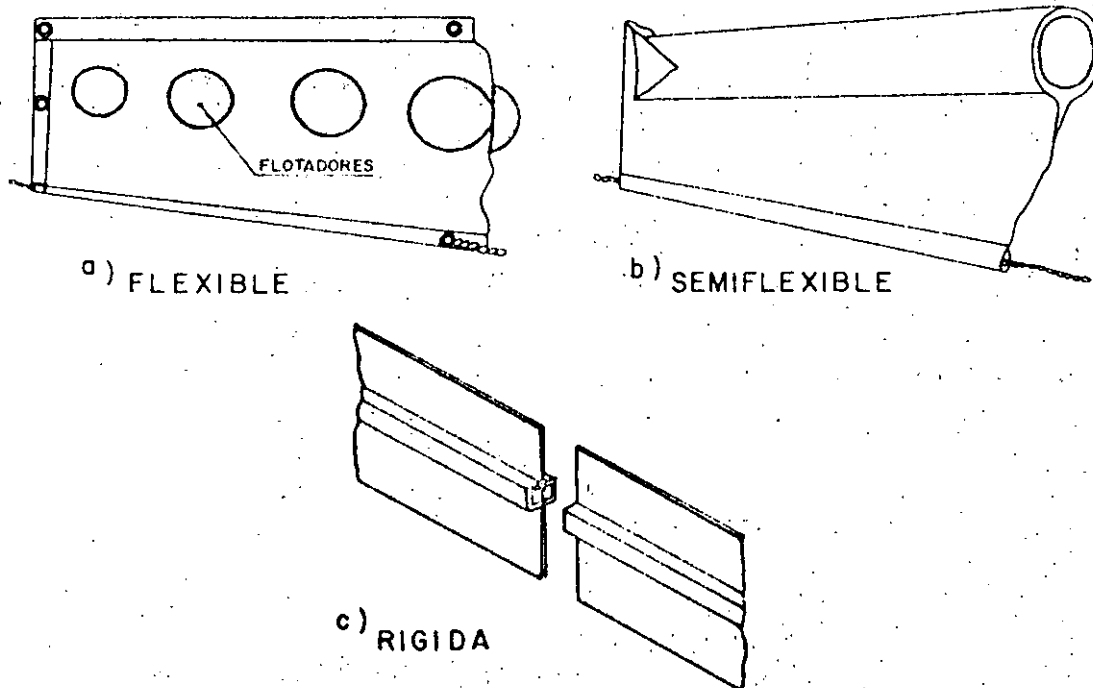
b) Confinamiento de la mancha.

Consiste en rodear la mancha de petróleo con unos dispositivos artificiales que impidan su expansión y permitan su control. Las condiciones meteorológicas, para ello, no han de sobrepasar unos ciertos máximos, ya que, como se puede comprender, la acción de los vientos, el oleaje y las corrientes pueden desbordar las barreras instaladas.

Las barreras pueden dividirse en barreras físicas y barreras neumáticas.

Dentro de las barreras físicas cabe distinguir las variantes según la rigidez de la estructura. Numerosas patentes han desarrollado tipos rígidos, semi-flexibles. En general todos los sistemas constan de una cortina o placa de 0.5 a 4 m de altura, que ejerce la función de barrera y de un soporte flotante (boyas, tubos, etc.) (fig. 290).

Fig. 290.—Barreras físicas



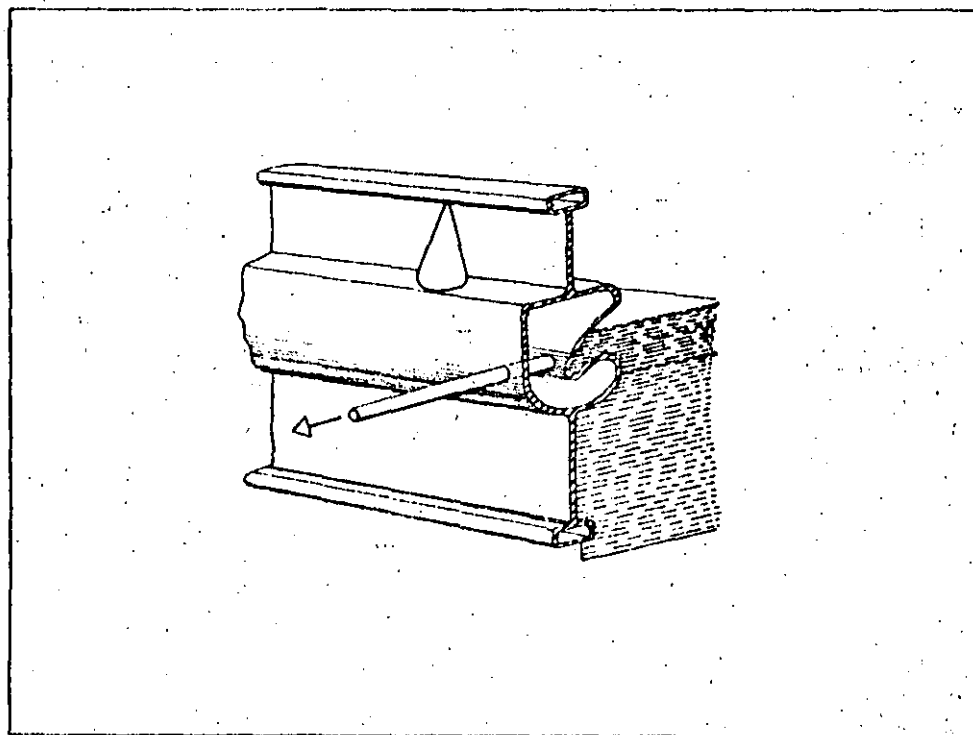
La barrera se compone por la unión de sucesivos módulos de tamaño limitado (3 a 5 m de longitud) lo que hace más fácil su puesta en servicio y almacenamiento. Se estima que en este tipo de barreras la parte sumergida ha de ser cuatro veces mayor que la emergida para retener de forma óptima la mancha de petróleo.

Las barreras neumáticas consisten en provocar una cortina de burbujas ascendentes por medio del aire insuflado a través de un tubo agujereado que se coloca en el fondo. Las ventajas de este método estriban en su escasa interferencia al paso de los navios, pero a cambio es poco apta para condiciones un poco elevadas de corrientes y vientos.

c) Bombeo del petróleo de la mancha.

La succión o extracción del petróleo directamente desde el mar necesita, para conseguir rendimientos aceptables, un dispositivo previo que agrupe la mancha y aumente su espesor. Los dispositivos ideados al respecto difieren poco de las barreras físicas normales si bien algunas están dotadas de conductos de recepción de la capa de petróleo (fig. 291).

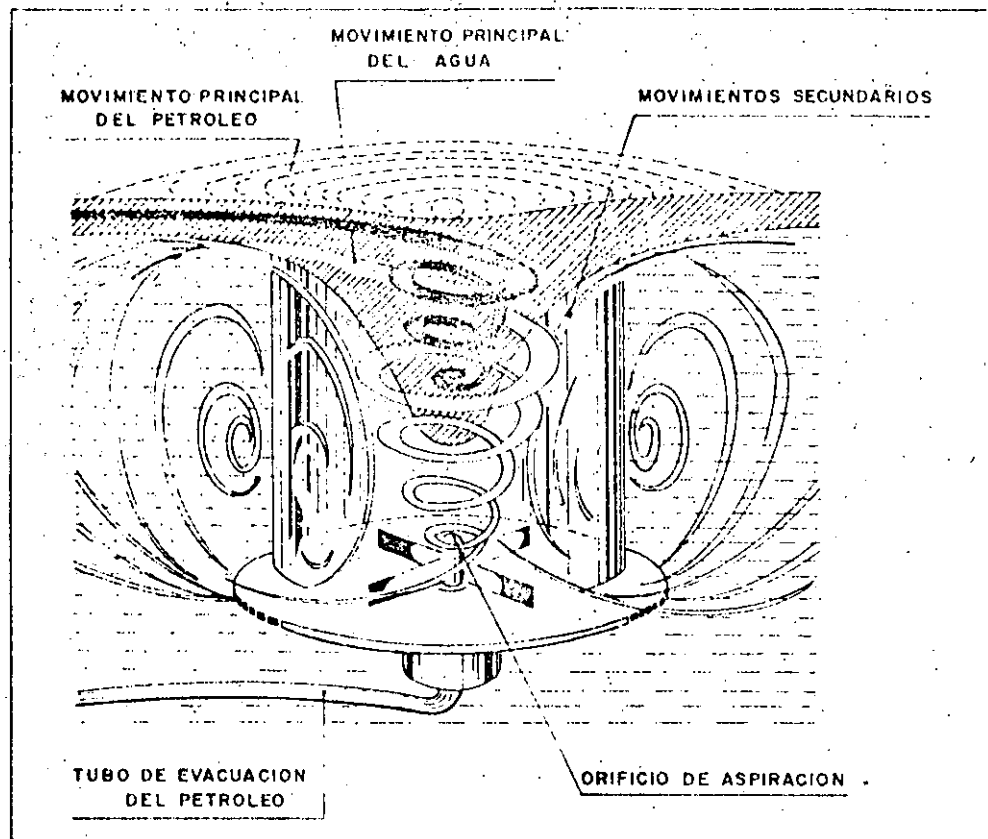
Fig. 291.



Otro concepto de retenedor es el del navio anti-polución, que abre su casco longitudinalmente para atrapar la mancha de petróleo. El buque-proyecto de Technocean mide 100 m de eslora y desplaza 17.000 t permitiendo un rendimiento de 400 m³/h de petróleo separado.

La aspiración del petróleo requiere también una separación previa del agua con la que está mezclado. Los sistemas usuales están basados bien en dispositivos que aprovechan la mayor densidad del agua o bien por procedimientos mecánicos de separación (fig. 292).

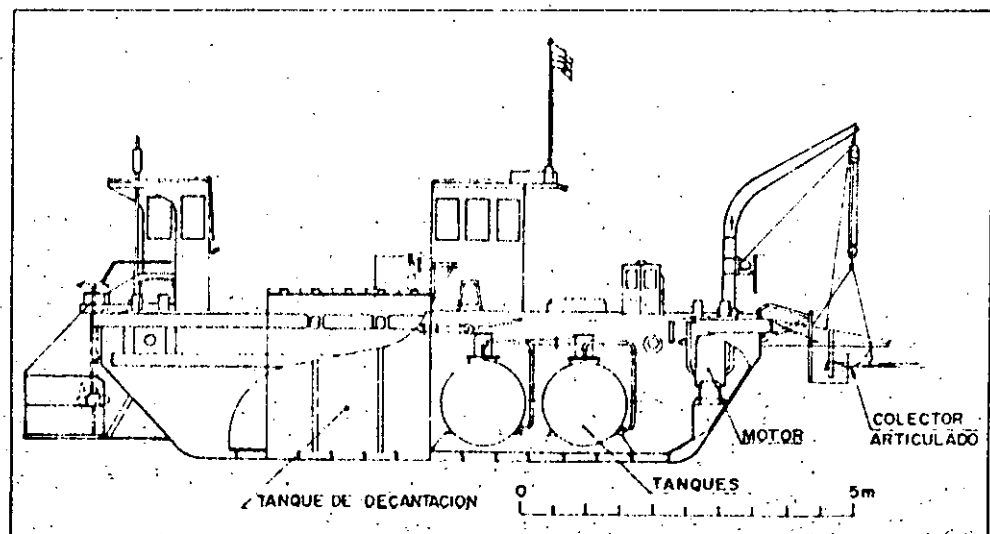
Fig. 292. — Separador mecánico del petróleo



En zonas portuarias la limpieza de manchas se hace más factible dada la mayor tranquilidad de las aguas. En la mayoría de los casos el procedimiento empleado se basa en la operación con una embarcación autopropulsada que recoge, separa y almacena el petróleo vertido. Con ello se evita el empleo de productos que absorben y hunden el petróleo y que deteriorarían el fondo de las dársenas o el uso de detergentes, cuya toxicidad o peligrosidad biológica no lo hace precisamente recomendable.

M. de Wilde (1973) aporta una valiosa experiencia sobre la capacidad y eficacia en la limpieza por medio de pontonas autopropulsadas dotadas de decantadores, depósitos y medios de succión propios en el Puerto de Amberes (fig. 293).

Fig. 293. — Pontona de recuperación de petróleo utilizada en el Puerto de Amberes



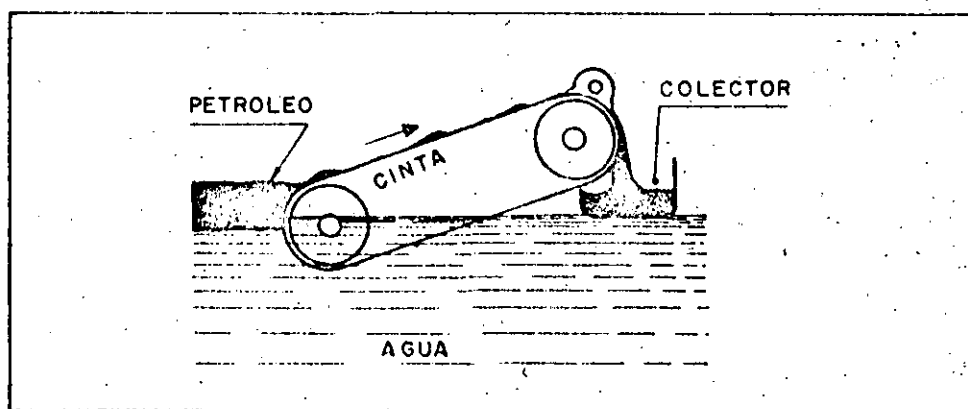
En el año 1955, en que entró en funcionamiento este servicio de limpieza, se obtuvieron cerca de 300 m³ de hidrocarburos a partir de 8.260 m³ de mezcla recogida con un índice de eficacia de 1/28. En 1967 un derrame excepcional de petróleo hizo necesaria una actuación especial del servicio con el resultado de recoger 1.219 m³ de petróleo en el plazo de 12 días con una eficacia superior a 1/2.8.

d) Recuperación del petróleo por absorción.

En general este procedimiento se basa en la recuperación del petróleo vertido en las aguas aprovechando la propiedad que prestan algunas sustancias y materiales de absorber el petróleo al ser puesto en contacto con el mismo. Una vez saturados de petróleo el material puede ser destruido o bien limpiado para posterior uso.

El procedimiento puede llevarse a cabo en forma discontinua con adición de esponjas de polivinilos, poliuretanos, tejidos, etc., que posteriormente y una vez que están empapados de petróleo son recogidos y destruidos. También puede hacerse de forma continua mediante rodillos o cintas absorbentes (fig. 294), que son limpiadas automáticamente de la capa de petróleo que han recogido en su fase de contacto con el agua contaminada. El rendimiento de los sistemas continuos, desarrollados a través de varias patentes, varía entre 40 y 180 litros por minuto.

Fig. 294.—Cinta de recogida de petróleo



e) Precipitación de la mancha.

Consiste en esparcir sobre la mancha partículas finas de materiales con densidad elevada de forma que se recubran de una gruesa capa de petróleo y se precipiten al fondo.

Los materiales comúnmente usados son la arena, ladrillo pulverizado, caolín, cenizas volcánicas, etc.; teniendo en cuenta que su eficacia aumenta con la superficie de contacto y por lo tanto con la finura granulométrica.

Los dispositivos de pulverización suelen montarse en dos brazos colocados a ambos costados del buque que efectúa la limpieza de la mancha, lográndose así una mejor distribución del material y una ampliación considerable de la zona de barrido.

La utilización de este procedimiento, aunque es comparativamente más adecuado para el combate de manchas en mar abierto y su destrucción antes de que llegue a las costas, plantea grandes inconvenientes de tipo ecológico al trasladar la polución de la superficie del agua al lecho oceánico.

f) Combustión de las manchas.

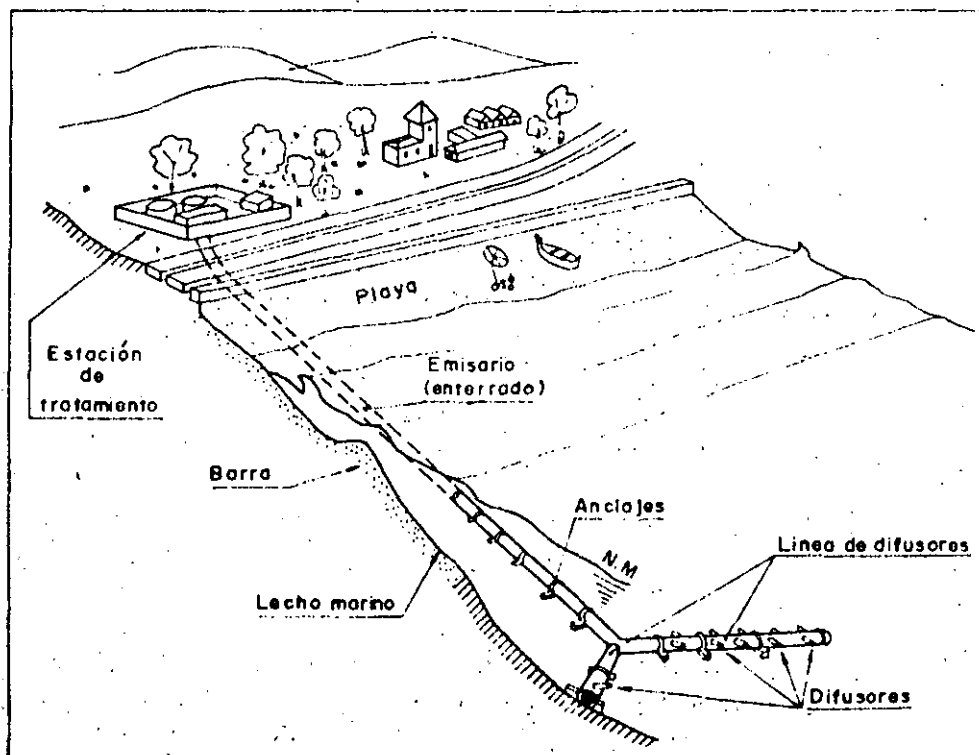
La principal dificultad de poner en práctica este sistema estriba en la rápida evaporación de las fracciones volátiles que contiene el crudo de petróleo y que son, precisamente, las que inician y mantienen la combustión. Además la presencia del agua como agente emulsionante y refrigerante hace más difícil todavía la inflamación.

Como solución se ha intentado la adición a la mancha de sustancias absorbentes que hagan la función de "mecha" (vidrio poroso, sílice molida) o de productos fuertemente inflamables (explosivos, napalm, etc.). Esta última alternativa se utilizó en la lucha contra la polución creada por el accidente del "Torrey Canyon" en las costas de Cornualles, sin que los resultados obtenidos con ello pasaran de muy discretos.

6. Emisarios submarinos

Aunque el concepto puro de emisario submarino se refiere exclusivamente a una conducción que discurre por el fondo marino y que sirve para verter el agua residual en un punto más o menos distante de la costa, en su estudio en este capítulo se va a considerar ligado a un conjunto de instalaciones en tierra que van a completar la acción anti-contaminante en el proceso de vertido.

Fig. 295.—Esquemas de un emisario submarino



El punto de partida del problema ingenieril es la existencia de un caudal, más o menos variable, de aguas o productos residuales con fuerte carga contaminante. La efluente procedencia de estos residuos puede clasificarse en dos grandes grupos:

- Aguas urbanas que a su vez pueden englobar las de tipo residual y las de lluvia si el sistema de alcantarillado es único.
- Aguas industriales procedentes de los vertidos industriales.

Mientras que en el primer grupo pueden considerarse unas características comunes sea cual sea la localización y tipo del núcleo urbano productor del efluente, en las aguas o efluentes industriales los parámetros contaminantes varían enormemente según el tipo de industrias en concreto que lo generen. Así, los valores medios de un efluente urbano oscilan alrededor de los siguientes valores (norma española):

Detergentes, 20 p.p.m. ▲ Materia orgánica disuelta, 330 mg/l

D.B.O.₅, 360 mg/l ▲ Materia inorgánica disuelta, 330 mg/l

E. Coli, 10⁸/100 m.l. ▲ Materia orgánica en suspensión, 400 mg/l

Sales nutrientes, 30 p.p.m. ▲ Materia inorgánica en suspensión, 200 mg/l

Otras fuentes citan distintos valores:

Fig. 296. — Composición típica de las aguas residuales urbanas

CONSTITUYENTE	CONCENTRACION, ppm.		
	ALTA	MEDIA	BAJA
SÓLIDOS TOTALES	1.200	700	350
Sólidos disueltos	850	500	250
" fijos	525	300	145
" volátiles	325	200	105
Sólidos en suspensión	350	200	100
" fijos	75	50	30
" volátiles	275	150	70
MATERIA DECANTABLE (ml/l)	20	10	5
DBO	300	200	100
DQO	1.000	500	250
NITROGENO (como N)	85	40	20
" orgánico	35	15	8
" amoníaco libre	50	25	12
" nitritos	0	0	0
" nitratos	0	0	0
FOSFORO TOTAL (como P)	20	10	6
" orgánico	5	3	2
" inorgánico	15	7	4
CLORUROS (l)	100	50	30
ALCALINIDAD (l) (como CO ₂ Ca)	200	100	50
ACEITES Y GRASAS	150	100	50

(1) Estos valores serán incrementados con la concentración inicial del agua de aportación.

Respecto a las aguas industriales, habrá que estudiar, en cada caso, la composición del efluente que se va a verter a través del emisario. A título indicativo, y para obtener un orden de magnitud en la estimación de la calidad del efluente, se pueden utilizar los parámetros y sus límites tolerables según el criterio de la D. G. de Sanidad española.

Parámetro	Unidad de medida	Concentración a no sobrepasar en más del	
		50 % de muestras	10 % de muestras
Grasas y aceites	mg./l.	1.0	2.0
Turbidez	UJT	50.0	75.0
pH	Unidades pH	entre 6.0-9.0 en todo momento	
Cadmio	mg./l.	0.5	1.0
Cromo total	mg./l.	1.5	3.0
Cobre	mg./l.	0.5	1.0
Plomo	mg./l.	7.5	15.0
Mercurio	mg./l.	0.05	0.10
Níquel	mg./l.	5.5	11.0
Plata	mg./l.	0.025	0.05
Zinc	mg./l.	3.5	7.0
Arsénico	mg./l.	3.0	6.0
Cianuros	mg./l.	5.0	10.0
Cloro residual total	mg./l.	1.0	2.0
Compuestos fenólicos	mg./l.	0.5	1.0
Amoníaco (como nitrógeno)	mg./l.	40.0	60.0
Hidrocarburos clorados	mg./l.	0.003	0.006
Toxicidad	ut	7,5	10,0

La relación entre el tipo de industria y la sustancia contaminante, de forma genérica, se puede simplificar en la siguiente matriz.

Fig. 297.—Contaminantes más frecuentes en diferentes tipos de industrias

1. ACIDOS
2. ALCALIS
3. RESIDUOS QUIMICOS
4. COLOR
5. CIANUROS
6. DETERGENTES
7. ELEVADA TEMPERATURA
8. GRASAS
9. RESIDUOS QUIMICOS ORGANICOS
10. FENOLIS
11. SOLIDOS
12. MATERIALES TOXICOS ORGANICOS
13. MATERIALES TOXICOS

ACTIVIDAD	Contaminante												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
AGRICULTURA							X		X			X	
QUIMICA	X		X				X		X	X		X	
CARBON	X		X								X		
COQUE Y GAS			X		X		X			X			
TINTES			X	X			X		X				
ALIMENTACION	X			X			X	X	X		X	X	
HIERRO	X				X		X					X	
ACABADOS METALICOS		X			X	X	X	X					X
MINERIA METALICA							X				X		X
REFINADO DE ACEITES					X		X	X		X			
PAPEL		X		X			X		X		X		
ACERO				X			X	X			X		
CURTIDOS (leneria)		X					X	X	X		X		
TEXTILES	X	X	X			X	X	X	X		X	X	X

6.1. Tratamiento previo del efluente

En cualquier caso, se tomen las medidas que se tomen, la descarga de un líquido impuro en el medio marino supone un acto contaminante contra el que hay que luchar para circunscribirlo, al menos, dentro de límites considerados como tolerables.

Un factor fundamental que define la polución potencial del vertido es la carga contaminante que tiene el efluente. Parece evidente que cuanto más puro, o lo que es lo mismo, menos impuro sea el efluente que se vierte a través del emisario, menor será la carga polucionante que recibe el mar en su zona costera. Teniendo en cuenta entonces la limitada capacidad de depuración de la zona litoral puede ser conveniente acudir a un tratamiento previo del efluente antes de que llegue al emisario submarino que elimine parte de su efecto contaminante.

Los tipos de tratamiento previo aplicables a aguas urbanas son los siguientes:

a) Tratamiento preliminar:

En general, puede decirse que incluye las siguientes operaciones:

- Rejillas.
- Desarenador.
- Cámara desgrasadora.
- Tanque de aireación.

Con él se trata de eliminar las materias gruesas, las partículas pesadas y los aceites y espumas que lleve el efluente. Las mejoras en la calidad del agua se pueden cifrar en (norma española):

D.B.O. ₅	10 %
Materias en suspensión	20 %
Coliformes	10 %

El tratamiento a este nivel se considera casi como imprescindible dado el peligro que puede suponer para el funcionamiento del emisario el paso de sustancias pesadas y de gran tamaño.

b) Tratamiento primario.

Los medios usuales son:

- Tanques de filtrado.
- Tanques de sedimentación.

Consiste, fundamentalmente pues, en una sedimentación que trata de eliminar las partículas finas en suspensión.

Los índices de mejora con este tratamiento pueden oscilar en los siguientes valores:

220	D.B.O. ₅	30-50 %
	Materias en suspensión	40-70 %
	Coliformes	60-75 %

c) Tratamiento secundario.

Su objetivo se centra en la eliminación de la materia orgánica a través de la acción de organismos aerobios que la transforman en materia inorgánica.

Los medios empleados usualmente para ello son:

- lechos bacterianos
- fangos activados
- tanques de aireación
- filtros
- estanques de estabilización.

Con este tratamiento las tasas de reducción de parámetros contaminantes son:

D.B.O. ₅	75-90 %
Materias en suspensión	90-95 %
Coliformes	90-95 %

d) Tratamiento terciario.

Este tratamiento debe comprenderse como último paso tras haber puesto en práctica los anteriores y va en busca de disminuir la concentración de organismos patógenos, sustancias nutrientes y algunos metales además de mejorar las propiedades físicas del efluente (olor, color).

Los procedimientos utilizados son:

- carbones activos
- cloración
- reactivos químicos diversos.

La mejora de la calidad del efluente sube con ello por encima de los índices máximos logrados con el tratamiento secundario. A pesar de ello la complejidad de su puesta en práctica y el coste de operación hace este tratamiento poco aplicable como medida previa al vertido a través de emisario submarino. Aún la mera cloración reviste ciertos peligros sobre el ecosistema marino que exigen una prudente utilización.

La elección de uno u otro nivel de tratamiento previo vendrá aconsejada por las condiciones que se deseen o deban obtener en las zonas litorales a las que afecte el vertido una vez estudiadas las mejoras conseguidas con el propio emisario.

Además, lógicamente, el factor económico ejercerá una presión importante desde el momento que se alcancen los índices de calidad mínimos impuestos por la normativa legal vigente.

Según J. L. Rodríguez Torres el nivel de tratamiento previo deseable es el secundario ya que en caso de fallo del emisario el vertido directo mantiene unas condiciones no excesivamente peligrosas.

6.2. Proyecto del emisario submarino

Para abordar el proyecto de un emisario submarino es necesario establecer los factores de los cuales dependen los diversos parámetros que caracterizan la obra. Una vez determinados será necesario lograr un conocimiento preciso de los mismos en sus condiciones particulares del entorno de la ubicación elegida así como su variación en el tiempo.

La norma oficial española titulada "Instrucción para el vertido al mar desde tierra de aguas residuales a través de emisarios submarinos" y elaborada por el MOPU (1977) recoge los parámetros del emisario y los datos necesarios para fijarlos de la siguiente forma:

6.2.1. Parámetros del emisario

Los parámetros que deben tenerse en cuenta para el proyecto del emisario son, al menos, los siguientes:

- L. Longitud del emisario.
Se medirá desde la línea de bajamar (B.M.V.E.).
- n. Número de tubos del emisario.
- Ø. Diámetro de los tubos.
- V. Velocidad del efluente en el emisario.
No será inferior a 0,8 m/seg.
- M. Material de los tubos y sus características.
- C. Cimentación y anclaje de los tubos.
- Y. Profundidad del vertido.

Se considerará la del difusor más próximo a la costa. No podrá ser inferior a 15 m en bajamar viva equinoccial. En aquellos casos en que no sea posible, a juicio de la Administración, alcanzar económicamente tal profundidad, se estudiará la solución más idónea basándose en alternativas entre grado de depuración y longitud del emisario.

- X. Distancia de vertido.

Se tomará la distancia desde el centro de la línea de difusores hasta la cos-

ta, en la dirección marcada por la corriente.

- b. Longitud de difusores (para tubos con $\varnothing > 150$ mm).

No será inferior al 3% de la longitud del emisario y dispuesta para conseguir la mayor longitud normal a la dirección de la corriente.

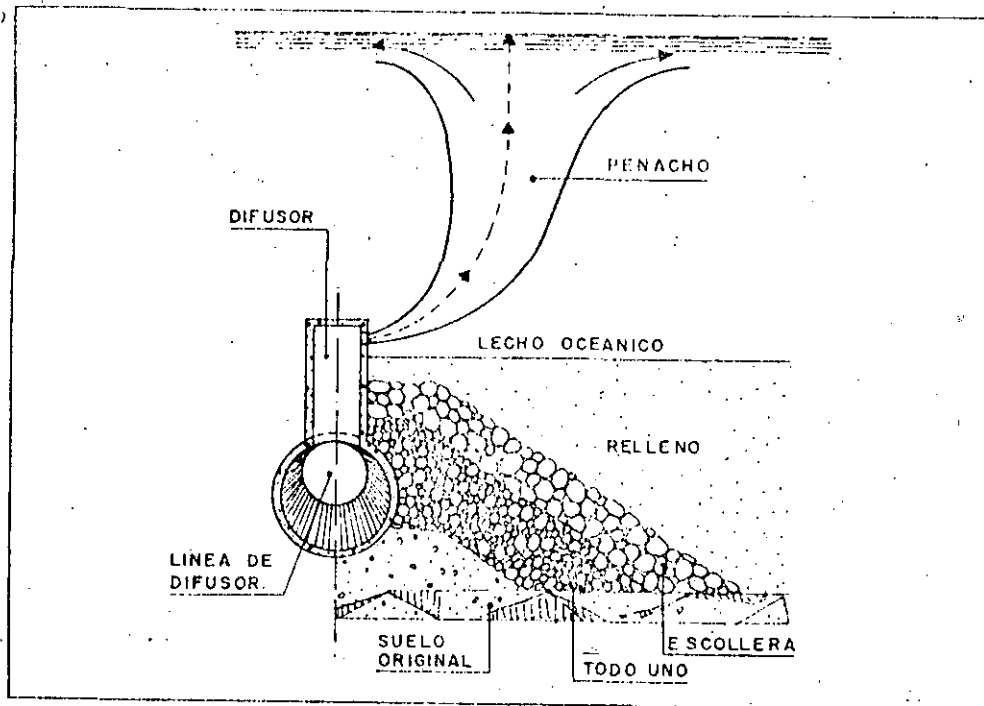
- ⊙ d. Diámetro de los difusores.

No será inferior a 7.5 cm.

- disp. Disposición de los difusores.

Sobre la generatriz superior del tubo o sobre generatrices laterales opuestas y siempre con salida horizontal del chorro.

Fig. 298.--Difusor dispuesto sobre la generatriz superior de la línea



- dd. Distancia entre difusores.

Mínima igual a $Y/3$ entre difusores consecutivos de una misma generatriz. En todo caso se cumplirá la condición de que las áreas superiores de los penachos contiguos (cuyo diámetro es $Y/3$) no se solapen nunca.

- u. Velocidad del efluente en los difusores.

No será superior a 5 m/s.

- df. Difusor final.

Se dispondrá un difusor final de diámetro máximo doble del de los restantes difusores.

En el caso de tubo sin difusores el diámetro de salida se estudiará de forma a conseguir la mayor dilución inicial.

Std. Sección total de difusores.

La suma de las áreas de las secciones de todos los difusores, incluso el final, no debe ser superior a 0.75 veces la sección inicial del tubo.

6.2.2. Datos necesarios Se tendrán en cuenta como mínimo los datos siguientes:

Ne. Naturaleza del efluente.

En los vertidos urbanos y mientras no intervengan otras consideraciones justificadas, se tendrá en cuenta la composición tipo definida en 6.

Para los vertidos industriales se tendrán en cuenta las características propias de cada caso evaluadas a través de análisis cualitativos y cuantitativos.

Nh. Número de habitantes.

Su estimación será acorde con el esquema de la red de alcantarillado que desemboque o haya de desembocar en el emisario submarino.

Q. Caudal vertido en l/seg.

Para vertidos urbanos se considerará un caudal punta $Q = 7$ l/seg. por cada 1.000 habitantes.

Para vertidos industriales se justificará el caudal máximo previsto.

T. Tipo de tratamiento.

Se establece como obligatorio para cualquier vertido de carácter urbano el tratamiento preliminar.

En vertidos urbanos próximos a lugares de baño o para poblaciones superiores a 50.000 habitantes deberá contemplarse el establecimiento de un tratamiento primario que en todo caso podrá ser preceptivo cuando la Administración lo juzgue necesario.

Para vertidos urbanos en zonas limitadas o zonas destinadas a cultivos marinos deberá contemplarse el establecimiento de un tratamiento secundario e inclusive terciario que en todo caso podrán ser preceptivos cuando la Administración lo juzgue necesario.

Los efluentes industriales en cuya composición intervengan sustan-

ciás nocivas se someterán a un tratamiento que garantice bien la eliminación de tales sustancias previamente al vertido, o bien la reducción de su concentración y cantidad a límites que no produzcan contaminación.

Los efluentes industriales en cuya composición intervengan sustancias moderadamente nocivas u otras, deberán someterse al tratamiento adecuado que garantice la limitación de sus concentraciones a los límites establecidos en cada caso por la Administración.

Salvo casos excepcionales, a juicio de la Administración, las instalaciones de tratamiento no deberán ubicarse en el dominio público.

Nf y Pm. Naturaleza del fondo y perfil submarino.

Se realizará una descripción del fondo a lo largo del perfil longitudinal, de forma que se indiquen:

-- Materiales que forman el fondo, hasta una profundidad que permita el estudio de una adecuada cimentación.

-- Variaciones de perfil de equilibrio como consecuencia de la dinámica marina.

-- Elementos singulares de perfil como barras, cañones submarinos y otros.

Con los datos anteriores se confeccionará un plano detallado del perfil longitudinal.

Vi. Vientos.

Se acompañará al estudio la rosa de los vientos de la zona con expresión de sus direcciones, intensidades y frecuencias.

O. Oleaje.

Se determinará la dirección de los máximos temporales y la profundidad y distancia a la costa a que se produce la línea de rotura para los mismos.

C. Corrientes.

Para vertidos importantes o para aquellos casos en que la Administración así lo juzgue necesario, se realizará un estudio de corrientes en que se pongan de manifiesto las zonas de vertido más apropiadas.

En caso de vertidos poco importantes, se supondrá la existencia de una corriente superficial, generalmente debida al viento, de 0,15/0,20 m/seg. y cuya dirección se adoptará según los casos siguientes:

a) En el caso general, coincidente con la que forma 30° hacia tierra con la dirección del viento más frecuente.

b) Si el emisario se encuentra cercano a una zona de baños o a un establecimiento de cultivos marinos (es decir, a una distancia inferior a su longitud) la dirección vendrá marcada por la recta que une el extremo del emisario con el más cercano a él de la zona en cuestión.

c) Si el emisario se proyecta a través de una zona de baños o de cultivos marinos, la dirección a adoptar vendrá dada por la mínima distancia a dichas zonas.

Uz. Uso de la zona.

El uso de la zona alcanzable por la disposición del emisario se clasificará según los siguientes tipos:

- a) Zona de baño
- b) Zona de cultivos marinos
- c) Zonas limitadas
- d) Zonas especiales
- e) Otras zonas.

Se hará constar necesariamente la existencia previa de cualquier otro emisario en la zona y los datos que permitan establecer su naturaleza y características.

Fc. Forma de la costa.

Se deberá tener en cuenta la forma de la costa con el fin de establecer su influencia sobre los fenómenos de dilución del efluente, acompañando un plano a escala suficiente para apreciar los posibles efectos.

Ff. Flora y fauna.

Se hará un estudio de la zona para detectar las principales manifestaciones de la flora y de la fauna sobre las que pudiera influir el vertido que se proyecta, así como las condiciones físicas y químicas de las aguas.

6.2.3. Relación entre parámetros y datos

Las interrelaciones fundamentales entre datos y parámetros que deben ser tenidas en cuenta en los estudios previos se establecen en la matriz siguiente.

Fig. 299. Matriz de relación dato-parámetro

226

		PARAMETROS										
		Ne	Nh	Q	T	Nf/pm	VI	O	C	Uz	Fc	Ff
DATOS	L			•	•	•		•	•	•	•	•
	n		•	•								
	φ		•	•								
	V		•	•								
	M	•			•	•						
	Cs					•		•	•			
	Y			•	•	•		•		•		•
	X			•	•		•		•	•	•	•
	b		•	•	•				•			
	φd			•	•							
	dd						•		•			
	u			•								

6.2.4. Cálculo práctico de un emisario submarino

Una vez obtenidos todos los datos necesarios para determinar los diversos parámetros del emisario, la metodología para su cálculo se puede sintetizar en los siguientes pasos:

a) Trazado del emisario.

El punto de arranque del emisario en tierra habrá sido establecido de forma acorde con las condiciones de la instalación de tratamiento precisa o la de bombeo. A este respecto es conveniente tener presente la servidumbre que este tipo de instalaciones imponen (espacio, olores, ruidos, etc.).

A partir de este punto la traza del emisario vendrá condicionada principalmente por los datos:

- naturaleza del efluente (Ne)
- uso de la zona (Uz)
- forma de la costa (Fc)
- flora y fauna (Ff).

b) Longitud del emisario.

Como primera aproximación, la norma recomienda tener en cuenta la exigencia de distancia a la costa impuesta por la profundidad mínima de vertido (15 m).

En cualquier caso los cálculos posteriores de dispersión horizontal y de dilución total impondrán una nueva aproximación ya que en todo punto de la costa próxima se habrán de cumplir los niveles aceptables de contaminación bacteriana.

c) Sección y número de tubos del emisario.

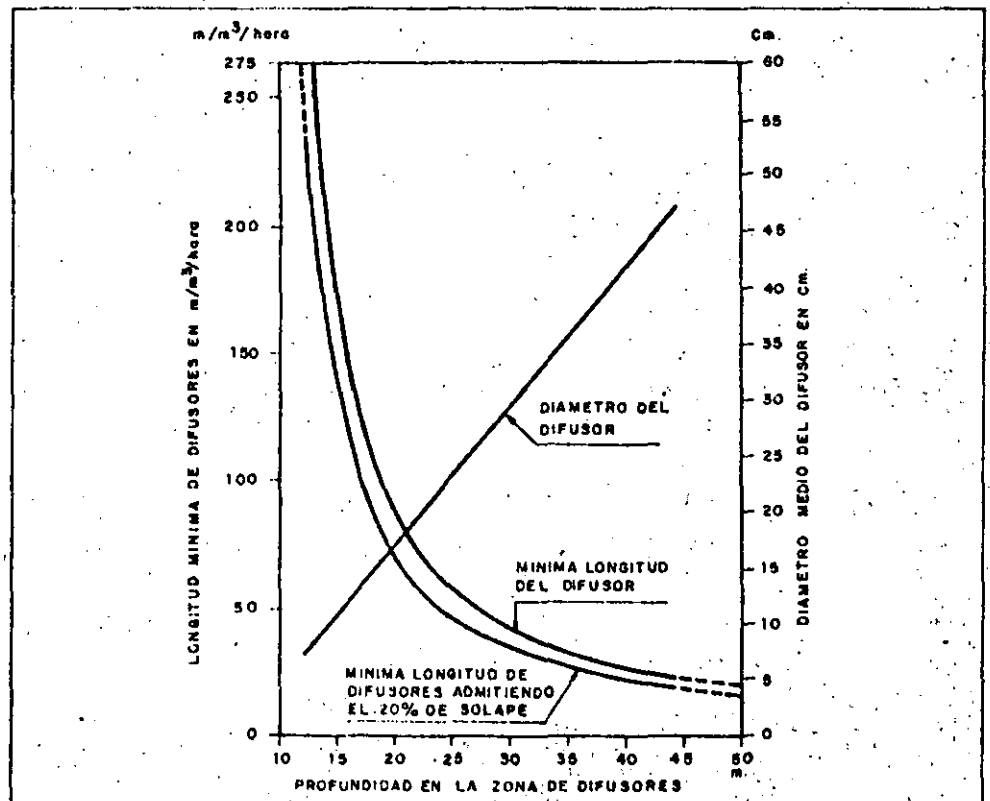
Su cálculo se hará en base al dato sobre caudal previsto del efluente (Q) tanto en valores medios como máximos y mínimos, y de forma que se cumplan las condiciones hidráulicas del parámetro "velocidad del efluente en el emisario" (V) y las estructurales y constructivas de los materiales del tubo y su cimentación y anclaje.

d) Dispositivo difusor.

La norma española fija en todos los casos los valores mínimos que definen el diseño de la longitud de diámetro, disposición y separación de los difusores así como la velocidad del efluente en ellos y el difusor final.

La determinación teórica puede empero abordarse en base a las curvas de la figura 300 en la que a partir de la profundidad de la zona de difusores puede obtenerse su longitud y su sección tanto en el caso de que no se admita solape de los penachos como en el que se admita un 20%.

Fig. 300.



Esta curvas están desarrolladas para el supuesto de que los chorros se produzcan horizontalmente en el seno de un fluido homogéneo de densidad diferente.

e) Comprobación de resultados.

Determinados todos los parámetros físicos del emisario resta comprobar si el vertido con él logrado cumplé con todos los índices de calidad establecidos. Para esta comprobación se examina la variación del contenido bacteriológico del agua desde el efluente hasta los diversos puntos o zonas costeras del entorno.

El funcionamiento del emisario, contemplado en su acción de depuración, se puede descomponer en tres fases:

1) Dilución inicial.

Se efectúa al mezclarse el efluente que sale del difusor con el agua del medio marino, creándose un penacho de anchura creciente según se aproxima a la superficie y que se eleva hacia ella por diferencia de densidades. Se ejerce por tanto verticalmente desde el difusor hasta la superficie del agua.

El cálculo de la dilución lograda se puede estimar de acuerdo con la fórmula de Cederwall:

$$D_1 = 0,54 F \left(0,38 \frac{Y}{d \cdot F} + 0,68 \right)^{5/3}$$

donde:

$$F = \text{número de Froude} = \frac{V}{\sqrt{0,27 d}}$$

v = velocidad del efluente en los difusores en m/seg

d = diámetro del difusor en m

Y = profundidad de vertido en m.

La normativa española puntualiza que esta dilución deberá alcanzar un valor no inferior a 150.

La progresión del chorro hacia la superficie puede verse, en algunas zonas, frenada por una barrera de gradiente de temperatura del agua del mar, llamada termoclina. Esta barrera que evita mientras existe la llegada del efluente a la superficie supone una forma utilizable de "ocultar" la contaminación, ya que ésta queda atrapada en grandes bolsadas a ciertas profundidades. Sin embargo, ha de tenerse en cuenta que la termoclina es un fenómeno que puede no mantenerse a lo largo del tiempo y "romperse" por efecto de oleajes o corrientes, dejando entonces escapar una gran cantidad de contaminante que se ha ido almacenando durante tiempo atrás con los efectos perniciosos que es fácil suponer.

2) Dilución por dispersión horizontal.

Esta acción se ejerce por mezcla con el agua del mar según se va propagando

horizontalmente el chorro que ha emergido a la superficie del agua y se aleja del punto de vertido.

La norma española contempla dos casos:

a) Si la descarga se produce por un solo punto (solamente admitida para emisarios de tubo único de diámetro inferior a 150 mm).

En este caso el valor de la dispersión horizontal se puede hallar aplicando la fórmula de Pearson.

$$D_2 = \frac{3.65 \times h \times \sqrt{K.V.X}}{Q}$$

siendo:

Q = caudal total del efluente en m³/h

V = velocidad de la corriente en m/h

X = distancia de recorrido en m

b = diámetro superior del penacho, igual a Y/3 en m

K = coeficiente de difusión horizontal en el punto de descarga, igual a 1,63 b^{4/3} en m²/h

h = espesor superior del penacho, igual a

$\frac{Q \cdot D_1}{V \cdot b}$, en m, con objeto de no sobrepasar los límites en que parece desarrollarse el fenómeno físico, es aconsejable no utilizar valores de h superiores a Y/3.

b) Descarga lineal.

El valor de la dilución por dispersión horizontal se hallará aplicando la fórmula (Brooks)

$$D_2 = \sqrt{\frac{\left(1 + \frac{13t}{b^{2/3}}\right)^3 - 1}{1,5}}$$

en donde:

t = Tiempo de recorrido en horas, igual a longitud (x) del recorrido en m dividida por la velocidad (V) de la corriente, en m/h.

b = Longitud de difusores proyectada, normalmente, a la dirección de la corriente, en m.

Dicha fórmula viene representada, para mayor facilidad de aplicación, en el

ábaco.

230

La normativa de algunos estados norteamericanos estipula que el conjunto de las dos diluciones, $D_1 \times D_2$, no debe considerarse teóricamente superior en ningún caso a 1.000.

3) Inactivación bacteriana.

En las dos fases anteriores el concepto de dilución puede haber sido empleado para cualquier tipo de sustancia contaminante (metales, bacteria, etc.). La inactivación bacteriana, sin embargo, y como su propia denominación indica, es exclusivamente aplicable a la depuración del contenido bacteriológico.

Con esta fase se contempla la depuración que naturalmente se produce por muerte de las bacterias en un medio que tiene propiedades contrarias a su existencia (oleaje, aireación, organismos, luz, etc.).

Su cálculo se puede afrontar mediante la fórmula propuesta por Brooks.

$$D_3 = 10^{t/T_{90}}$$

siendo: t el tiempo de recorrido (x/V) en horas y

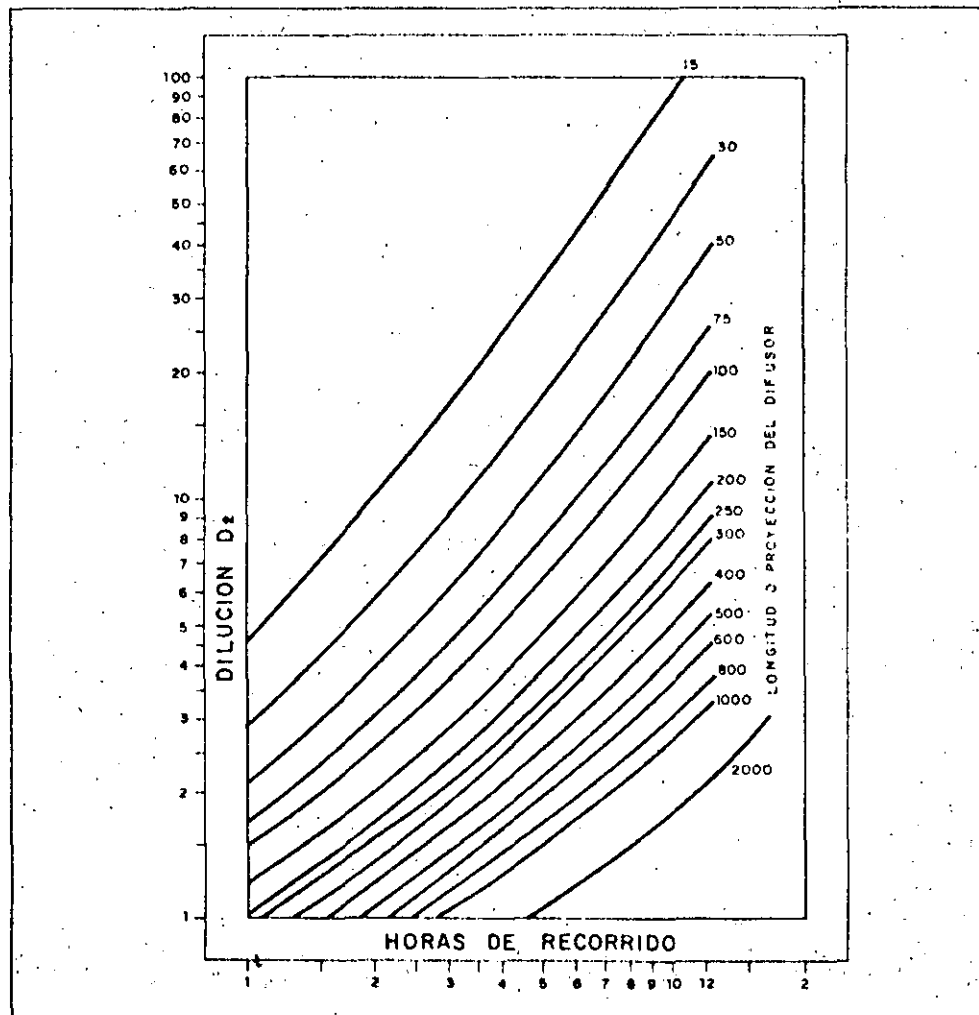


Fig. 301.

T_{90} : el tiempo requerido para una reducción del 90 % en la concentración bacteriana, en horas. (Norma española: 1,5 h para el Mediterráneo y 2,0 h en el Atlántico).

La dilución total, por tanto, será para procesos normales a la resultante $D_1 \times D_2$ mientras que para procesos bacteriológicos será $D_1 \times D_2 \times D_3$.

6.3. Ingeniería del emisario

En su artículo 6.º la norma española hace un análisis somero pero muy didáctico de los aspectos ingenieriles de un emisario submarino, por lo que parece oportuna su transcripción literal, a continuación.

6.3.1. Materiales

Naturaleza.

Los materiales a emplear pueden dividirse en tres grandes grupos:

- a) Materiales metálicos, entre los que se encuentran el acero, la fundición y el palastro revestido.
- b) Hormigón armado y pretensado.
- c) Fibrocemento y materiales ligeros, fundamentalmente plásticos.

6.3.2. Condiciones para la elección

La elección del material viene condicionada, especialmente por tres factores:

- a) Resistencia a la corrosión, ya sea del agua del mar, del efluente o de corrientes galvánicas.
- b) Resistencia a las sollicitaciones mecánicas, debidas a las olas, las corrientes, la subpresión o las tracciones de puesta en obra.
- c) Su adaptabilidad al terreno, función de su peso, de sus posibilidades de ensamblaje y del número y tipo de juntas.

6.3.3. Selección de materiales

- a) Los materiales metálicos son adecuados para fondos rocosos, duros y desiguales, pero son muy sensibles a la corrosión, siéndolo menos la fundición.

La tubería de acero permite un lanzamiento fácil muy de considerar para el caso de tener que alcanzar grandes profundidades; pero precisa de una protección catódica.

La tubería de fundición, cuyo coste de adquisición es elevado, se emplea en su textura gris para pequeños diámetros y en su textura maleable para los grandes. Su empalme es por junta express.

La tubería de palastro precisa de protección interna (normalmente resina epoxy), de protección externa (revestimiento bituminoso, más fibra de vidrio, más hormigón) y de gran cuidado en las soldaduras del tubo para no dañar el revestimiento, empleando para ello junta esférica o soldadura a tope no completa.

En general, las tuberías soldadas, que permiten una eficacia de colocación en grandes longitudes, son difíciles de reparar cuando se averían. Su empleo está muy generalizado para diferentes diámetros y normalmente dan a largo plazo mejor resultado que las de plástico.

b) La tubería de hormigón, armado o pretensado, se emplea en aquellos casos en que es apropiado el método de colocación tubo a tubo, o para diámetros muy grandes en competencia con la de palastro revestido.

Deben emplearse juntas muy flexibles (ni bridas ni racores) con sellado por cordón de caucho o neopreno.

c) Los plásticos son apropiados para fondos blandos y hasta diámetros medianos, necesitando en general ir enterrados o anclados, e incluso protegidos en ciertas zonas por envolturas resistentes de acero, fundición y hormigón armado.

El cloruro de polivinilo (PVC) se utiliza frecuentemente para diámetros inferiores a 300 mm, corrigiendo su sensibilidad a la temperatura mediante revestimientos de poliéster y fibra de vidrio.

El polietileno de alta densidad se utiliza en función de sus propiedades anticorrosivas y su alta flexibilidad, con la debida densidad de anclajes por tratarse de un material ligero.

El poliéster es muy resistente a la corrosión y se emplea en diámetros grandes por su rigidez. El polipropileno permite hacer frente a elevadas temperaturas del efluente. Es preciso insistir en el hecho de que para un correcto comportamiento de estos materiales, su cimentación y anclaje deben ser muy cuidados: de otra forma se registran con facilidad roturas como lo demuestra la experiencia.

A veces se emplean soluciones mixtas. Un ejemplo lo constituye el tubo exterior de acero con otro interior de PVC, con lechada intermedia de mortero de cemento y protección de anillo de amianto en las soldaduras.

6.4. Cimentación y anclaje

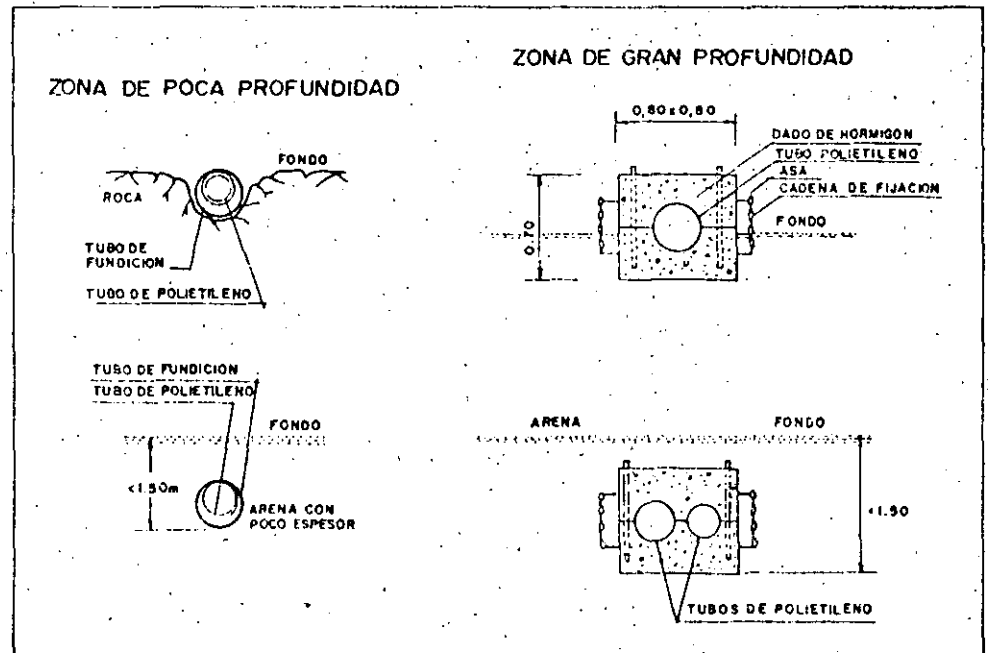
6.4.1. Disposición de la tubería

La tubería se coloca en el fondo del mar de varias maneras:

233

- Depositada simplemente, cuando el fondo es firme y el tubo tiene las características adecuadas de peso y resistencia.
- Enterrada y sin anclar, cuando reuniendo características adecuadas de peso y resistencia, el fondo no es lo suficientemente firme.
- Enterrada y anclada, cuando se da el caso anterior sin el peso y la resistencia debidos.
- Sin enterrar y anclada, para suelos intermedios y cuya falta de resistencia se suple con soportes adecuados (caso del pilotaje).

Fig. 302.



6.4.2. Resistencia a las solicitaciones

Para resistir las solicitaciones de la dinámica marina, la tubería debe ir enterrada hasta alcanzar 10 m de profundidad de agua en el Mediterráneo y 15 m en el Atlántico.

Las zanjas en material suelto deben calcularse con taludes del orden de 1:5 y a veces protegerlas con tablestacado recuperable en zonas no muy profundas. Hay que tener en cuenta que estas zanjas dragadas pueden cegarse con mucha rapidez. El espesor de cubrición debe oscilar entre un mínimo de 1 m y un máximo de 4 m dependiendo de las características y movilidad de los fondos. Se rellenan con el mismo material del fondo, grava u hormigón sumergido.

Quando en zonas poco profundas y muy batidas no haya posibilidad de mantener zanjas abiertas en arena se debe recurrir a cimentar la tubería sobre pilotaje no superficial.

Fig. 303.—Fases de cimentación por pilote enterrado

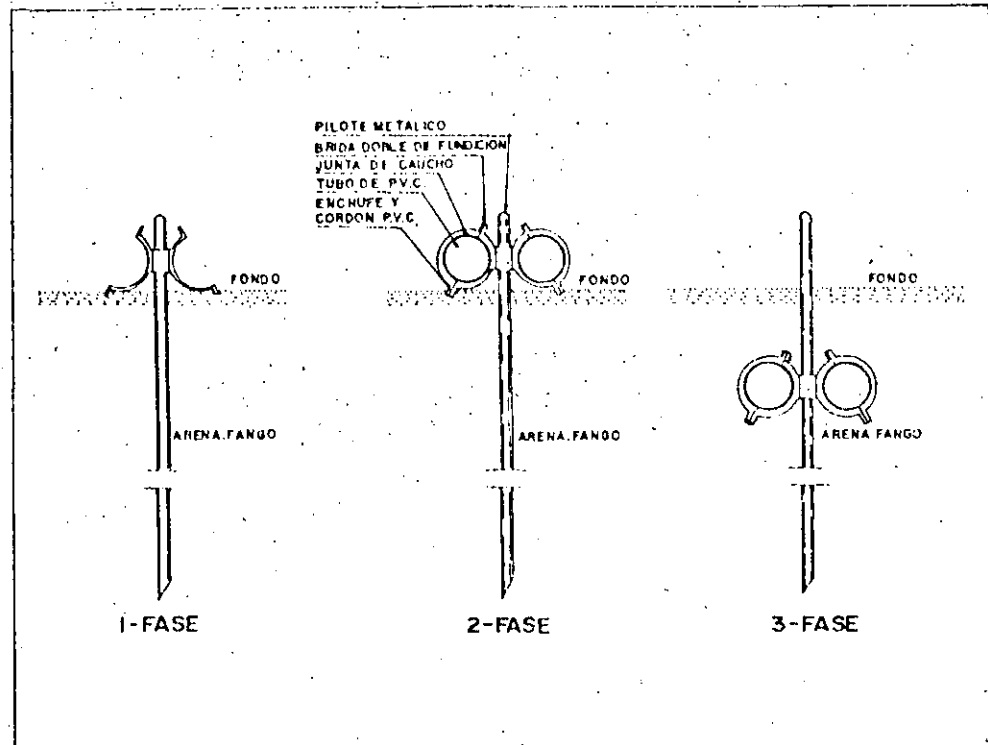
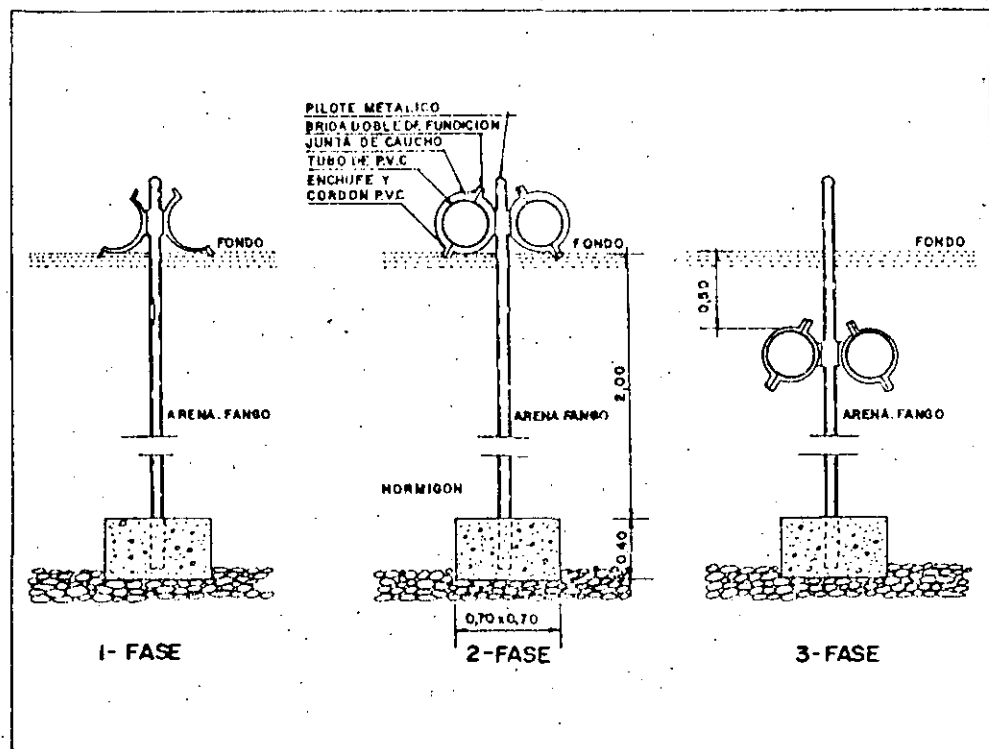


Fig. 304.—Fases de cimentación por pilote y anclaje enterrado



El enterrar la tubería es costoso, a veces del orden del valor del tubo, y no exige en ocasiones de tener que lastrar o anclar la tubería, siendo además costosas las reparaciones. Por otra parte la tubería no enterrada es muy vulnerable a las sollicitaciones externas, tales como las producidas por redes y anclas.

El peso de la tubería debe estar relacionado con la estabilidad del fondo, de forma que la tubería tienda a enterrarse; así la densidad del conjunto, teniendo en

cuenta el lastre, será $\geq 1,25$ en fangos y $\geq 2,5$ en arena gruesa.

Este peso debe cumplir la condición

$$f \times \Sigma (P-V) > H$$

siendo (P) el peso, (V) las fuerzas verticales, (H) las fuerzas horizontales y (f) el coeficiente de rozamiento, para que la tubería no precise de anclaje, suponiendo estable el fondo. Entre las fuerzas (H) se encuentran las debidas a arrastres y empujes de olas y corrientes.

En el caso de tuberías de palastro revestido exteriormente con hormigón y para prever un colapso de este material, se calcula la estabilidad del tubo teniendo en cuenta sólo el material metálico.

6.5. Construcción

La construcción del emisario depende fundamentalmente de la clase de materiales, los medios disponibles y las características de la costa en tierra.

Se emplean dos procedimientos:

6.5.1. Colocación tubo a tubo

La colocación tubo a tubo, en el caso de grandes diámetros y material muy pesado (hormigón), se realiza cuando no hay profundidades excesivas, mediante el procedimiento del pantalán de acompañamiento. Para profundidades grandes se utilizan las plataformas en sus múltiples variedades.

6.5.2. Colocación continua

La colocación continua, utilizada generalmente para emisarios sin juntas, reviste varias formas:

a) Por tracción desde el mar.

La tracción desde el mar, mediante una barcaza-cabrestante anclada, precisa de una zona apropiada en tierra y de una resistencia adecuada del tubo. Si existen grandes profundidades y el estado del mar es malo, se combinará con la flotación sumergida, llevando el tubo por el fondo, en ligero contacto con él, para eliminar resistencias y guiarlo mejor.

b) Por flotación.

El método de flotación se empleará con material ligero lanzando el tubo desde tierra y guiándolo en el mar con una ligera tracción. Si el estado del mar empeora, se procederá a hundir el tubo y a reflotarlo en el momento propicio para

seguir la operación. Se empleará preferentemente en aguas protegidas y para tuberías muy largas.

c) Por carrete desde barcaza.

El método del carrete se empleará bobinando sobre éste una tubería muy flexible y de pequeño diámetro y largándola paulatinamente desde una barcaza.

d) Por lanzamiento desde barcaza.

En el método del lanzamiento desde una barcaza, las soldaduras se realizarán en la barcaza, y ésta, desplazándose mar adentro, irá dejando caer la tubería en forma de S (por eso se llama método S). Se empleará especialmente para material de acero y grandes profundidades.

En todos estos métodos debe cuidarse especialmente del guiado y posicionado del tubo empleándose especialmente el método de rayos laser para marcar alineaciones largas.

También debe tenerse especial cuidado en alcanzar amplios radios de curvatura para no someter la tubería a esfuerzos indebidos.



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

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS

OBRAS EXTERIORES

ING. J. GUILLERMO MACDONEL

SEPTIEMBRE, 1985.

CRITERIOS DE DISEÑO DE ROMPEOLAS

Ing. Héctor López Gutiérrez

INTRODUCCION

Como su nombre lo indica, la función de los rompeolas es disipar la energía del oleaje para crear una zona de aguas tran--
quilas donde los barcos puedan efectuar maniobras diversas cu
ya culminación es, generalmente, su carga y/o descarga. Adi--
cional a esta función básica, el rompeolas puede desempeñar -
otras complementarias que condicionan, en buena medida, el di
seño de estas obras. Citaremos principalmente:

- Protección en contra del transporte litoral, de canales de navegación, al mismo tiempo que encauzan corrientes fluvia
les, de marea o ambas.

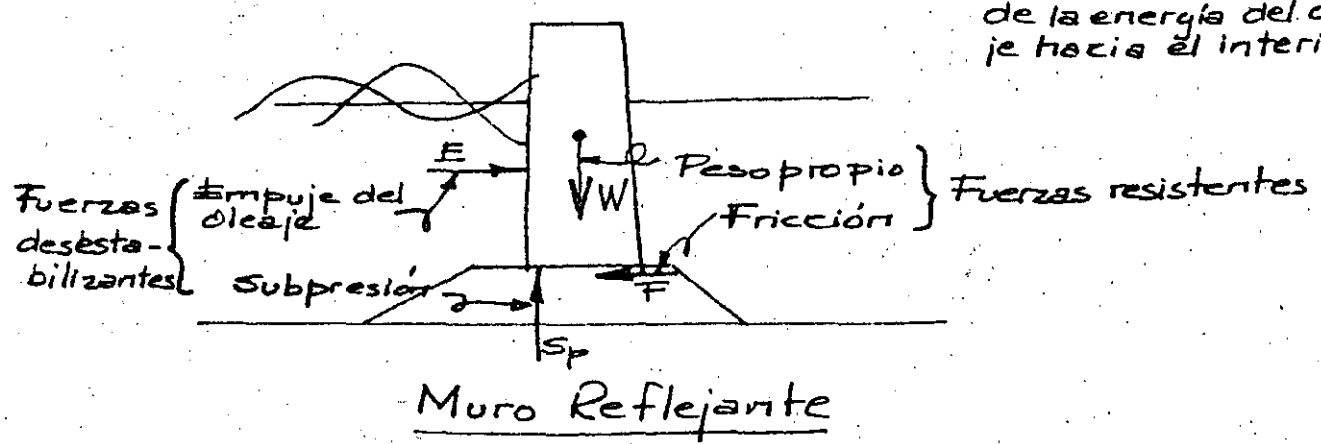
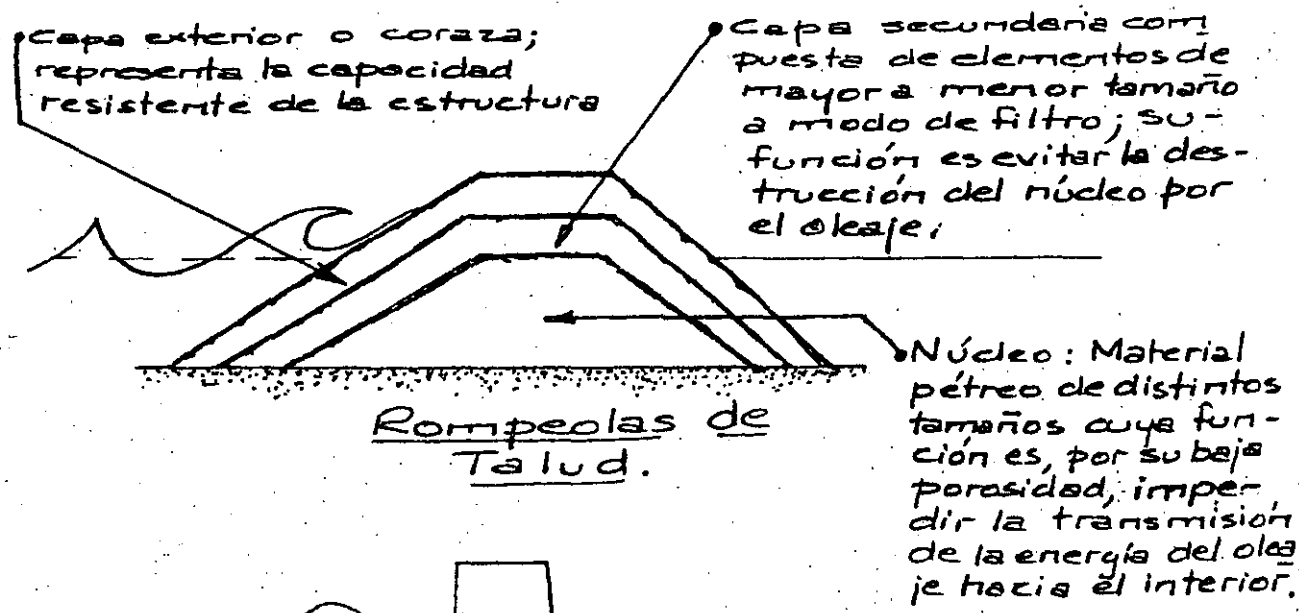
Esta función establece una diferencia conceptual entre un rom
peolas propiamente dicho y una escollera, que es el caso de -
las obras para este tipo de protección.

También afectan el criterio de diseño pero no modifican su de
nominación de rompeolas o escollera según el caso, funciones
tales como:

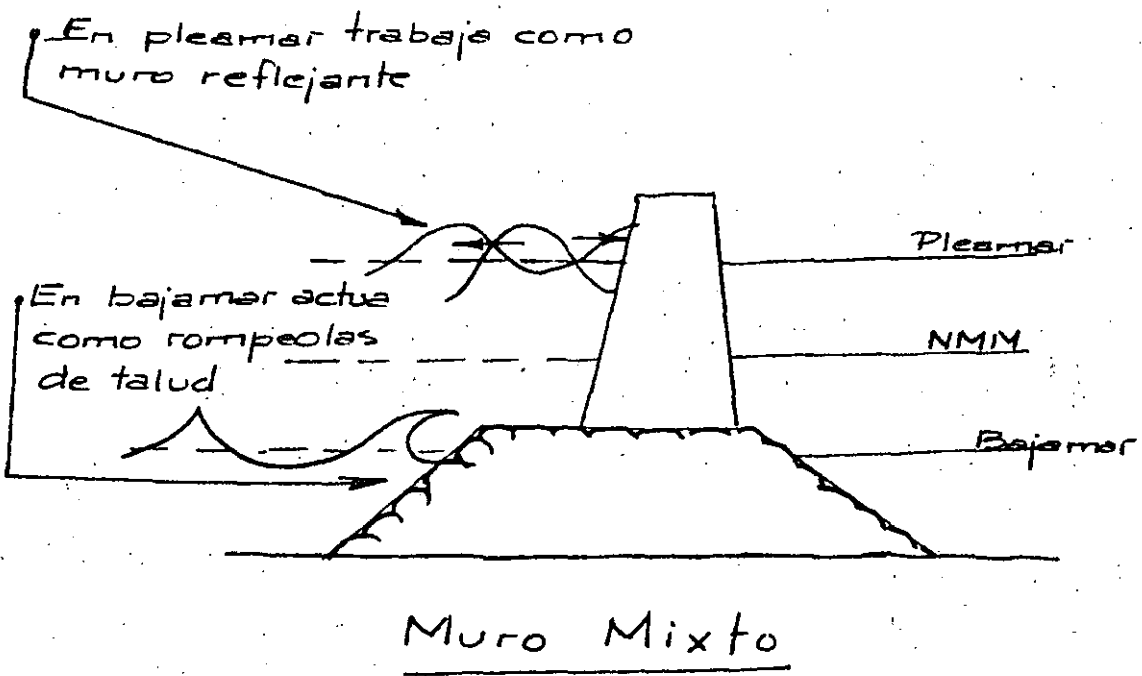
- Uso de su cara interna para atraque de embarcaciones.

- Protección de terrenos ganados al mar.
- Apoyo para vías de acceso y tuberías.

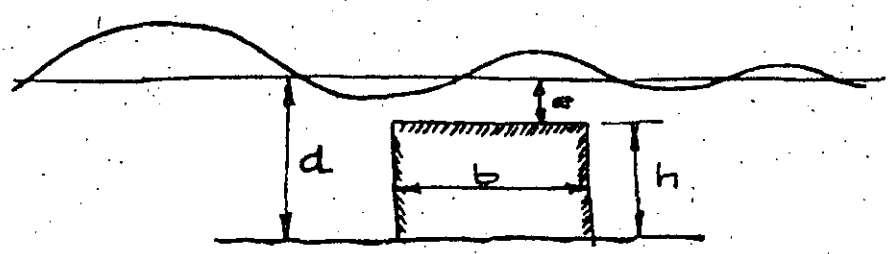
Otra división que es necesario establecer se refiere a la forma como estas estructuras dan la protección deseada. Los rompeolas propiamente dichos, hacen que el oleaje rompa sobre ellos, creando con un talud cierta similitud de playa que presenta las condiciones propicias para que las olas rompan. Una segunda forma es reflejando la energía de la ola mediante una pared vertical.



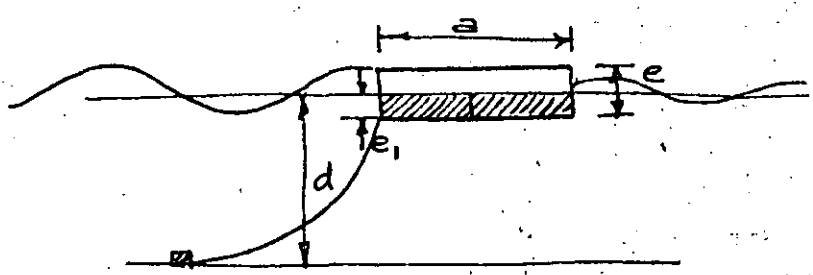
Adicionalmente a estos dos tipos básicos de estructuras, pueden construirse las de tipo mixto que según la fase de marea pueden funcionar como muro reflejante o como rompeolas de talud.



De igual manera que las obras anteriores cortan el paso de la energía del oleaje hacia la zona protegida, hay otro grupo que solamente la amortiguan, tal es el caso de los rompeolas sumergidos, los flotantes, los neumáticos y los hidráulicos.



Rompeolas sumergido



Rompeolas flotante.

La amortiguación es función de las dimensiones anteriores y su relación con la altura de la ola.

ELEMENTOS BASICOS PARA EL DISEÑO

El proyecto de una obra, sea de tipo rompeolas, muro reflejante, mixto o sumergido, requiere de la consideración de tres elementos básicos:

- Oleaje
- Corrientes
- Cimentación

En el caso de las estructuras flotantes, las de tipo neumático o hidráulico, el oleaje es prácticamente el único factor.

Oleaje

Este fenómeno es sin duda el más importante y complejo de los tres elementos. La complejidad del fenómeno obliga a hacer algunas hipótesis simplificadoras donde el buen juicio del proyectista apoyado en el conocimiento que tenga del lugar desempeñará un papel fundamental.

La información sobre las características del oleaje en un sitio determinado puede dividirse en:

- Régimen de oleaje normal
- Régimen de oleaje extraordinario

El primero es el que ocurre estacionalmente y se repite cíclicamente sin grandes variaciones. Este tipo de oleaje tiene especial significación cuando se analizan los cambios que se operan estacionalmente en los litorales y de esos cambios puede derivarse el efecto que produzcan las nuevas obras sobre el régimen de la costa. Igualmente importante es este oleaje para la disposición de las obras de protección asociada a la forma y tiempo útil de operación del puerto.

El régimen normal de oleaje queda definido básicamente por:

- Incidencia mensual, estacional y anual, en tiempo y porcentaje.
- Distribución de alturas y periodos de oleaje, mensual, estacional y anual.

El manejo de esta información presenta dos problemas: la elección de alturas y periodos representativos y la calidad de la información.

En cuanto a lo primero, es criterio normalmente establecido el utilizar el concepto del oleaje significante*, encontrándose que en términos de tiempo el lapso más adecuado parece ser el estacional; así entonces se tendrán cuatro valores de altura y periodo; uno por estación, según cada una de las distintas direcciones involucradas en esos lapsos estacionales.

En general, el uso de la información sobre régimen de oleaje presenta un problema importante, que es el que se refiere a la interpretación que se le puede dar al porcentaje de tiempo que se excede mensual, estacional o anualmente, un cierto valor límite de altura de ola que pudiera ocasionar dificultades.

* Altura de ola significante. Generalmente definida como el promedio del tercio de olas más altas de un grupo de olas dado.

des en la operación del puerto. Así, por ejemplo, puede prestarse a falsas interpretaciones, es decir: el 10% del tiempo de acción anual de la dirección norte, se excede el valor de 1.50 m en la altura de la ola. Si no se asocia ese 10% a términos reales de tiempo y secuencia, cayendo en errores que minimicen o maximicen el problema. Esto es, ese 10% anual puede ocurrir en un lapso corto concentrado, lo cual sería desfavorable o, presentarse esporádicamente a lo largo del año, dando, por el contrario, condiciones favorables.

Otro problema importante se refiere al origen y calidad de la información. Por su origen esta puede ser:

- Estadística, recopilada por organizaciones tales como la U.S. Navy Hydrographic Office o el Almirantazgo del Reino Unido, la cual se da para zonas oceánicas que cubren extensiones de 5° de latitud por 5° de longitud.
- Estadística específica, derivada de observaciones en zonas vecinas al área en estudio, complementada con deducciones a partir de datos de vientos y otros factores meteorológicos.
- Por medición directa.

La primera, si bien es confiable, tiene hasta cierto punto el inconveniente de no permitir análisis muy exactos sobre dis--

tribución en el tiempo de valores que excedan un cierto rango. Igualmente, pueden ofrecer cierta distorsión al hacerse la adecuación de la información del área oceánica, a la específica en estudio sobre la costa.

La segunda, permite un mejor manejo de las variables estadísticas que facilitan la integración de una imagen más real del oleaje. Sin embargo, este procedimiento depende en mucho de la calidad y cantidad de las observaciones meteorológicas, así como de la experiencia de quien las interprete y transforme a condiciones de oleaje.

La tercera, es la más deseable, pero tiene el inconveniente de que su grado de confiabilidad depende del tiempo y continuidad en la observación. Teóricamente, un año sería el mínimo aceptable, aunque preliminarmente podrían aceptarse lapsos menores, correlacionándolos con cualquiera de los sistemas anteriores, preferentemente el segundo, aunque supeditado esto también a la calidad de estas deducciones.

Régimen de oleaje extraordinario

Este oleaje, es el producido por las tormentas que puedan ocurrir en el sitio o en áreas vecinas y que de alguna manera las olas generadas por esa tormenta pueden incidir en el lu-

gar considerado. Esta información, es fundamental para el -- diseño estructural de rompeolas y muros y es, por otra parte, la que presenta mayor dificultad para seleccionar la altura - de diseño, ya que, como es de suponerse, no es el sólo hecho de elegir la ola representativa de una tormenta dada, sino, - también el contenido energético de la tormenta asociada y la distribución de tal energía. De hecho, como se trabaja sobre extrapolaciones estadísticas, deberá manejarse más bien, el - concepto de la tormenta de diseño, no obstante que puede lo-- grarse una buena aproximación usando exclusivamente una ola - representativa. Aunado a lo anterior, juega un papel muy im- portante el periodo de retorno de la tormenta, asociada a una ola dada y así, estableciendo las características del oleaje para tormentas de diversos periodos de retorno, puede definir se el régimen de oleajes extraordinarios.

El régimen de oleajes extraordinarios proporciona la probabi- lidad de excedencia de una tormenta de intensidad dada. Igual- mente indica el lapso medio de ocurrencia (periodo de retorno) entre la presentación de dos tormentas cuyas intensidades ex- cedan una dada. Cabe señalar también la importancia que tie- ne la selección del periodo de retorno ya que este influirá - en forma preponderante sobre el costo total de la obra.

La determinación del régimen de oleajes extraordinarios se ha

ce siguiendo métodos estadísticos a partir de datos reales, - los cuales, a su vez, pueden tener su origen en:

- Observaciones en el sitio o en áreas vecinas, adecuándolas al sitio en estudio.
- Deducciones a partir de datos meteorológicos de las tormentas en cuestión.

El primer caso es el más deseable pero el menos frecuente, en tanto que el segundo es el más usual.

Corrientes

El análisis de las corrientes, es más significativo cuando se trata de obras que, adicionalmente a su función de detener la energía del oleaje, deben orientar y encauzar corrientes; tal es el caso de las escolleras. Cuando el problema no comprende esta situación, el estudio de las corrientes tiene significación exclusivamente en términos de su posible acción erosiva al pie de la estructura. De cualquier manera la determinación de las mismas comprende:

- Para escolleras: valor de las velocidades máximas y su - distribución en la sección original y la distribución hipotética en la sección transformada con las obras.
- Para rompeolas y muros verticales que no tengan función de

encauzamiento, interesa el valor de la velocidad al pie de la obra.

En ambos casos la información básica se tiene que obtener por medición directa.

Condiciones de cimentación

El estudio de las condiciones de cimentación se hace en previsión de cualquiera de los siguientes fenómenos:

- Penetración del material del cuerpo del rompeolas o del terraplén de apoyo del muro vertical en capas suaves del fondo.
- Inestabilidad de la obra por deslizamientos parciales o totales producidos por el peso propio de la obra.
- Asentamientos diferenciales de partes de la obra, pudiendo llegar al punto de falla.
- Problemas de socavación de oleaje al pie del talud de la obra.

La información necesaria se obtiene siguiendo los métodos usuales empleados en mecánica de suelos.

Diseño de rompeolas de talud

El diseño de un rompeolas de talud se realiza generalmente por etapas. Inicialmente, se hace un dimensionamiento general de diversas alternativas de sección transversal, en especial en lo que se refiere al tipo de elementos a usar en la coraza, sean naturales o artificiales. Para este diseño preliminar pueden emplearse cualquiera de las distintas fórmulas publicadas, de las cuales la más usada es la de Hudson

$$W = \frac{1}{K_D \operatorname{ctg} \alpha} \frac{H^3 \rho_s}{\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3}$$

W = peso de un elemento de la coraza (ton)

H = altura de ola de diseño (m)

ρ_s = peso específico del material de coraza (ton/m³)

ρ_w = peso específico del agua de mar (ton/m³)

K_D = factor adimensional que varía con la forma, rugosidad, redondez y grado de trabazón de los elementos de coraza.

$\operatorname{ctg} \alpha$ talud de la coraza (máximo aceptable 1:1.5)

En el cuadro siguiente se dan valores usuales de K_D , y se acompañan ejemplos de elementos artificiales. Igualmente se incluyen varias de las fórmulas empleadas para el diseño de este tipo de estructuras.

Unidades	No.	Colocación	K_D Hudson		Pendiente Ctg. α
			Ola rota	Ola no rota	
Roca	2	arrojado	3.5	4	1:5 a 3
"	3	arrojado	3.9	4.5	1:5 a 3
Tetrápodo	2	arrojado	7.2	8.3	1:5 a 3
Cuadrípodo	2	arrojado	7.2	8.3	1:5 a 3
Tribar	2	arrojado	9	10.4	1:5 a 3
"	1	colocada	12	15	1:5 a 3
Dolos	2	arrojado	22	25	1 a 2
Stabit	2	arrojado	8	9	1 a 2
Cúbicos	2	arrojado	6.8	7.8	1 a 2
Hexápodo	2	arrojado	8.2	9.5	1 a 2
Mexápodo	2	colocados	29	30	1 a 2
	2	arrojados	21	22	1 a 2
Dinosaurio	1	arrojado	29	30	1 a 2

El dimensionamiento del resto de los elementos y características principales puede hacerse siguiendo el procedimiento sugerido por el Coastal Engineering Research Center (1).

(1) U.S. Army Corps of Engineers. Shore Protection Planning and Design. CERC.

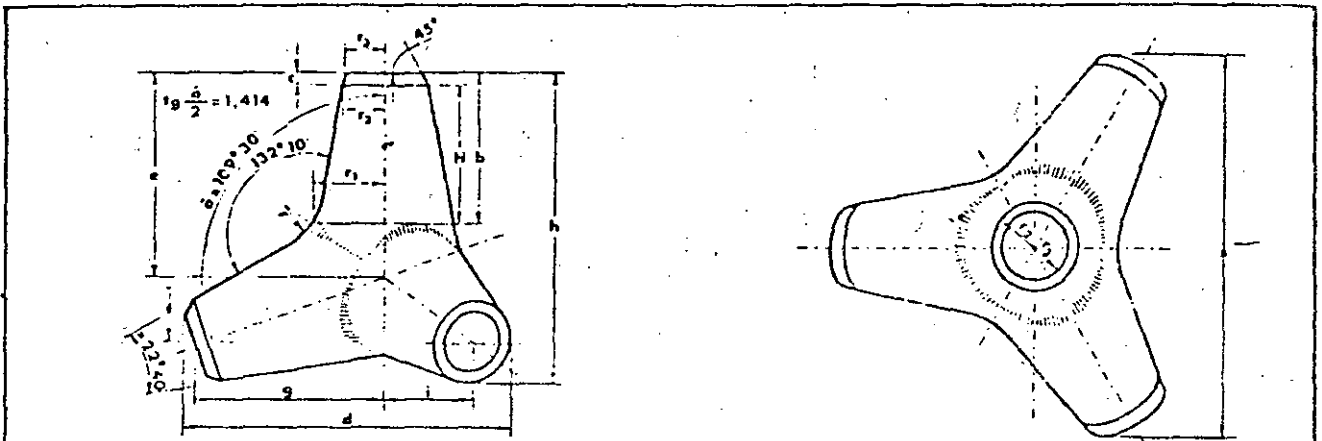
En esta fórmula, la altura de ola que normalmente se usa corresponde a la ola significativa de una cierta tormenta real o hipotética dada, considerando que, si se trata de que la ola no rompa sobre la estructura, será la mayor ola que llegaría a ella y si rompe sería la mayor que rompería sobre la obra. Sin embargo, en esta, como en otras fórmulas empíricas, el peso de elementos obtenidos supone que con olas de ese tamaño la estructura no sufre ningún daño.

Por otro lado, otras dimensiones importantes, como son la altura de la obra y el ancho de la corona, obtenidas también a base de formas empíricas de cálculo, dejan totalmente a juicio del proyectista los márgenes de seguridad que deban adoptarse sobre estos valores sin mayores consideraciones sobre los efectos que ello tendría en la operatividad de la obra o en su costo.

Muros verticales

Estos muros funcionan con el principio de reflejar la energía del oleaje, consecuentemente, desde este punto de vista, su ubicación debe hacerse en profundidades tales que el oleaje de diseño efectivamente se refleje y no rompa sobre la obra. Ello significa que la profundidad de desplante no será menor que 1.2 a 1.5 veces la altura de la ola de diseño. Por otro lado

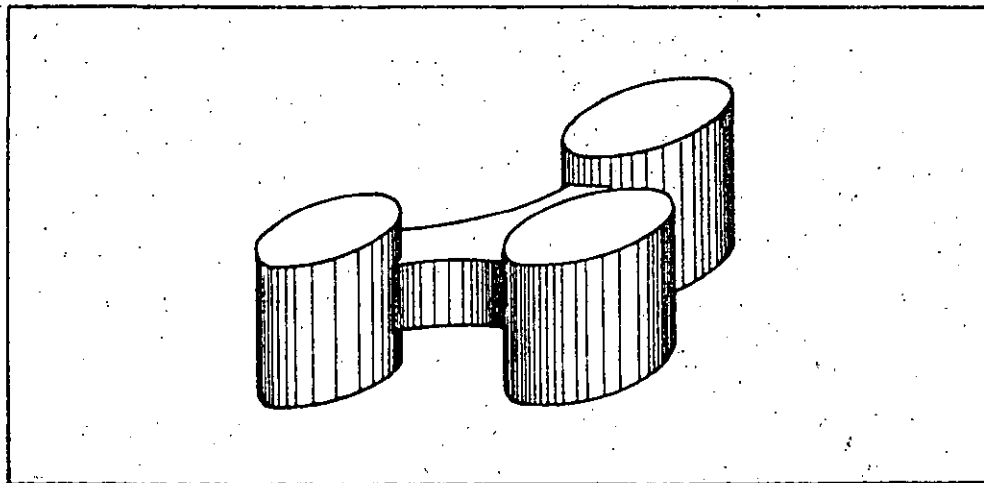
CARACTERISTICAS DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS ESPECIALES QUE PUEDEN INTEGRAR EL MANTO PRINCIPAL.



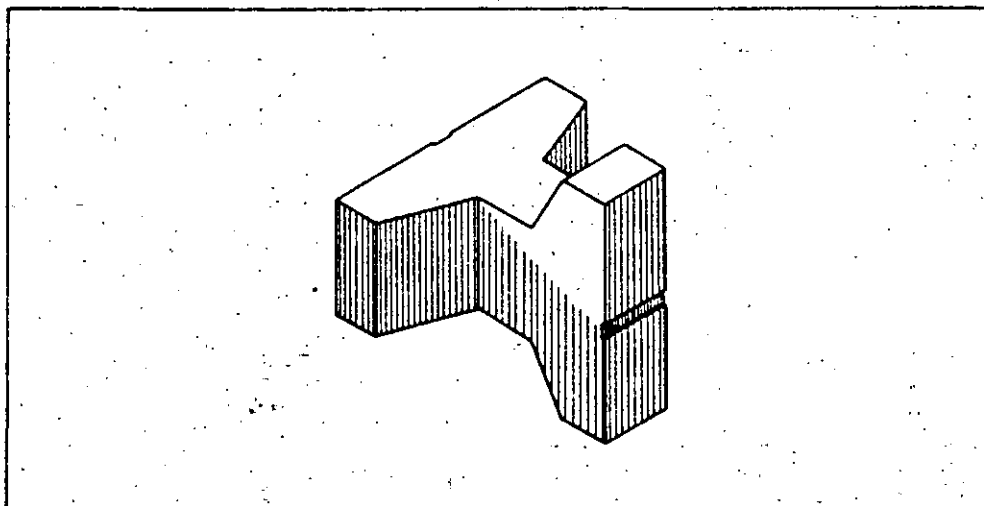
Volum. m ³	Peso nomin.	h	Dimensiones		r ₁	r ₂	r ₃	H	b	c	r		e	f	g	i
			a	s							recom.	min.				
0.1	0,25	710	775	840	170	105	80	315	340	25	120	55	455	155	440	220
0.2	0,5	930	975	1070	215	135	100	470	435	35	150	80	555	195	540	275
0.4	1	1150	1230	1350	270	170	125	560	545	45	190	105	745	245	720	350
0.8	2	1420	1550	1700	340	210	155	690	685	55	235	130	930	310	880	440
1.6	4	1790	1950	2140	425	265	195	795	805	70	300	165	1170	390	1100	550
3.2	8	2260	2460	2700	540	335	245	1005	1095	90	375	210	1475	490	1390	695
4	10	2430	2650	2910	580	360	255	1060	1175	95	405	225	1590	530	1500	750
5	12,5	2570	2850	3150	625	390	255	1165	1270	105	435	240	1710	570	1620	805
6.3	16	2730	3085	3390	675	420	310	1260	1370	110	470	260	1850	615	1740	870
8	20	2890	3340	3645	740	455	335	1365	1485	120	510	280	2000	665	1840	945
10	25	3300	3595	3950	785	490	370	1470	1600	130	550	305	2155	720	2050	1015
12.5	32	3550	3920	4250	845	530	390	1580	1720	140	590	325	2320	775	2190	1075
16	40	3860	4025	4620	920	575	420	1715	1870	155	645	355	2520	840	2340	1190
20	50	4155	4530	4975	990	620	455	1850	2015	165	695	380	2715	905	2500	1250

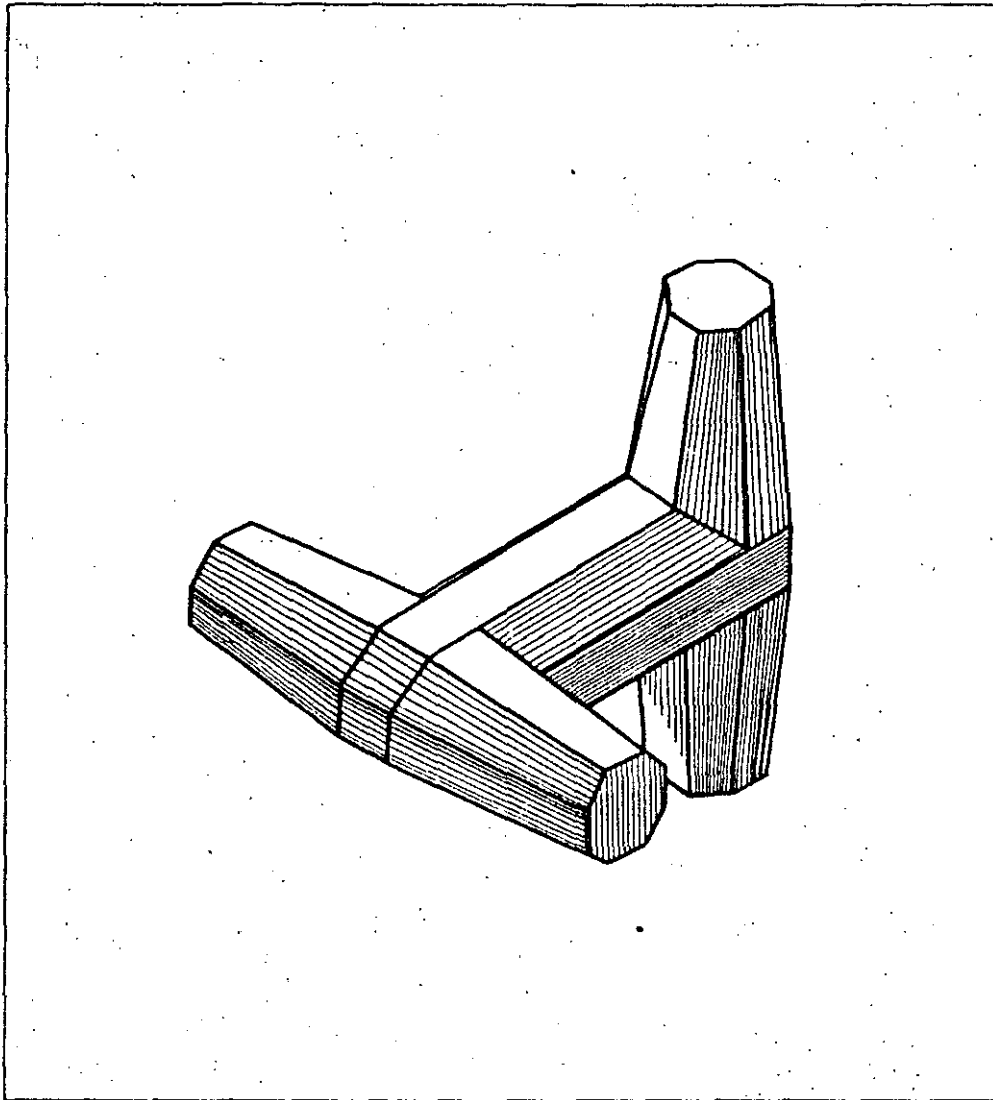
Dimensiones (en m.m.) y peso (en Tons.) de los "Tetrapodos" (Sotramer)

El tribar está compuesto por tres cilindros unidos por brazos radiales.



El akmon podemos asimilarlo a una doble T girada una de las alas 90° respecto a la otra





DOLO

PAIS Autores	FORMULAS GENERALES	FIGURA	
		Aplicaciones numéricas	f(α) =
España: Castro	$W = \frac{0,704}{(\cotg \alpha + 1)^2 \cdot \sqrt{\cotg \alpha} - \frac{2}{\rho s}} \cdot \frac{H^3 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^3}$	$\rho s = 2,65$	$\frac{0,704}{(\cotg \alpha + 1)^2 \cdot \sqrt{\cotg \alpha} - 0,754}$
Iribarren*	$W = \frac{K}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3} \cdot \frac{H^3 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^3}$	$K = 0,023$ (para d < 0,06 L)	$\frac{0,023}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3}$
Iribarren**	$W = \frac{K}{(\mu \cos \alpha - \sin \alpha)^3} \cdot \frac{H^3 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^3}$	$K = 0,43$ $\mu = 2,38$	$\frac{0,43}{(2,38 \cos \alpha - \sin \alpha)^3}$
Estados Unidos: Mathews (no publicada)	$W = \frac{0,0149}{(\cos \alpha - 0,75 \sin \alpha)^2} \cdot \frac{H^2 \cdot T \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^3}$	$T = 2,5 H$	$\frac{0,03725}{(\cos \alpha - 0,75 \sin \alpha)^2}$
Epstein and Tyrrel	$W = \frac{K}{(\mu - \tg \alpha)^3} \cdot \frac{H^3 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^3}$	-	-
Hickson and Rodolf	$W = \frac{0,0162}{\tg^3 \left(45^\circ - \frac{\alpha}{2}\right)} \cdot \frac{H^3 \cdot T \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^3}$	$T = 2,5 H$	$\frac{0,0405}{\tg^3 \left(45^\circ - \frac{\alpha}{2}\right)}$
Hudson	$W = \frac{1}{K_p \cdot \cotg \alpha} \cdot \frac{H^3 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^3}$	$K_p = 3,2$ (para 0-1 % daño) $K_p = 15,9$ (para 30-60 % daño)	$\frac{1}{3,2 \cotg \alpha}$ $\frac{1}{15,9 \cotg \alpha}$
Francia: Larras	$W = \frac{K \cdot \left[\frac{2\pi H}{L} \right]^p \cdot \left[\sin h \cdot \frac{4\pi Z}{L} \right]}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3} \cdot \frac{H^3 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^3}$	$K = 0,0152$ con: $Z = \frac{H}{2}$ y $\frac{H}{L} < \sim 0,1$	$\frac{0,0152}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3}$
Beaudevin	$W = K \cdot K_s \cdot \frac{1}{\cotg \alpha - 0,8} - 0,15 \cdot \frac{H^3 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^3}$	$K = 0,10$ $K_s = 2,5$	$0,25 \left(\frac{1}{\cotg \alpha - 0,8} - 0,15 \right)$

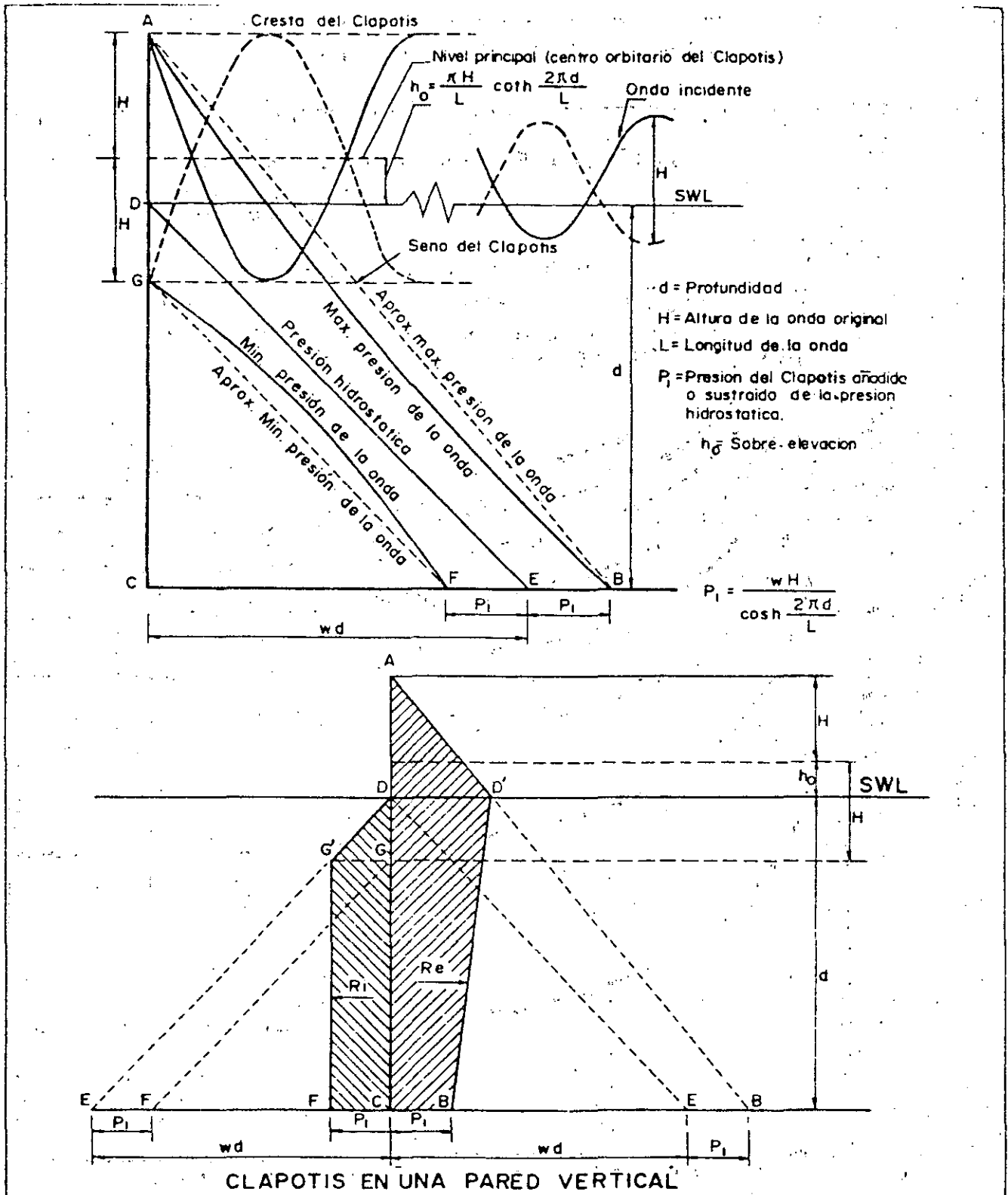
PAIS Autores	FORMULAS GENERALES	FIGURA	
		Aplicaciones numéricas	$f(\alpha) =$
Suecia: Hedar*	$W = \frac{K}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3} \cdot \frac{H^3 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^3}$	$K = 0,015$	$\frac{0,015}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3}$
Hedar**	$W = \frac{K \cdot K_1^3}{(\mu \cos \alpha - \sin \alpha)^3} \cdot \frac{H^3 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^3}$ con: $K_1 = K_1(\alpha)$ (α : núcleo de permeabilidad) y $\alpha > \sim 15^\circ$	$K = 0,1113 \cdot 10^3$ $\mu = 1,11$ núcleo permeable: $K_1(15^\circ) = 7,44$ $K_1(20^\circ) = 7,48$ $K_1(25^\circ) = 6,36$ $K_1(30^\circ) = 5,30$ $K_1(35^\circ) = 4,20$ $K_1(40^\circ) = 3,00^*$ $K_1(45^\circ) = 1,40^*$ *extrapolación	$\frac{0,1113 \cdot 10^3 \cdot K_1^3}{(1,11 \cos \alpha - \sin \alpha)^3}$
Noruega: Svee	$W = \frac{K}{\cos^3 \alpha} \cdot \frac{H^3 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^3}$	$K = 0,12$	$\frac{0,12}{\cos^3 \alpha}$
URSS: SN-92-60	$W = \frac{K}{\sqrt{1 + \cotg^3 \alpha}} \cdot \frac{H^2 \cdot L \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^3}$	$K = 0,025$ $L = 20 H$	$\frac{0,5}{\sqrt{1 + \cotg^3 \alpha}}$
Rybichevsky	$W = \frac{K}{\cos^3 \alpha \cdot \sqrt{\cotg^3 \alpha}} \cdot \frac{H^2 \cdot L \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^3}$	$K = 0,015$ $L = 20 H$	$\frac{0,3}{\cos^3 \alpha \cdot \sqrt{\cotg^3 \alpha}}$
Metelicyna	$W = \frac{K \cdot K_s}{\cos^3(23^\circ + \alpha)} \cdot \frac{H^3 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^3}$	$K = 0,025$ $K_s = 1,5$	$\frac{0,0375}{\cos^3(23 + \alpha)}$
Goldschtein y Kcnonenko	$W = 0,3 \cdot K \cdot \text{tg}^{1-43} \alpha \cdot \frac{H^3 \cdot \rho s}{\left(\frac{\rho s}{\rho w} - 1\right)^3}$	$K = 1,4$ (para: $H < 5 m$)	$0,42 \text{tg}^{1-23} \alpha$

desde el punto de vista económico, estas obras tienen la ventaja sobre las de talud de requerir menores volúmenes de obra a medida que la profundidad aumenta; en cambio, tienen como principal inconveniente, su rigidez, que ocasiona que las fallas en ellas sean totales. Requieren también de excelentes condiciones de cimentación que aseguren el que no haya asentamientos que podrían conducir a su colapso, por ello generalmente se desplantan sobre una base de enrocamiento que amplía el área de distribución de la carga sobre el fondo natural que por otra parte debe ser compacto pues de no ser así o no se recomienda el uso de muros verticales o requiere de medidas adicionales como sustitución de las capas blandas o de cualquier otro procedimiento para garantizar la capacidad de soporte necesaria.

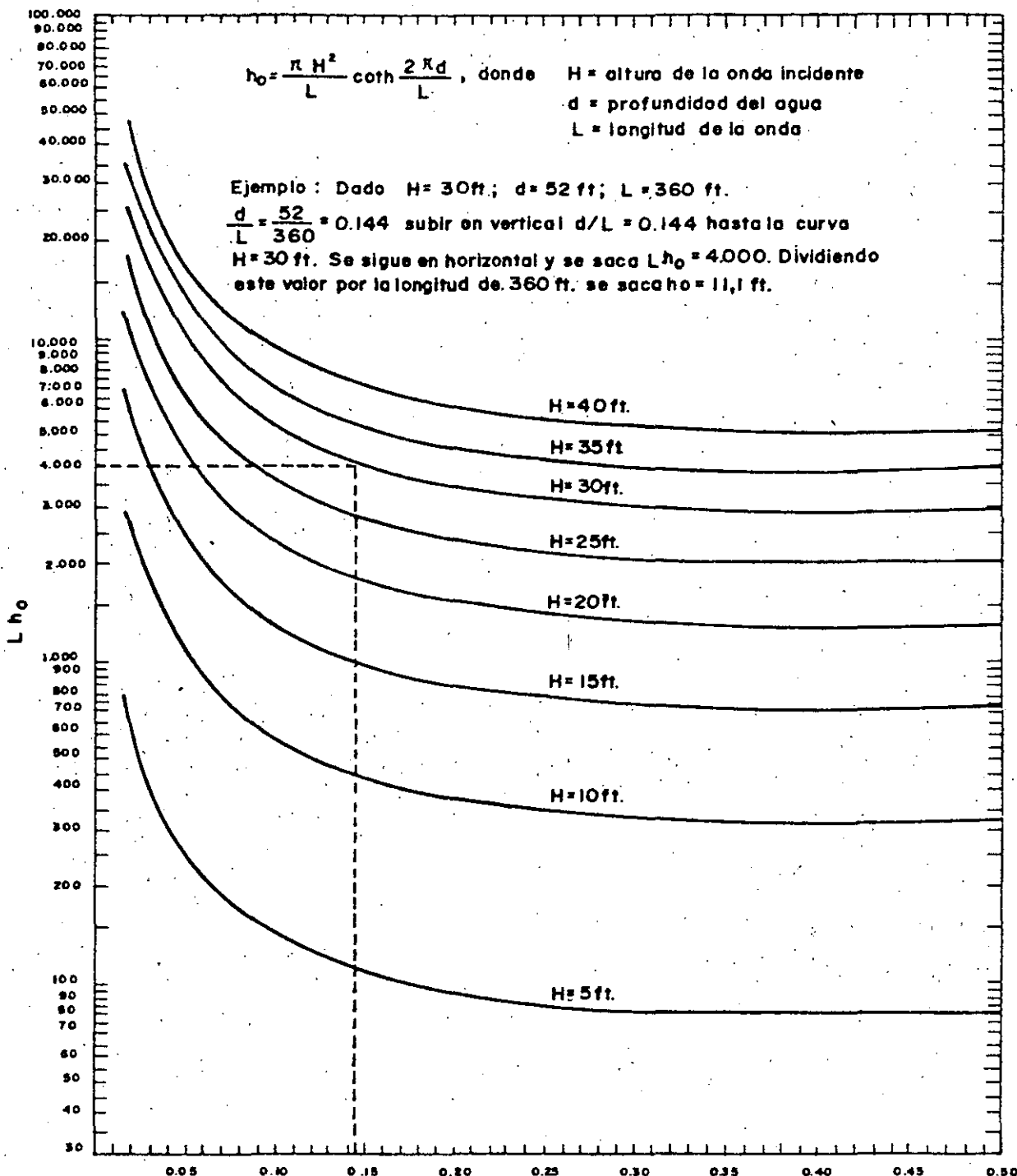
El diseño de los muros verticales se hace con el método de Sainflou cuyos diagramas de presiones y ábacos de cálculo se proporcionan en las hojas siguientes.

En este caso, la altura de ola de diseño no es la ola significativa sino la $H_1/10$.

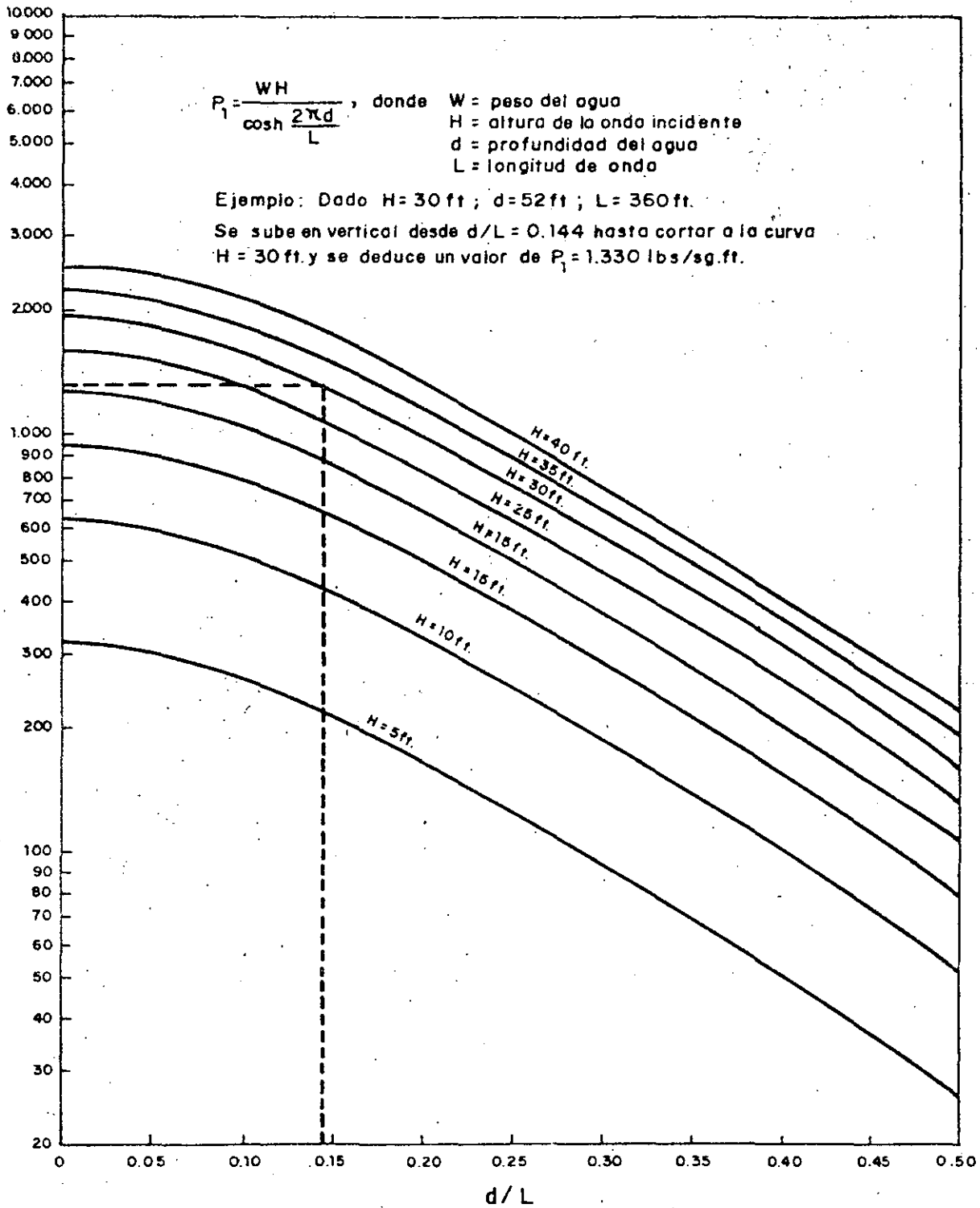
Calculadas las distintas fuerzas actuantes se definirán el momento de volteamiento y la subpresión para oponer a ellos las fuerzas resistentes y definir la carga sobre la cimentación, -



ABACOS DEL METODO DE SAINFLOU.

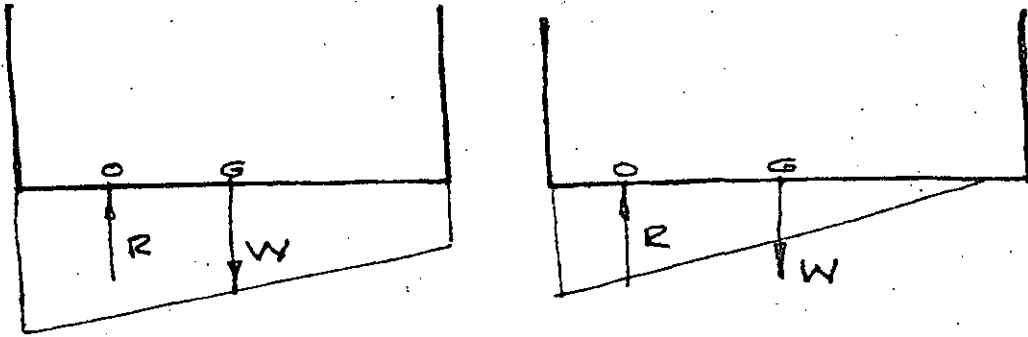


DETERMINACION DEL VALOR DE h_o EN LA FORMULA DE SAINFLOU



DETERMINACION DEL VALOR DE P_1 EN LA FORMULA DE SAINFLOU

para esto último se tendrán las siguientes posibilidades



$$W \times \overline{OG} = M$$

Si $\frac{M}{W} < \frac{1}{6}$ se tendrá una repartición trapezoidal.

Si $\frac{M}{W} > \frac{1}{6}$ se tendrá una repartición triangular.

La fatiga máxima admisible es de 5 kg/cm^2 . Los coeficientes de seguridad recomendables son:

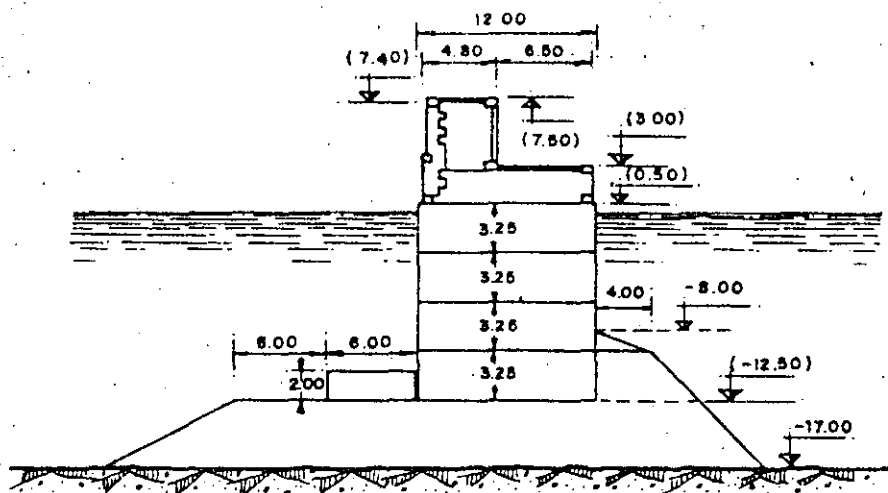
Para el deslizamiento longitudinal

$$F. S_D = 1.5$$

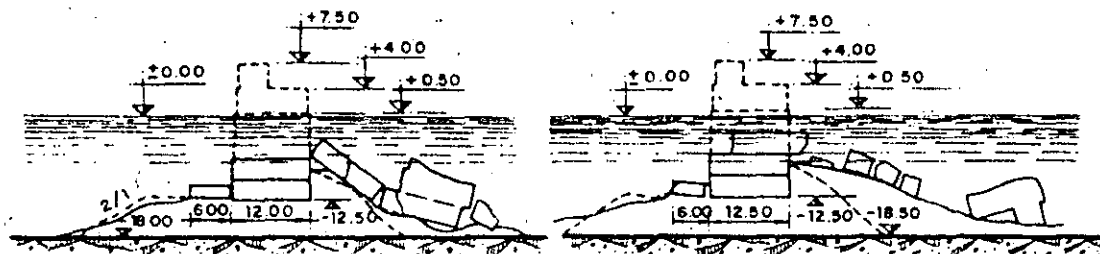
$$F. S_V = 2$$

El coeficiente de fricción entre el muro y la cimentación se supone igual a 0.5

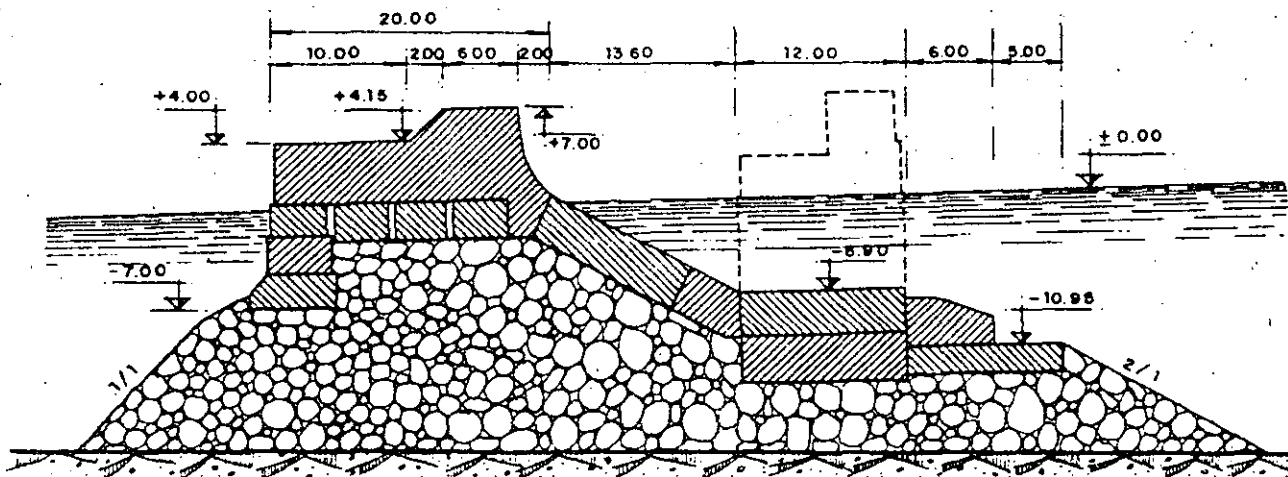
En las figuras siguientes se presentan ejemplos de fallas de muros verticales.



PERFIL PRIMITIVO DEL DIQUE DE CATANE

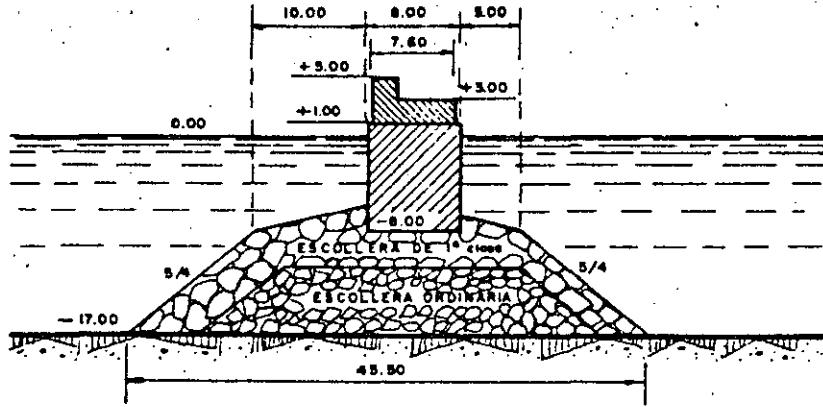


PERFILES DEL DIQUE DE CATANE DESPUES DEL TEMPORAL DE 26 MARZO 1933

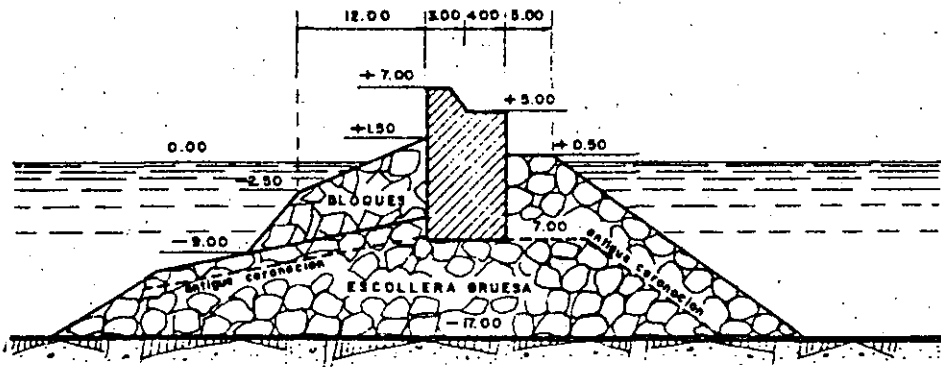


PERFIL RECONSTRUIDO DEL NUEVO DIQUE DE CATANE

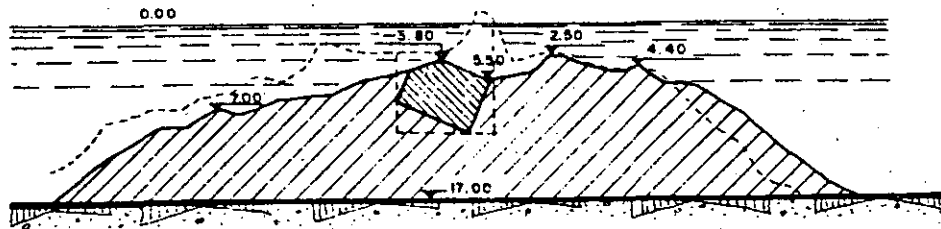
DIQUE DE BIZERTA



ESTADO PRIMITIVO

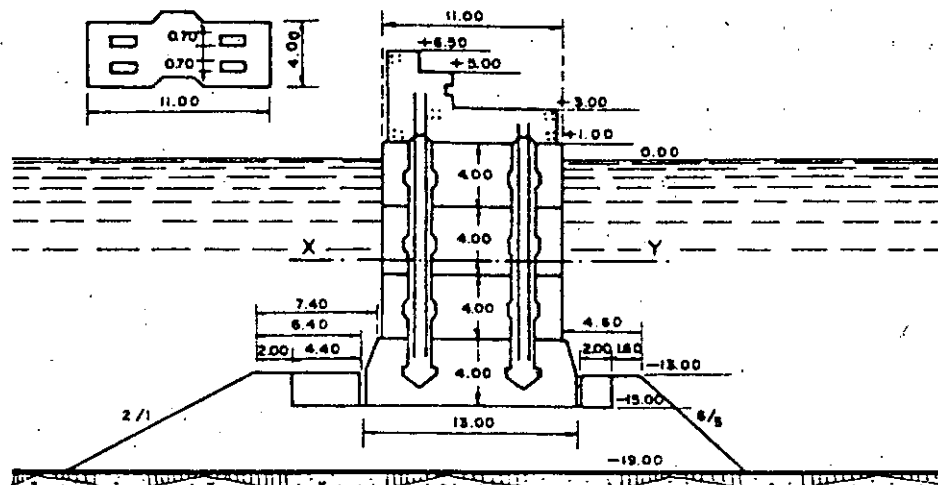


PERFIL DESPUES DEL REFUERZO DE 1905

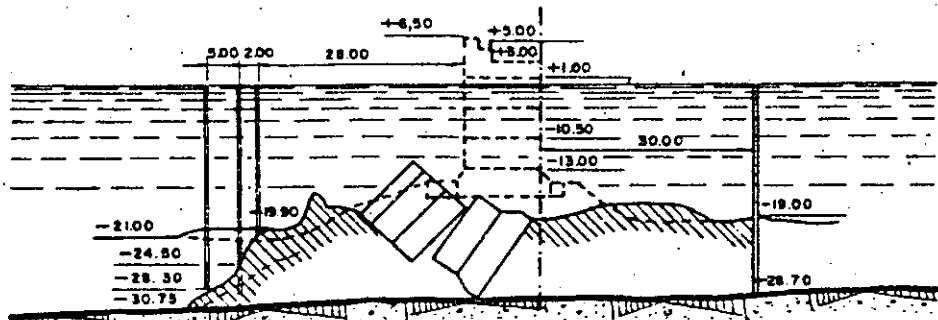


PERFIL DESPUES DE LA TEMPESTAD DE 1915

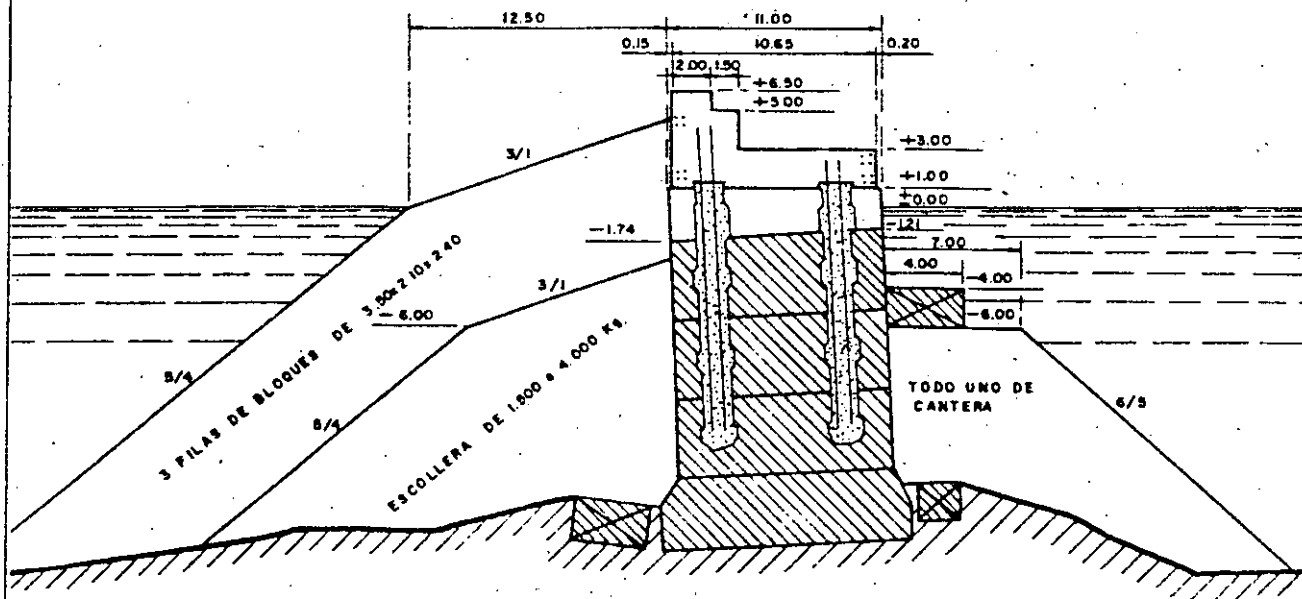
SECCION XY



PROYECTO PARA MUSTAPHA.



PERFIL DEL DIQUE DE MUSTAPHA DESPUES DEL ACCIDENTE DE 3-11-1934



NUEVO PERFIL DEL DIQUE DE MUSTAPHA.

Nuevas consideraciones sobre la acción del oleaje sobre rompeolas

De nuevos ensayos y observaciones en la naturaleza se ha encontrado que, no es siempre la ola máxima la que ejerce la fuerza máxima y causa el daño máximo, sino más bien, una cierta sucesión de olas. Igualmente, se ha observado que la mayoría de los daños ocurren al final de las tormentas cuando se presentan olas menos altas pero más largas. Igualmente, se ha puesto en evidencia la importancia del periodo del oleaje, así como la diferencia entre el ascenso y descenso del oleaje. Este último efecto, genera presiones hidrostáticas que incrementan la inestabilidad de los elementos de la coraza; de aquí, que, desde el punto de vista estructural, el procedimiento de diseño que se propone ahora como recomendable es el siguiente:

- a) Establecer un diseño preliminar basado en evaluaciones técnico económicas simples, que incluyan consideraciones sobre: disponibilidad de materiales del tamaño adecuado, posibilidades de manejo y construcción.
- b) Analizar un cierto número de espectros de oleaje del sitio, basados en estadísticas de corto y largo plazos; igualmente, examinar eventos extremos. Se deberá poner especial atención a trenes de oleaje de periodos regulares. Los periodos más peligrosos, generalmente, ocurren en el intervalo de 9 a 12 segundos.

c) Examen del parámetro
$$\xi = \frac{\text{tg } \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L_0}}}$$

donde: α = ángulo del talud

H = altura de la ola frente a la obra

L₀ = longitud en aguas profundas

en relación con el alcance de la ola sobre el talud de la obra.

d) Con base en los análisis b y c hacer un cálculo preliminar por una parte, con cualquiera de las fórmulas de diseño existentes, del tamaño de un elemento de coraza y por otra, considerando el efecto de la esbeltez del oleaje y los valores reales del parámetro ξ , modificando α para evitar las pendientes peligrosas, sin olvidar, desde luego, la economía de la obra.

e) La altura de coronamiento debe establecerse a un nivel que considere: la frecuencia de rebase, que depende del factor ξ , y de la estabilidad del coronamiento en condiciones de rebase. En este sentido, es recomendable usar para el coronamiento el mismo tamaño de elementos para la cara expuesta de la coraza. El ancho de la corona se determina, generalmente, por razones prácticas de construcción.

f) Los resultados deberán verificarse con ensayos en modelos hidráulicos con oleaje regular, considerando las combinacio

nes de T, H y α particularmente peligrosas para la estabilidad. Si es posible, usar oleaje irregular que incluya tormentas "normales" y extremas, así como el pico y la fase decreciente de ellas.

Diseño óptimo

Ha quedado establecido que:

- Es recomendable que el diseño estructural de obras de protección contra el oleaje se haga con el régimen de oleaje extraordinario.

Ahora, debe señalarse que este régimen no indica cuál deberá ser la altura de ola de diseño sino simplemente la probabilidad de que se excedan en un año las tormentas consideradas. Así entonces, el criterio de selección lleva a disyuntivas sobre la tormenta de diseño o lo que es lo mismo, el periodo de retorno de esa tormenta.

Criterio de riesgo

Partiendo de la consideración de que la probabilidad de que por lo menos una vez exista una tormenta mayor en el lapso L está dada por la expresión:

$$E_1 = 1 - F(H_s)^L$$

$F(H_s)$ = probabilidad de que una tormenta que genere olas de altura H_s no se exceda.

L = número de años considerados

y que el periodo de retorno se define como:

$$\bar{T}_1 = \frac{1}{1 - F(H_s)}$$

La ecuación que da el riesgo será:

$$E_1 = 1 - \left(1 - \frac{1}{\bar{T}_1}\right)^L$$

Los cuadros 1 y 2 presentan los valores de $E_1(X)$ en función de $\bar{T}_1(X)$ y L y de $T_1(x)$ en función de $E_1(X)$ y $L \cdot \bar{T}_1(X)$.

Los elementos anteriores, permiten el que conocidos el régimen de oleajes extraordinarios y la vida útil de la obra, si se admite un nivel de riesgo, se conocería la tormenta máxima admisible. De aquí entonces que el problema radique en fijar ese nivel de riesgo, lo cual estará fundado en consideraciones de tipo económico y operativo. Lo anterior, obliga a plantear una metodología adicional y complementaria al diseño estructural puro. Los elementos básicos se presentan enseguida.

CUADRO 1

Periodo de retorno, T_1 , en función de la vida previsible, L , y la probabilidad de encuentro o riesgo, E_1 · $\left(E_1 = 1 - \left(1 - \frac{1}{T} \right)^L \right)$

E_1	0,02	0,05	0,10	0,15	0,20	0,30	0,40	0,50	0,70
L									
1	50	20	10	7	5	3	3	2	1
2	99	39	19	13	9	6	4	3	2
3	149	59	29	19	14	9	6	5	3
4	198	78	38	25	18	12	8	6	4
5	248	98	48	31	23	15	10	8	5
6	297	117	57	37	27	17	12	9	6
7	347	137	67	44	32	20	14	11	6
8	396	156	76	50	36	23	16	12	7
9	446	176	86	56	41	26	18	13	8
10	495	195	95	62	45	29	20	15	9
12	594	234	114	74	54	34	24	18	10
14	693	273	133	87	63	40	28	21	12
16	792	312	152	99	72	45	32	24	14
18	892	351	171	111	81	51	36	26	15
20	990	390	190	124	90	57	40	29	17
25	1238	488	238	154	113	71	49	37	21
30	1485	585	285	185	135	85	59	44	25
35	1733	683	333	216	157	99	69	51	30
40	1981	780	380	247	180	113	79	58	34
45	2228	878	428	277	202	127	89	65	38
50	2475	975	475	308	225	141	98	73	42

L y T_1 están referidos a las mismas unidades de tiempo.

CUADRO 2

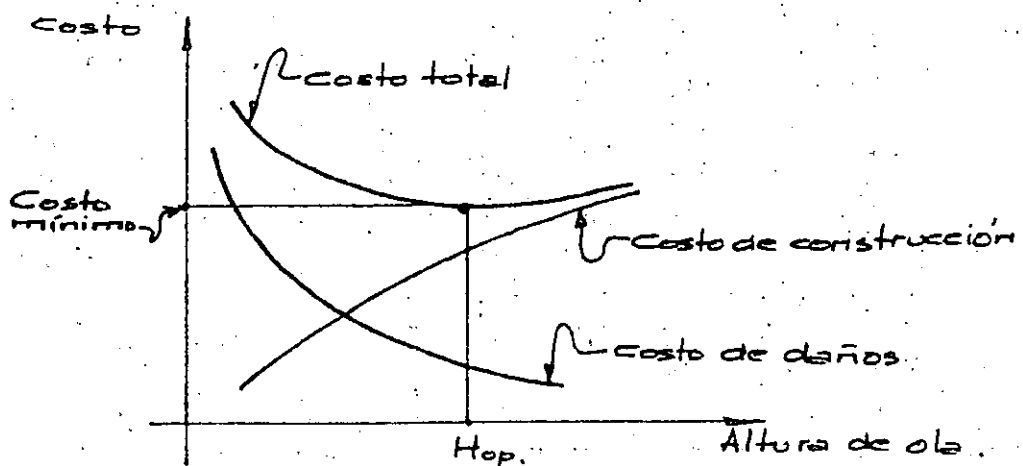
Probabilidad de encuentro o riesgo, E_1 , en función de la vida previsible, L , y del periodo de retorno, \bar{T}_1 · $\left(E_1 = 1 - \left(1 - \frac{1}{\bar{T}_1} \right)^L \right)$

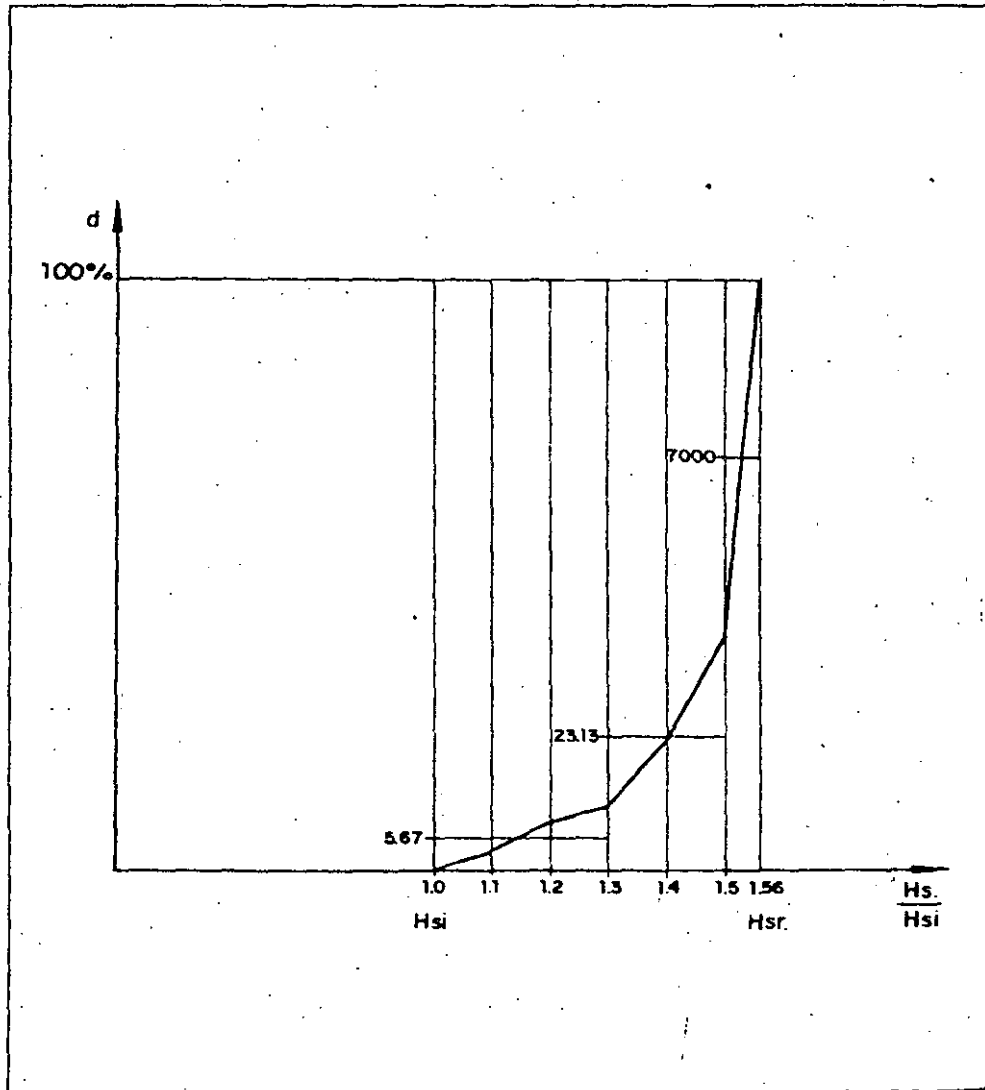
\bar{T}_1	5	10	15	20	25	30	40	50	60
L									
1	0.200	0.100	0.067	0.050	0.040	0.033	0.025	0.020	0.017
2	0.360	0.190	0.129	0.098	0.078	0.066	0.049	0.040	0.033
3	0.488	0.271	0.187	0.143	0.115	0.097	0.073	0.059	0.049
4	0.590	0.344	0.241	0.185	0.151	0.127	0.096	0.078	0.065
5	0.672	0.410	0.292	0.226	0.185	0.156	0.119	0.096	0.081
6	0.738	0.469	0.339	0.265	0.217	0.184	0.141	0.114	0.096
7	0.790	0.522	0.383	0.302	0.249	0.211	0.162	0.132	0.111
8	0.832	0.570	0.424	0.337	0.279	0.238	0.183	0.149	0.126
9	0.866	0.613	0.463	0.370	0.307	0.263	0.204	0.166	0.140
10	0.893	0.651	0.498	0.401	0.335	0.288	0.224	0.183	0.155
12	0.931	0.718	0.563	0.460	0.387	0.334	0.262	0.215	0.183
14	0.956	0.771	0.619	0.512	0.435	0.378	0.298	0.246	0.210
16	0.972	0.815	0.668	0.560	0.480	0.419	0.333	0.276	0.236
18	0.982	0.850	0.711	0.603	0.520	0.457	0.366	0.305	0.261
20	0.988	0.878	0.748	0.642	0.558	0.492	0.397	0.332	0.285
25	0.996	0.928	0.822	0.723	0.640	0.572	0.469	0.397	0.343
30	0.999	0.958	0.874	0.785	0.706	0.638	0.532	0.455	0.396
35	0.999+	0.975	0.911	0.834	0.760	0.695	0.588	0.507	0.445
40	0.999+	0.985	0.937	0.871	0.805	0.742	0.637	0.554	0.489
45	0.999+	0.991	0.955	0.901	0.841	0.782	0.680	0.597	0.531
50	0.999+	0.955	0.968	0.923	0.870	0.816	0.718	0.636	0.568
	80	100	120	160	200	250	300	400	500
1	0.012	0.010	0.008	0.006	0.005	0.004	0.003	0.002	0.002
2	0.025	0.020	0.017	0.012	0.010	0.008	0.007	0.005	0.004
3	0.037	0.030	0.025	0.019	0.015	0.012	0.010	0.007	0.006
4	0.049	0.039	0.033	0.025	0.020	0.016	0.013	0.010	0.008
5	0.061	0.049	0.041	0.031	0.025	0.020	0.017	0.012	0.010
6	0.073	0.059	0.049	0.037	0.030	0.024	0.020	0.015	0.012
7	0.084	0.068	0.057	0.043	0.034	0.028	0.023	0.017	0.014
8	0.096	0.077	0.065	0.049	0.039	0.032	0.026	0.020	0.016
9	0.107	0.086	0.073	0.055	0.044	0.035	0.030	0.022	0.018
10	0.118	0.096	0.080	0.061	0.049	0.039	0.033	0.025	0.020
12	0.140	0.114	0.096	0.072	0.058	0.047	0.039	0.030	0.024
14	0.161	0.131	0.111	0.084	0.068	0.055	0.046	0.034	0.028
16	0.182	0.149	0.125	0.095	0.077	0.062	0.052	0.039	0.032
18	0.203	0.165	0.140	0.107	0.086	0.070	0.058	0.044	0.035
20	0.222	0.182	0.154	0.118	0.095	0.077	0.065	0.049	0.039
25	0.270	0.222	0.189	0.145	0.118	0.095	0.080	0.061	0.049
30	0.314	0.260	0.222	0.171	0.140	0.113	0.095	0.072	0.058
35	0.356	0.297	0.254	0.197	0.161	0.131	0.110	0.084	0.068
40	0.395	0.331	0.284	0.222	0.182	0.148	0.125	0.095	0.077
45	0.432	0.364	0.314	0.246	0.202	0.165	0.140	0.107	0.086
50	0.467	0.395	0.342	0.269	0.222	0.182	0.154	0.118	0.095

Diseño económico

Se ha mencionado la posibilidad de que en un cierto diseño se excedan sus condiciones, lo cual se traduciría en averías para la obra. Estas averías pueden referirse a un cierto valor de la altura de la ola H_i a partir de la cual se presentan daños en ella, llegando a ser máximos cuando el valor se excede en un 56%. En la figura siguiente se presenta una gráfica típica de variación del porcentaje de daños con relación a valores que exceden el de la altura de iniciación de los mismos.

Ahora bien, lo anterior puede fácilmente asociarse a una relación costo total de la obra contra altura de la ola, en la que el costo total comprende el de construcción y el de reparación, es evidente que el diseño óptimo correspondería al mínimo de la curva costo total - altura de ola.





CURVA DE DAÑOS

En forma simplificada se ha hablado de los elementos para efectuar este análisis, sin embargo conviene ampliar un poco sobre la forma de evaluar cada uno de los factores involucrados.

El primer elemento es el régimen de oleaje extraordinario. Sobre este particular, la probabilidad de excedencia se calcula con la expresión

$$Pr (H_s > H_{so}) = 1 - Pr (H_s \leq H_{so})$$

Indicando que el problema principal de este cálculo radica en el establecimiento del tipo de distribución que deba emplearse lo cual a su vez está condicionado a la calidad de la información que se emplee.

A partir de la definición sobre la distribución de oleaje que exceda ciertos periodos de retorno, será posible establecer las características de las secciones transversales correspondientes a cada una de las alturas de ola seleccionadas, definiéndose así el segundo elemento de análisis que es el dimensionamiento de tales secciones transversales, lo cual conduce, en consecuencia, a precisar el costo de construcción de la obra en su conjunto, convenientemente dividida por tramos a fin de dimensionarla racionalmente según la profundidad y altura de ola consecuente.

El siguiente elemento de cálculo es la valuación del costo de los daños. Comprende, por una parte el valor de los daños so--

bre la estructura propiamente dicha, y por otra las pérdidas en los bienes protegidos por la obra. La valuación de los daños - sobre la estructura se hace definiendo, el volumen total de la coraza como capa principal y a la porción del mismo que está ex puesta a los mayores efectos del oleaje y, consecuentemente a - los mayores daños, como capa activa, la cual, según algunos cri- terios, tiene una longitud expresada por

$$L = 6 \left(\frac{W}{L}\right)^{1/3}$$

lo que equivale a seis veces el lado de un elemento de la cora- za asimilado a un cubo equivalente. Se considera daño total, - cuando se han desplazado todos los elementos de la primera capa de la coraza en la longitud de la capa activa. En este cálculo hay que tomar en cuenta el porcentaje relativo de daños que re- presenta cada sección analizada respecto del total. Por lo que toca al valor de los bienes protegidos se consideran dos tipos de pérdidas:

- las directas en bienes protegidos por la obra como son mue- lles, equipo portuario y barcos resguardados, y
- las indirectas que corresponden a las consecuencias posterio- res a la falla y que se pueden resumir en las que se derivan de la paralización del puerto hasta que se restablezcan las condiciones mínimas de operación, incluyendo las que se pro- duzcan por la desviación del tráfico del puerto hacia otros

vecinos, y las que se ocasionen por la posible paralización de industrias supeditadas a la operación del puerto.

El último factor a considerar, pero de capital importancia, es la vida útil asignada a la obra. Sobre el particular no hay método ni criterio de cálculo y es sólo el buen juicio del proyectista el que prevalece. No es necesario entrar en mayores análisis, baste simplemente reflexionar que el tiempo que se le asigne incidirá directamente sobre el cálculo del régimen de oleajes extraordinarios. Conviene sin embargo, aclarar que es posible y lógico asignar diferente vida útil a cada una de las partes de los elementos de protección de acuerdo a su función y grado de exposición.

BIBLIOGRAFIA

- . U. S. Army Corps of Engineers. Shore Protection Planning and Design. CERC. 1977
- . Del Moral, R. y Berenguer Pérez, J.M. Curso de Ingeniería de Puertos y Costas. Ministerio de Obras Públicas de España. Madrid 1980.
- . Bruun, Per. Port Engineering. Gulf Publishing Co. 1980.
- . Quinn, Alonzo de F. Design and Construction of Ports and Marine Structures. Mc Graw Hill Publishing Co. 1975.



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

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS

OBRAS EXTERIORES

ING. HECTOR LOPEZ GUTIERREZ

SEPTIEMBRE, 1985.

OBRAS EXTERIORES

J. Guillermo Macdonel *

1. ANTECEDENTES

En virtud de la creciente necesidad de materias primas por parte de los países desarrollados y de productos elaborados por los restantes, el desigual reparto de estas materias primas sobre la superficie de la tierra, lo cual obliga a la realización de transportes masivos desde los centros productores hasta los consumidores y por otras muchas razones, se ha originado la creación de una red de transportes que cubre toda la superficie terrestre.

Esta red forma una verdadera cadena, cuyos eslabones son los distintos medios de transporte o manipulación, pudiendo estos ser del tipo sencillo (unión de dos puntos por un transporte terrestre) o el de máxima complejidad cuando se trata de unir dos lugares situados en continentes diferentes, realizando la transferencia de mercancía entre los distintos modos de transporte.

Por lo anterior, es un tanto difícil definir a un puerto, sobre todo tratando de encerrar en una definición la misión del puerto conteniendo todas sus facetas. Podríamos entonces decir que:

"Puerto: Es el conjunto de obras, instalaciones y organizaciones, que permite al hombre aprovechar un lugar de la costa más o menos favorable, para realizar las operaciones de intercambio entre el tráfico marítimo y terrestre, atender a las necesidades de los medios de transporte y facilitar el desarrollo de cuantas actividades con

* Ingeniero Civil. Director General de Puertos Industriales.
Comisión Nacional Coordinadora de Puertos.

61 relacionadas se instalen en su zona"

Los puertos pueden clasificarse de muy diversas maneras, dependiendo entre otros muchos factores del emplazamiento o localización. En algunas ocasiones, la localización del puerto es tal, que la naturaleza proporciona en forma completamente natural, condiciones para que los barcos puedan navegar, y al mismo tiempo tener la protección que es requerida para poder hacer las operaciones de carga y descarga.

En algunas otras ocasiones, es necesario crear las condiciones de navegabilidad y abrigo por medio de obras de ingeniería, - las que en terminos generales son bastante costosas.

2. CLASIFICACION DE LAS OBRAS PORTUARIAS

Tratando de esquematizar de una manera general al puerto, podemos decir que este queda integrado por las siguientes zonas: (fig. 1 y 2)

2.1 Zona marítima

- Zona de acceso y maniobra
- Areas de abrigo y fondeo
- Esclusas y dársenas

2.2 Zona marítima y terrestre portuaria

- Areas de atraque
- Muelles
- Terraplenes de primera línea para operaciones

2.3 Zona terrestre portuaria.

- Zona de bodegas de tránsito y almacenamiento
- Enlaces viales
- Segunda zona de almacenamiento
- Zona auxiliar

Para los fines de esta conferencia nos interesa con detalle la zona marítima, la que con las obras de acceso, abrigo y dársenas constituyen lo que genericamente se conoce con el nombre de OBRAS EXTERIORES.

3. OBRAS DE ACCESO Y MANIOBRA

El diseño de las obras de acceso y maniobra en la época actual debe tomar muy en cuenta los grandes cambios que el tráfico marítimo ha sufrido en los últimos años. Como es de todos conocido, los barcos han ido creciendo en tamaño y ahora es de lo mas natural hablar de barcos con portes de 100,000 TPM hasta 500,000 TPM. Es lógico suponer entonces que, estos barcos requerirán de áreas y distancias de frenado mayores que los más pequeños. Así mismo, la maniobrabilidad de ellos requiere de áreas mayores para mantener la seguridad en todas las operaciones.

Es pues muy importante que para el diseño de este acceso se defina con mucho cuidado el "barco de proyecto"; con lo que quedarán definidas la "eslora", "manga" y "calado" respectivos.

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

- mareas: astronómicas y de tormenta.
- viento
- Oleaje
- Corrientes
- Visibilidad

3.1. Profundidad del canal de acceso.

La profundidad en el canal de acceso es una función de los siguientes factores:

- Calado del buque. Se deberá elegir siempre el de plena-carga.
- Sentado del buque por efecto de oleaje. (squat)

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

- Oleaje de operación. El que en términos generales depende del regimen medio anual, pero que podría considerarse $H= 3.0$ m.
- Resguardo bajo la quilla, el cual permite dejar un espacio para que el barco pueda gobernar adecuadamente y con seguridad. (0.5 m en fondo arenoso 1.0 m en fondo rocoso)
- Aterramiento y dragados; los cuales en virtud de que son difíciles de precisar, deberán dejar un espacio libre como factor de seguridad en la profundidad. (0.5m)

En forma resumida, en la fig. 3 siguiente se indican los factores anteriores.

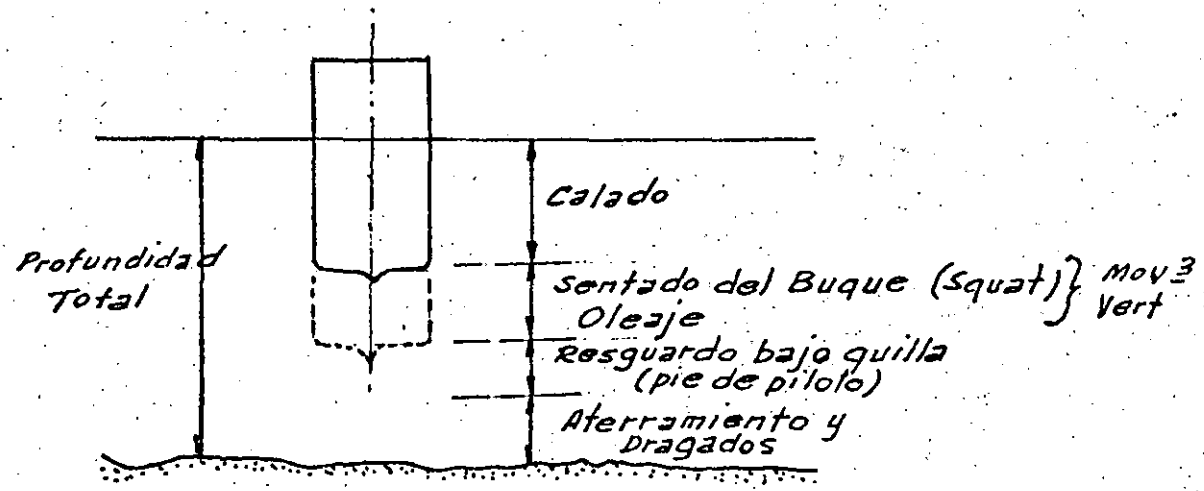


Fig. 3. Profundidad del Canal de Acceso

3.2 Ancho del Canal de Acceso

El ancho del canal de acceso depende también de varios factores, entre los cuales podemos mencionar:

- La manga, velocidad y maniobrabilidad del barco de diseño
- El número de sentidos de navegación
- La profundidad del canal
- El trazo en planta del canal
- La estabilidad de los taludes del canal
- Los vientos, corrientes y oleajes de través al eje del canal.

En términos generales no se recomienda que los canales de acceso permitan dos líneas de navegación y se sugiere que el ancho en la plantilla no sea menor de 5 veces la manga del barco de diseño.

De todas maneras, el ancho final, así como también la profundidad deberán ser analizadas en modelos especiales de maniobrabilidad.

3.3 Trazo del Canal de Acceso.

El canal de acceso debe trazarse de tal manera que la navegación se realice sin maniobras difíciles que sean originadas por corrientes transversales a dicho canal.

El trazo ideal del canal de acceso es el rectilíneo, lo cual es casi siempre difícil, ya que las batimetrías en general son irregulares y hacen por lo tanto necesario el cambio de dirección.

de preferencia, la dirección del canal deberá ser la misma que la del temporal, para que los anchos sean los mínimos.

En el caso de requerirse curvas, éstas deberán ser muy amplias y los radios de cuando menos cinco esloras del barco de diseño.

En estas curvas, el ancho del canal también deberá ser incrementado en un ancho adicional igual a $\frac{L}{40}$, donde L es la eslora del barco.

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

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

4. OBRAS DE ABRIGO Y FONDEO

El abrigo necesario para los puertos ha de conseguirse mediante unas obras que impidan la acción del mar (salvo en los casos en que se trate de puertos naturales) y que al mismo tiempo cumplan con las condiciones necesarias en la entrada, evolución y giro; y que dejen superficie abrigada suficientemente.

De acuerdo con su trazo en planta podemos agrupar a los diques de abrigo en los siguientes tipos principales.

- Diques paralelos a la costa. (figura 4)
- Puede ser de dos tipos: dique arrancado desde la costa o dique aislado abierto por los dos extremos.
- Diques Convergentes (fig 5)

Este tipo de diques se utilizan en los puertos en que las profundidades se encuentran alejados de la costa, en donde existen algunos problemas de acarreo litoral, etc. Tiene el inconveniente de que si no se proyectan con la debida amplitud, el puerto puede quedar saturado en poco tiempo.

Tambien tienen el inconveniente de que permiten el paso del oleaje, no existiendo zona totalmente abrigada; en cambio ofrecen facil entrada al barco.

- Diques convergentes con antemurales

En algunos puertos con diques convergentes, donde los morros están muy separados entre sí dejando una boca muy amplia y poco abrigo, en vez de prolongar uno de los diques se prefiere dejar dos bocas a base de construir delante otro dique aislado.

Este tipo de diques presentan muchos inconvenientes para la navegación y son poco empleados.

- Diques paralelos entre si.

Se usa esta disposición de diques en los puertos creados avanzando sobre tierra o bien en las desembocaduras de ríos navegables. Ofrecen muchos inconvenientes, con azolvamientos importantes, malas condiciones a la navegación penetración de la agitación.

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

- Diques rompeolas. (fig. 8) (a talud)

Este tipo de dique ofrece grandes ventajas desde el punto de vista constructivo, pocos peligros de destrozos y averías, facil reparación de las que se originen , bajas cotas de corona-

nación, aunque en cambio requieren la existencia de canteras en lugares mas o menos próximos, pues en caso de no existir, es necesario utilizar elementos prefabricados en las capas exteriores, lo cual hace que se incremente el costo y el plazo de ejecución.

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

- Diques Verticales (fig. 8)

El empleo de este tipo de dique es menos común que el rompeolas a talud mencionado anteriormente, por las condiciones especiales de cimentación y profundidad, debiendo esta última ser mayor de $2 H$ para evitar que las olas rompan contra ellos. Estos diques estan constituidos por grandes cajones de concreto, que se llevan flotando hasta el sitio de colocación en donde se hunden y se rellenan con arena. Tienen la ventaja de no requerir de canteras en las proximidades, y la relativa rapidez de construcción. Pueden además utilizarse como atracaderos, ya que presentan paramento vertical; aunque sus anchos no permiten que sobre la corona se realicen operaciones de carga general.

- Diques Mixtos.

Este tipo de dique utiliza enrocamientos en la base y cajones de concreto sobre estos, y su uso se restringe a profundidades en donde se obliga a romper al oleaje sobre el enrocamiento y la energía que queda se refleja con el muro vertical.

5. ESTABILIDAD DE DIQUES A TALUD

Una estructura de enrocamiento a talud se compone de varias capas de rocas colocadas al azar, protegidas con una coraza, que bien puede ser de piedra o de elementos de concreto con determinada forma. Los elementos de la coraza deben colocarse de una manera ordenada, a fin de que se logre una buena interconexión entre cada una de las unidades individuales.

El fenómeno que se presenta sobre los taludes de las obras, y las fuerzas que se generan, no es posible analizarlas de una manera teórica, sino que el problema se ha resuelto en una forma empírica y los resultados que se pueden obtener han sido satisfactorios. Desde luego, siempre es conveniente analizar los casos particulares por medio de modelos hidráulicos de estabilidad, tanto en dos como tres dimensiones.

Los factores que deben tomarse en cuenta para el diseño son los siguientes: las características de oleaje en aguas profundas, la profundidad del agua en el extremo de la estructura, la batimetría y el peso específico del agua en donde se construirá la obra.

De los factores anteriores, uno de los importantes es la profundidad, ya que ésta determinaría si la estructura estará sujeta a oleaje rompiente, no rompiente o ya roto para una determinada condición. Por otra parte, también la altura de la ola depende de la profundidad por el efecto de los fenómenos de refracción y fricción de fondo.

También, la profundidad a la que se encuentra ubicada la estructura se puede ver modificada por otros efectos tales como las mareas astronómicas y las mareas de tormenta.

Por todo lo anterior, se puede observar la importancia de estos efectos que son función de la profundidad y que deberán ser tomados en cuenta para un buen diseño. Es importante recordar que las condiciones de diseño para una estructura tendrán que ser más estrictos si no se pueden permitir fallas que conduzcan a altos costos de mantenimiento.

6. OLEAJE DE DISEÑO

El otro factor fundamental para el diseño de estas obras es el relativo a las características del oleaje; el cual se puede obtener de muy diversas maneras, ya sea de estudios de medición directa, de información proporcionada por alguna agencia hidrográfica, o de predicción basada en condiciones meteorológicas.

Generalmente la altura de la ola de diseño para una estructura de enrocamiento a talud es menor que la máxima dentro de una distribución de alturas (generalmente la altura significativa); y esto es debido a que en caso de existir una falla debida a oleaje mayor, ocurre en una forma progresiva y el desplazamiento de elementos de la coraza y su pérdida, no significaran una pérdida completa de protección. Sin embargo, puede en ocasiones utilizarse la máxima altura del tren y de esa manera no permitir daño alguno.

En algunas otras ocasiones, la altura de ola de diseño es la que puede ocurrir a la profundidad a que llega la obra, es decir, este es el criterio de la máxima ola que puede romper a esa profundidad,

Como es sabido, para una ola periódica que avanza sobre un fondo con pendiente, eventualmente se vuelve inestable y rompe y la altura y profundidad de rompiente, son una función de la pendientes de la playa y de la relación de esbeltez en aguas profundas. Para el caso de olas periódicas que se propagan

en agua de profundidad constante, la altura y profundidad de rompiente es función solamente de la relación de esbeltez. Para el caso de ondas de tipo solitario, en aguas de profundidad constante, el criterio de rotura es independiente de la relación de esbeltez, y de acuerdo con Mc Cowan la máxima altura de ola en la rompiente es

$$H_b = 0.78 db \quad (1)$$

De acuerdo con Keulegan y Patterson

$$H_b = 0.73 db \quad (2)$$

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

7. DISEÑO DE UN ENROCAMIENTO A TALUD

El diseño de un enrocamiento a talud consiste en determinar tanto los pesos como espesores de las capas que los constituyen.

En las figuras 9 y 10 se muestran diferentes tipos de enrocamientos a talud, en donde se tienen diferentes condiciones de diseño, tales como ola rompiente, o no rompiente, con overtopping o sin el, etc.

Hasta el año de 1930, el diseño de estas estructuras se basaba exclusivamente en la experiencia y conocimiento específico del sitio donde se construirían. Posteriormente se desarrollaron fórmulas empíricas que proporcionan los pesos de los enrocamientos para resistir ciertas condiciones de ola de diseño.

Dentro de las investigaciones que iniciaron en forma racional estos análisis podemos mencionar a Iribarren (1938, 1950) y más recientemente a Hudson (1953, 1959 a 1961) el cual hizo investigaciones extensas en el U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station (WES) y desarrolló una fórmula que determinará la estabilidad de este tipo de estructuras. Esta fórmula se basó en un extenso programa de ensayos en modelo hidráulico y es la siguiente:

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

donde:

W = Peso en Kg. de cada unidad en la capa de coraza. Cuando la coraza está compuesta de dos capas de enrocamiento, el peso puede variar entre 0.75W a 1.25W con un 75% de las piedras pesando mas que W.

W_r = Peso específico de la unidad de coraza en kg/m³.

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

S_r = Gravedad específica de la unidad de coraza

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

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

y

K_D = Coeficiente de estabilidad que varía principalmente con la forma de las unidades de la coraza, rugosidad y grado de interconexión logrado durante la construcción (En la Tabla 1 se muestran los valores recomendados para el diseño).

La expresión anterior (3) nos fija entonces el peso de los elementos, sean estos de enrocamiento natural o de concreto prefabricados.

Estos elementos prefabricados se han desarrollado en virtud de que en algunas ocasiones, dada la carencia de roca en las proximidades de la obra, es preferible fabricarlos. En la Figura 11 se muestran algunos de estos elementos, en la Figura 12 las especificaciones del Tetrápodo y en la Tabla 2, los tipos existentes a la fecha, el País en donde se ha desarrollado y la patente, en caso de existir.

En relación con el coeficiente K_D que se muestra en la Tabla 1, podemos indicar que no considera daño permisible en la estructura. Sin embargo, a fin de poder tener inversiones iniciales menores es posible considerar en el diseño que se podría aceptar un por ciento de daño, lo que equivale a un gasto de mantenimiento anual. Esto lo podemos lograr aumentando los valores de K_D de acuerdo a lo que nos muestra la Tabla 3.

Se hace notar que no existe problema en aumentar un poco el valor de K_D en virtud de que durante la construcción existen asentamientos y reajustes en la interconexión de elementos que pueden hacerla más estable que la estructura original.

En la tabla 3 se muestran los resultados de las pruebas de daño donde H/H_{DW} y K_D son funciones del por ciento de daño D .

En la tabla H es la altura de ola significativa correspondiente a un daño D ; H_{DW} es la altura de ola significativa para condición de no daño y K_D el coeficiente de estabilidad correspondiente para la condición de daño seleccionada.

Ejemplo:

Si un enrocamiento rugoso a talud de 2 capas en coraza, para una condición de ola no rompiente y no overtopping tiene una ola significativa $H_{DW} = 2.4m$ y $K_D = 4$; encontrar:

- Porcentaje de daño producido por una ola de 2.70m.
- Porcentaje de daño producido usando $K_D = 8.2$ en el análisis de estabilidad.
- ¿Cuáles serán los valores de H y K_D para un daño de 30-40 %.

$$a) \quad H/H_{DW} = \frac{2.70}{2.40} = 1.125$$

El valor de D queda comprendido entre 10% y 20% pero más cerca de 10%.

b) Si $K_D = 8.2$ D estaría entre 15% y 20%

c) Si $D = 30-40\%$

De la tabla 3

$$\frac{H}{H_{DW}} = 1.47$$

$$K_D = 12.4$$

$$H = 1.47 H_{DW} = 1.47 \times 2.4 = 3.53 \text{ m.}$$

Un factor muy importante a considerar es el relativo al peso específico de las unidades de coraza; ya que la estabilidad de la estructura es función directamente de éste. En el caso de la piedra natural, los pesos específicos son muy variables, dependiendo del tipo de roca, y otros factores. En el caso de los concretos, ocurre una cosa similar; y así podemos tener diferentes tipos de acuerdo al agregado utilizado.

En la Figura 13 se muestra dicha variación tanto para concreto como piedra natural.

Ejemplo:

Una unidad de 24 toneladas de concreto se requiere para proteger un rompeolas. El peso así determinado se hizo en base a un concreto con $W_r = 2300 \text{ Kg/m}^3$ encontrar.

¿Cuál sería el peso del elemento para un

$$W_r = 2200 \text{ kg/m}^3 \text{ y } W_r = 2700 \text{ kg/m}^3.$$

Usando la fig. 13

Para W_r	2200	$f = 1.38$
W_r	2700	$f = 0.62$
W_r	2300	$f = 1.18$

Entonces para $W_R = 2200 \text{ kg/m}^3$

$$W = 24 \times \frac{1.38}{1.18} = 28 \text{ ton.}$$

Si $W_R = 2.700 \text{ kg/m}^3$

$$W = 24 \times \frac{0.62}{1.18} = 12.6 \text{ ton.}$$

8. ALTURA Y ANCHO DE LA CORONA

La altura de una estructura como la que hemos analizado hasta ahora depende de si se permite el que exista "overtopping" (salto de la ola) sobre ella.

La existencia o no de este overtopping depende del fenómeno de "run up" (lamido de la ola) y este a su vez depende de la pendiente, porosidad y rugosidad de la capa de coraza.

Cálculo del "run up"

Para calcular este efecto, se han realizado estudios muy completos en modelo hidráulico y los resultados se muestran en las Figuras 14 a 18.

En éstas, la nomenclatura utilizada es la siguiente:

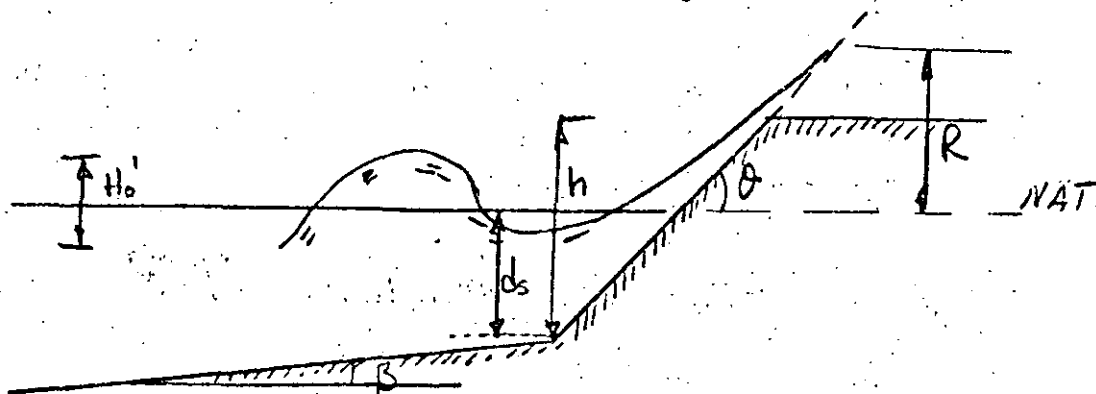


FIG. 14. ESTIMACIÓN DE LA ALTURA DE LA CORONA

Donde:

H_0 = Altura de ola en aguas profundas sin considerar refracción. (Tabla C-1)

Para tomar en cuenta los efectos de escala se ha preparado la Figura 19 en la que se hace la corrección respectiva

Sin embargo, se puede observar que todas las gráficas corresponden a taludes lisos e impermeables, y que en la realidad no se presenta ese caso, por lo que es necesario tomar en cuenta esa rugosidad, para lo cual Battjes en 1974 definió valores de un coeficiente "r" para diferentes calidades de superficie y las cuales se muestran en la siguiente tabla.

TABLA 4 VALORES DE "r"

CARACTERISTICAS DE LA SUPERFICIE	COLOCACION	r
Impermeable, lisa	-----	1.0
Bloques de concreto	Colocados	0.90
Bloques de basalto	Colocados	0.85 a 0.90
Bloques tipo Gobi	Colocados	0.85 a 0.90
Pasto	-----	0.85 a 0.90
1 capa de piedra (apoyo impermeable)	Azar	0.80
Piedra	Colocada	0.75 a 0.80
Piedra redondeada	Azar	0.60 a 0.65
3 capas de piedra	Azar	0.60 a 0.65
Piedra	Colocada	0.50 a 0.55
Unidades de concreto (50% vacíos)	Azar	0.45 a 0.50

se define a "r" como

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

Ejemplo:

Se tiene una estructura con una pendiente lisa de 1:2.5 y sujeta a una ola de diseño de 2.1 m. medida en un ológrafo fondeado a $d=4.5$ m. El período de diseño es de $T=8$ seg. La profundidad al pie de la obra es de $d_s=3$ m.

Encontrar

- La altura sobre SWL a la cual la estructura deberá construirse para evitar el overtopping de la ola de diseño.
- La reducción en altura de la estructura suponiendo que en la pendiente se le coloca un enrocamiento.

Solución

- La longitud de onda

$$L_o = 1.56 T^2 = 1.56 \times 64 = 99.84 \text{ m.}$$

$$\frac{d}{L_o} = \frac{4.5}{99.84} = 0.0450$$

De la tabla C-1 del apendice.

$$\text{Para } \frac{d}{L_o} = 0.0450 \quad \frac{H}{H_o} = 1.042$$

$$\therefore H_o = \frac{H}{1.042} = \frac{2.1}{1.042} = 2.015 \text{ m.}$$

Para calcular el run up.

$$\frac{H_o}{gT^2} = \frac{2.015}{9.81 \times 64} = 0.00321$$

$$d_s = 3.0 \text{ m.}$$

Entonces

$$\frac{d_s}{H_o} = \frac{3.0}{2.015} = 1.48$$

Interpolando entre las Figuras 16 y 17.

$$\text{De la Fig.16, para } \theta = 2.5, \quad \frac{d_s}{H'_0} = 0.80 \quad \text{y} \quad \frac{R}{H'_0} = 2.8$$

$$\text{De la Fig.17, para } \theta = 2.5, \quad \frac{d_s}{H'_0} = 2.0 \quad \text{y} \quad \frac{R}{H'_0} = 2.7$$

$$\text{Interpolamos para} \quad \frac{d_s}{H_0} = 1.48 \quad \frac{R}{H'_0} = \underline{\underline{2.75}}$$

Entonces el run up, sin tomar en cuenta los efectos de escala:

$$R = 2.7 (H'_0) = 2.7 \times 2.015 = 5.44 \text{ m.}$$

El factor de corrección por escala se puede ver en la Figura 19.

$$\tan\theta = \frac{1}{2.5} = 0.40 \quad k = 1.17$$

Entonces el run up corregido.

$$R = 1.17 \times 5.44 = 6.37 \text{ m.}$$

b) Veamos como decrece el run up con el enrocamiento a talud 1:1.5

$$\left[\frac{R}{H'_0} \right]_{\text{liso}} = 3.1$$

De la figura 21

$$\text{Con } \frac{H_0}{gT^2} = 0.033 \quad \text{y} \quad \frac{d_s}{H'_0} = 1.5$$

$$\left[\frac{R_0}{H'_0} \right]_{\text{enrocamiento}} = 1.5$$

Por lo tanto,

$$\frac{\left[\frac{R}{H_0} \right]_{\text{enrocamiento}}}{\left[\frac{R}{H_0} \right]_{\text{liso}}} = \frac{1.5}{3.1} = 0.48$$

Si aplicamos esta corrección

$$R_{\text{enroc.}} = 0.48 R_{\text{liso}} = 0.48 \times 6.37 = 3.05 \text{ m.}$$

9. ANCHO DE LA CORONA

El ancho de la corona de un enrocamiento a talud depende principalmente de la cantidad de overtopping que se desee permitir, de las limitaciones constructivas; y en general se calculan con la siguiente expresión:

$$B = n k_{\Delta} \left(\frac{W}{W_r} \right)^{1/3} \quad (4)$$

donde

B = ancho de la cresta, metros

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

k_{Δ} = coeficiente de capa (Tabla 5)

W = peso de las unidades de coraza kg.

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

TABLA No.5 COEFICIENTES DE CAPA Y POROSIDAD
PARA DIFERENTES UNIDADES DE CORAZA

UNIDAD	N	COLOCACION	COEF. DE CAPA K_{Δ}	POROSIDAD P (%)
Piedra redondeada	2	Azar	1.02	38
Piedra rugosa	2	Azar	1.15	37
Piedra rugosa	3	Azar	1.10	40
Cubo (Modificado)	2	Azar	1.10	47
Tetrápodo	2	Azar	1.04	50
Cuadrípodo	2	Azar	0.95	49
Hexapodo	2	Azar	1.15	47
Tribar	2	Azar	1.02	54
Dolos	2	Azar	1.0	63
Tribar	1	Uniforme	1.13	47
Piedra	Graduada	Azar	---	37

Espesor de las capas

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

$$r = n k_{\Delta} \left(\frac{w}{w_r} \right)^{1/3} \quad (5)$$

donde

r = espesor promedio capa, metros

n = número de elementos que componen la capa de coraza

w = peso de las unidades de la capa en kg.

w_r = peso específico de los elementos kg/m^3 .

La densidad de colocación de los elementos está dada por la ecuación (6)

$$\frac{N_r}{A} = n k_{\Delta} \left(1 - \frac{P}{100}\right) \left(\frac{W_r}{W}\right)^{2/3} \quad (6)$$

donde

N_r = número de elementos requeridos para un área dada

A = área dada en (m^2)

k_{Δ} = coeficiente de capa (Tabla 5)

P = porosidad promedio, en % (Tabla 5)

Es importante mencionar que como lo indican las figuras 8 y 9 los pesos de los elementos de las diferentes capas están dadas por esas especificaciones, tales como que la capa secundaria sea $W/10$ y el núcleo de $W/200$ a $W/4000$. Sin embargo, se comprende que durante la construcción, es imposible lograr que los tamaños que se obtienen de la cantera sean uniformes, por lo que los valores estimados tienen tolerancias que fluctúan entre el 75 y 125%.

Lo que es importante es considerar que estos enrocamientos funcionen con las condiciones de un filtro de tal manera que las piedras pequeñas del núcleo no vayan a salir por los vacíos de la capa secundaria, y que los elementos de ésta a su vez, no vayan a salir por la de la coraza.

Por lo anterior, se debe revisar que la condición de filtro cumpla con la siguiente especificación:

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

Finalmente es conveniente mencionar que siempre es recomendable colocar una plantilla entre el fondo natural y la estructura ya que esto la protegerá de erosiones que se presentan al pie provocadas por oleaje. Las condiciones en las cuales no sería necesario la utilización de esta plantilla son:

- Cuando la profundidad es mayor de 3 veces la altura de ola.
- Cuando el fondo es rocoso
- Cuando las corrientes producidas no sean lo suficientemente grandes para mover material del fondo.

10. DISEÑO DE DIQUES VERTICALES

Como ya se mencionó, en el caso de que la profundidad de desplante de estas estructuras sea mayor que $2H$, la ola incidente no romperá y se reflejará en el muro vertical.

Se llama clapotis al patrón de oleaje estacionario que se forma al reflejarse la onda.

La presión de una onda estacionaria, de acuerdo con la teoría de 2º orden de Miche está dada por la ecuación (7):

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

$$\frac{\pi H^2}{8L} \frac{\cos^2 2\pi t/T}{\operatorname{senh} 2\pi d/L \cosh 2\pi d/L}$$

$$\left[\cosh \frac{4\pi}{L} (y+d) + \cos \frac{4\pi x}{L} - 1 \right]$$

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

$$\cos \frac{4\pi t}{T} + \frac{\pi H^2}{4L} \tanh \frac{2\pi d}{L} \cos \frac{4\pi t}{T} \quad (7)$$

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

$$\frac{P_b}{\rho g} - d = \pm \frac{\bar{H}}{\cosh \frac{2\pi d}{L}} \quad (8)$$

donde: \bar{H} se refiere a la altura de ola que existiría en el muro si este no estuviera ahí y P_b se refiere a la presión máxima y mínima durante un ciclo de ola (esto es, cuando la cresta y valle de la ola se encuentran en el muro.)

A fin de poder calcular las presiones máximas y mínimas es necesario encontrar el nivel medio de la onda estacionaria, el cual está dado por la ecuación (9)

$$A_h = \frac{\pi \bar{H}^2}{L} \left[1 + \frac{3}{4 \sinh^2 \left(\frac{2\pi d}{L} \right)} - \frac{1}{4 \cosh^2 \left(\frac{2\pi d}{L} \right)} \right] \coth \frac{2\pi d}{L} \quad (9)$$

En la figura 28 se muestra el diagrama de presiones y a continuación se describe el fenómeno.

(1) es la elevación máxima de la ola en el muro y (10) es la elevación mínima. El nivel medio de la ola sobre SWL es A_h y la distancia (1) (2) es \bar{H} . La carga hidrostática d , se dibuja en el fondo a partir de (12) como (3) ó (7). El triángulo formado por (12) (2) (3) es la distribución de presiones hidrostáticas sobre el muro debido al agua en el nivel SWL.

La presión dinámica se obtiene dibujando $\frac{P_b}{\rho g} - d$ en tanto la dirección (+) como la (-) a partir de (3), esto es (4) y (11). Estas son las presiones máximas y mínimas en el fondo. La fuerza total aproximada por unidad de longitud son los triángulos (4) (12) (1) y (11) (12) (10).

En el caso de que exista agua con la misma profundidad en ambos lados del muro vertical con la presencia de oleaje de un solo lado, existe una distribución de presiones hacia el lado del mar que está dada por (3) (2) 6 (7) (2). La distribución resultante de presión en el muro vertical está dada por (6) (5) (1) cuando el agua está a su máxima elevación y por (9) (8) (2) cuando el agua está en su mínima elevación.

La fuerza resultante R por unidad de longitud para un muro vertical así como el momento M con respecto al fondo y el punto de aplicación l medido desde el fondo están dados por las siguientes ecuaciones en las que el índice "C" se refiere a la máxima elevación de la ola y "t" a la mínima elevación de ella.

$$R_c = \frac{1}{2} (d + Ah + \bar{H}) \left[d + \frac{\bar{H}}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \right] - \frac{d^2}{2} \quad (10)$$

$$M_c = \frac{1}{6} (d + Ah + \bar{H})^2 \left[d + \frac{\bar{H}}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \right] - \frac{d^3}{6} \quad (11)$$

$$l_c = \frac{M_c}{R_c} \quad (12)$$

$$R_t = \frac{1}{2} (d + Ah - \bar{H}) \left[d - \frac{\bar{H}}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \right] - \frac{d^2}{2} \quad (12)$$

$$M_t = \frac{1}{6} (d + Ah - \bar{H})^2 \left[d - \frac{\bar{H}}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \right] - \frac{d^3}{6} \quad (13)$$

$$l_t = \frac{M_t}{R_t} \quad (14)$$

Ejemplo:

Si tenemos una ola con $H = 6.0$ ft y $L = 100$ ft que se refleja en un muro en el que $d = 20$ ft.

$$\frac{d}{L} = \frac{20}{100} = 0.2$$

De las tablas de funciones hiperbólicas.

$$\sinh \frac{2\pi d}{L} = 1.614 \quad \cosh \frac{2\pi d}{L} = 1.899 \quad \tanh \frac{2\pi d}{L} = 0.8501$$

$$Ah = \frac{\pi \times 6^2}{100} \left(1 + \frac{3}{4 \times 1.614^2} - \frac{1}{4 \times 1.899^2} \right) \frac{1}{0.8501} = 1.62 \text{ ft.}$$

$$\frac{\bar{H}}{\cosh \frac{2\pi d}{L}} = \pm \frac{6}{1.899} = \pm 3.15 \text{ ft.}$$

$$R_c = \frac{L}{2} (20 + 1.62 + 6) (20 + 3.15) - \frac{20^2}{2} = 119 \text{ ft.}$$

Tomando como $\gamma = 64 \text{ lb/ft}^3$

$$R_c = 119 \times 64 = 7620 \text{ lb/ft. lineal}$$

$$M_c = 1590 \text{ ft-ft/ft} = 102,000 \text{ ft-lb/ft lineal}$$

$l_c = 13.4$ sobre el fondo

$$R_t = -68.5 \text{ ft/ft} = 4380 \text{ lb/ft lineal}$$

$$M_t = -41500 \text{ ft-lb/ft lineal}$$

$l_t = 9.5$ ft sobre el fondo

(El signo (-) indica que el sentido de R_t y M_t son hacia el mar)

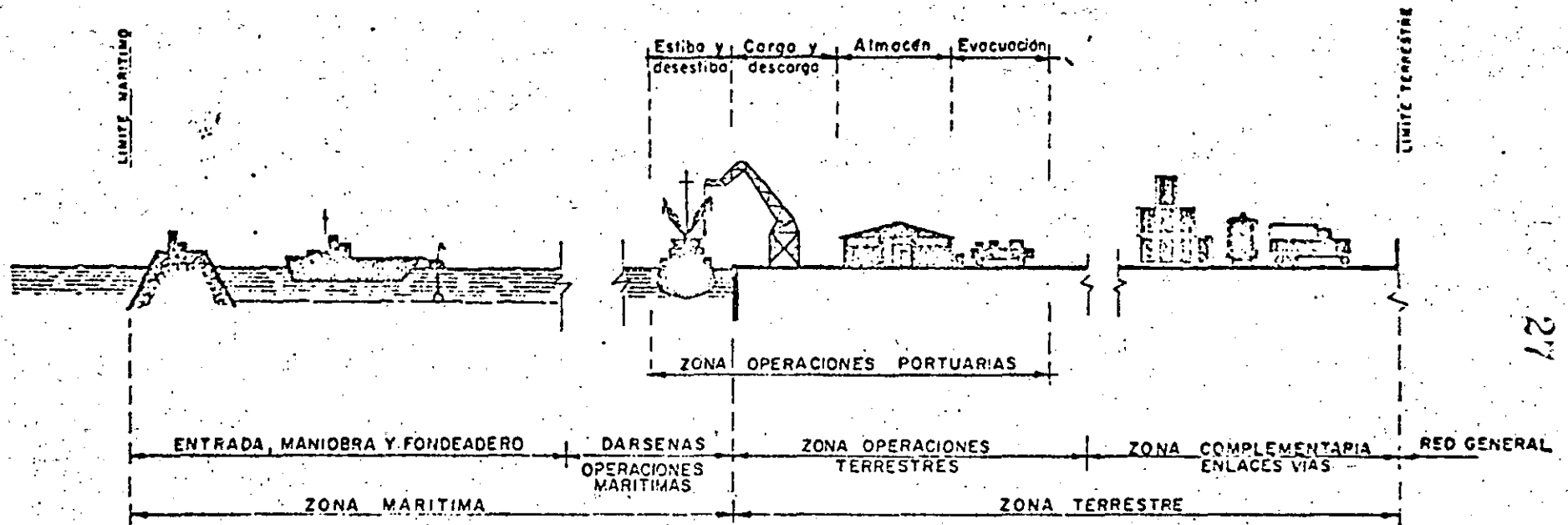


Fig. 1. ESQUEMAS DE LAS OBRAS, INSTALACIONES Y SERVICIOS

27

22

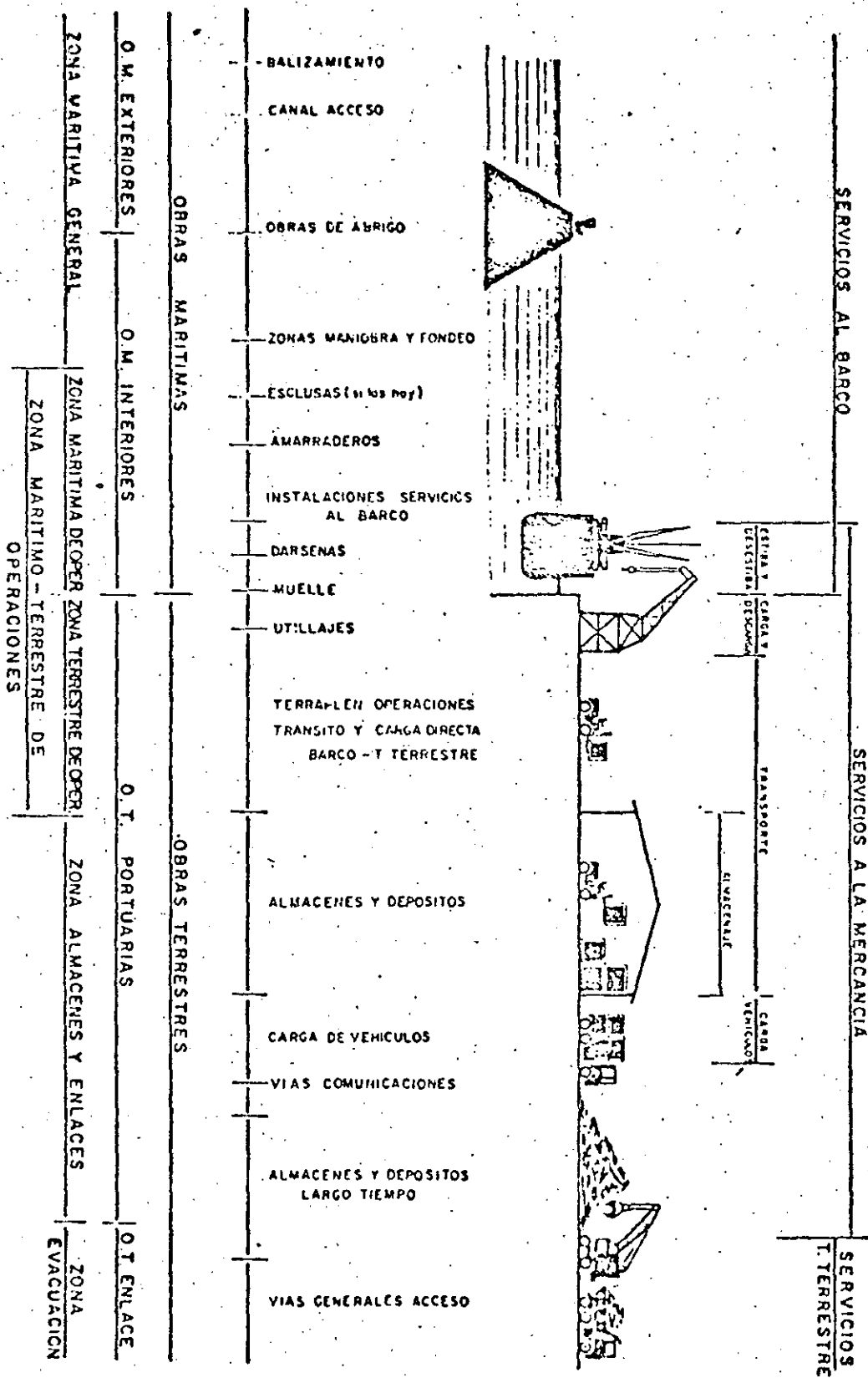
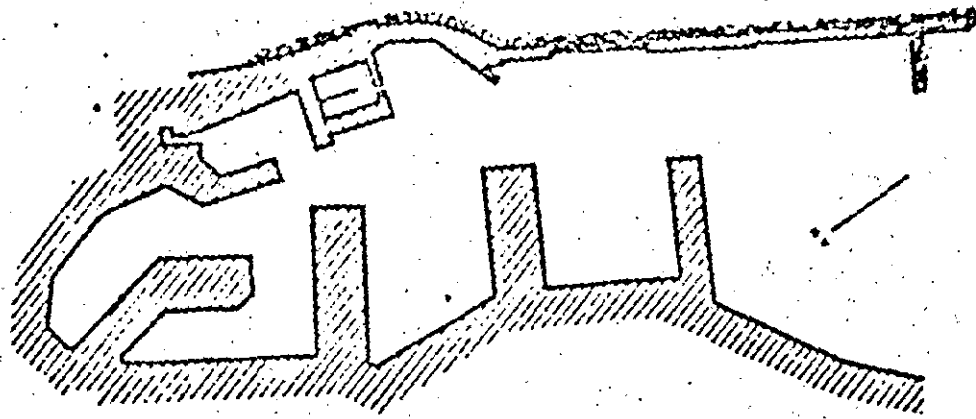
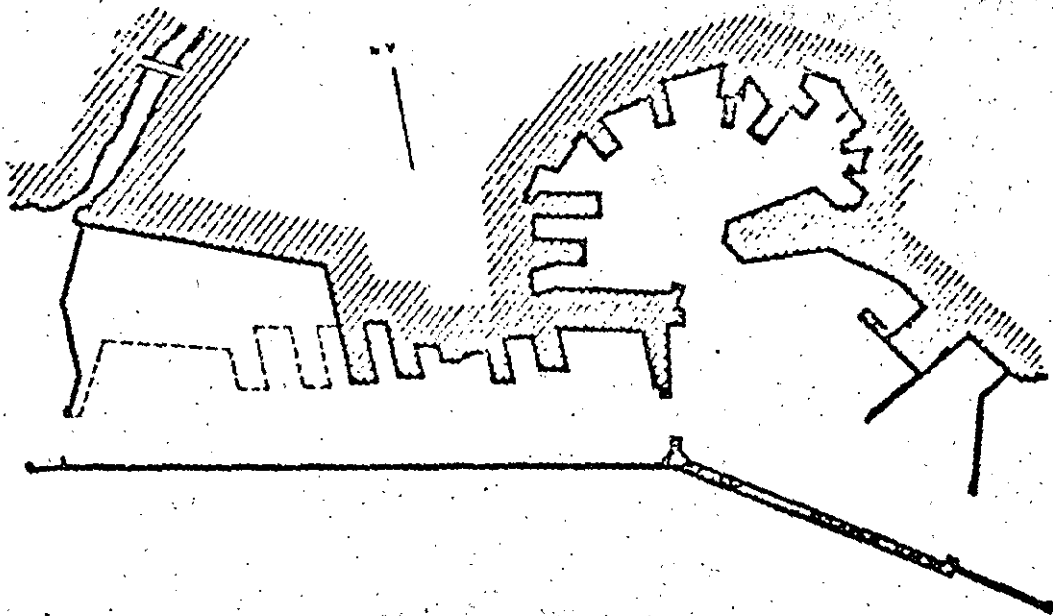


Fig. 2.



DIQUE PARALELO A LA COSTA UNIDO A TIERRA.- BARCELONA

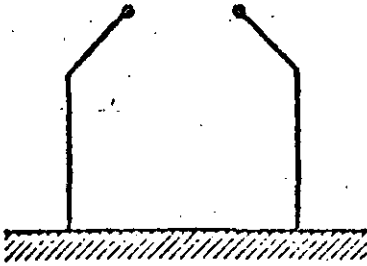


DIQUE AISLADO PARALELO A LA COSTA.- GENOVA

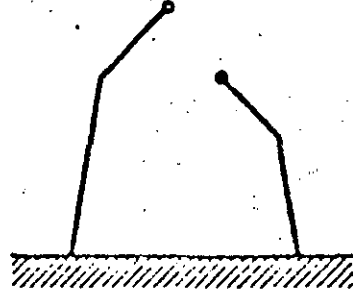
fig. 4

DIQUES CONVERGENTES

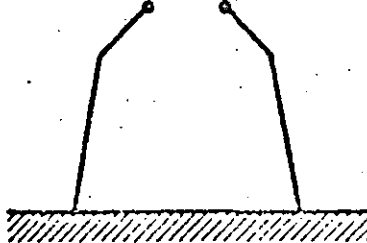
DIÉTRICOS PARALELOS



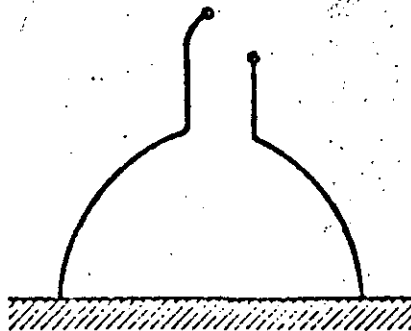
TRAPEZOIDALES DISIÉTRICOS (BOMBARRA)



TRAPEZOIDALES SIMÉTRICOS (YNUIDEN)



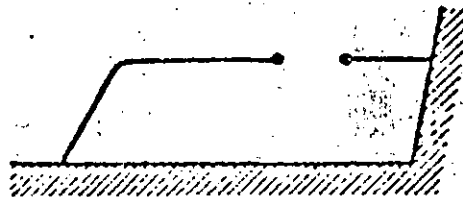
CIRCULARES O ELÍPTICOS DISIÉTRICOS CON ESPICONS DE ENTRADA (DENIAL)



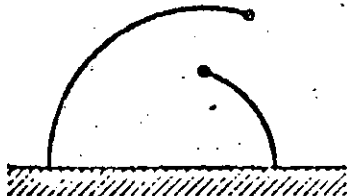
CIRCULARES O ELÍPTICOS SIMÉTRICOS



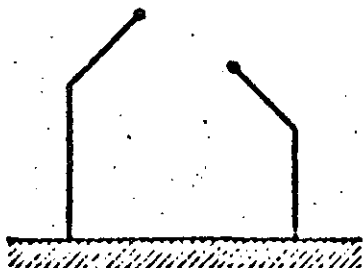
PARALELOS A LA COSTA EN PROLONGACIÓN



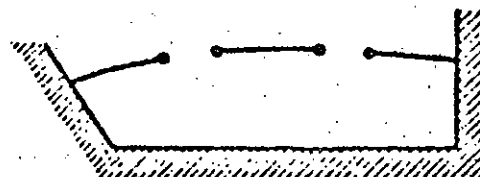
CIRCULARES MUY DISIÉTRICOS (VINAROS)

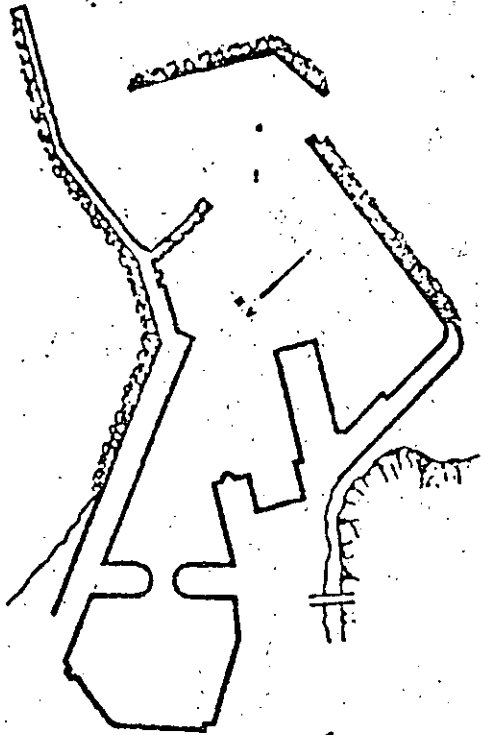


BISIÉTRICOS PARALELOS (CASTELLON)



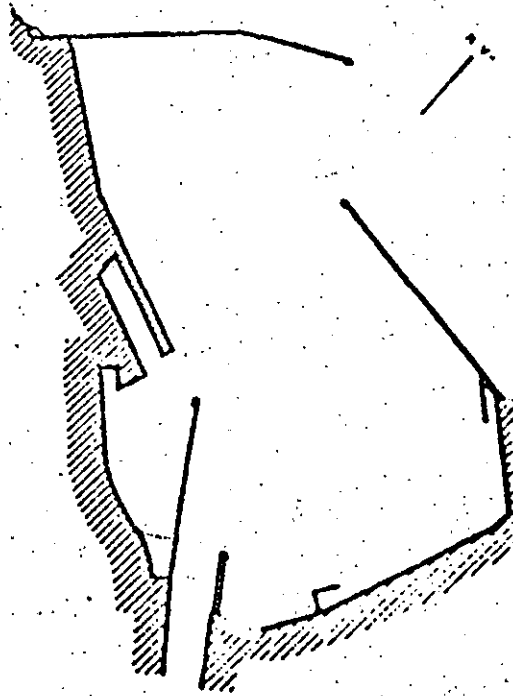
EN PROLONGACIÓN CON DOBLE ENTRADA





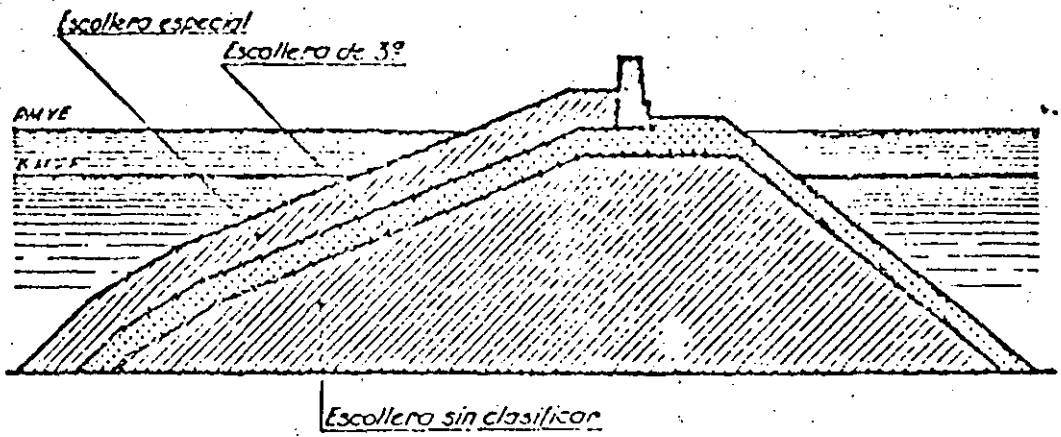
VALENCIA

fig. 6

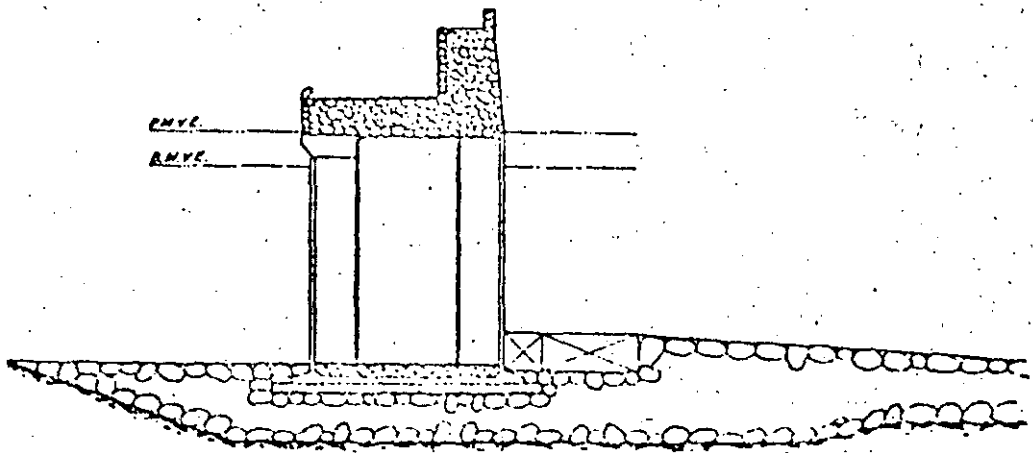


BILBAO

fig. 7

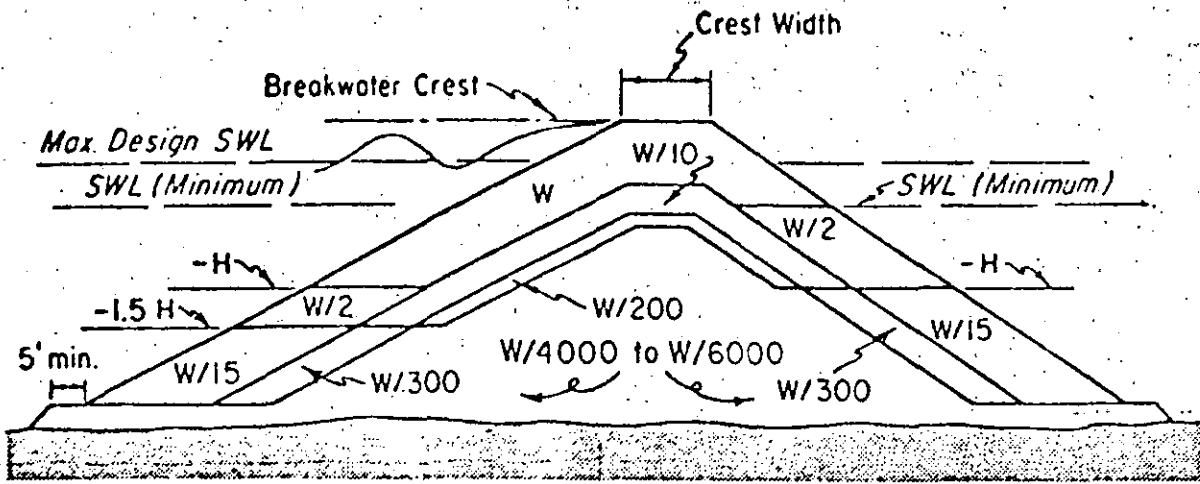


SECCION TIPO DE DIQUE ROMPEOLAS



SECCION TIPO DE DIQUE REFLEJANTE

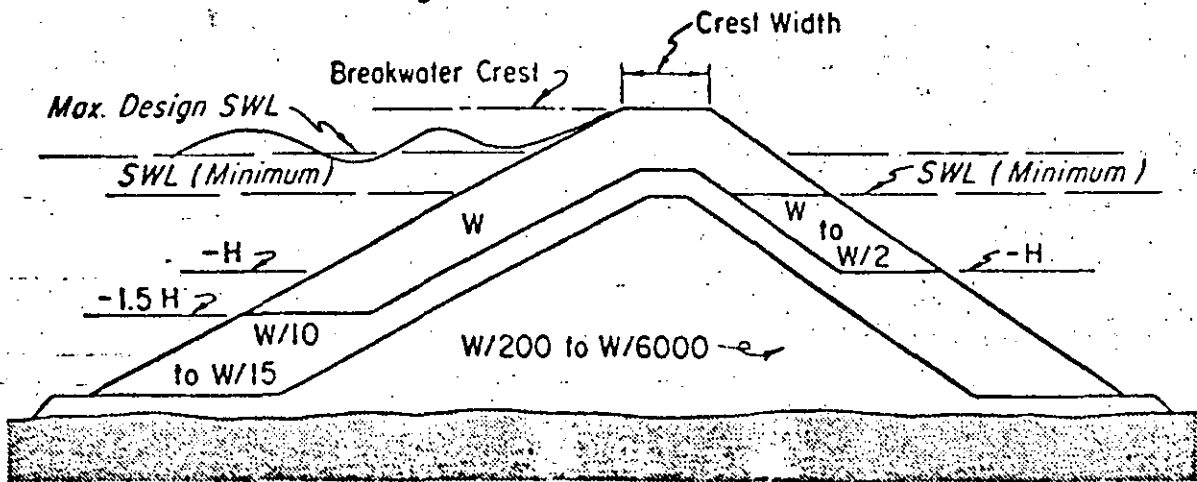
fig. 8



Idealized Multilayer Section

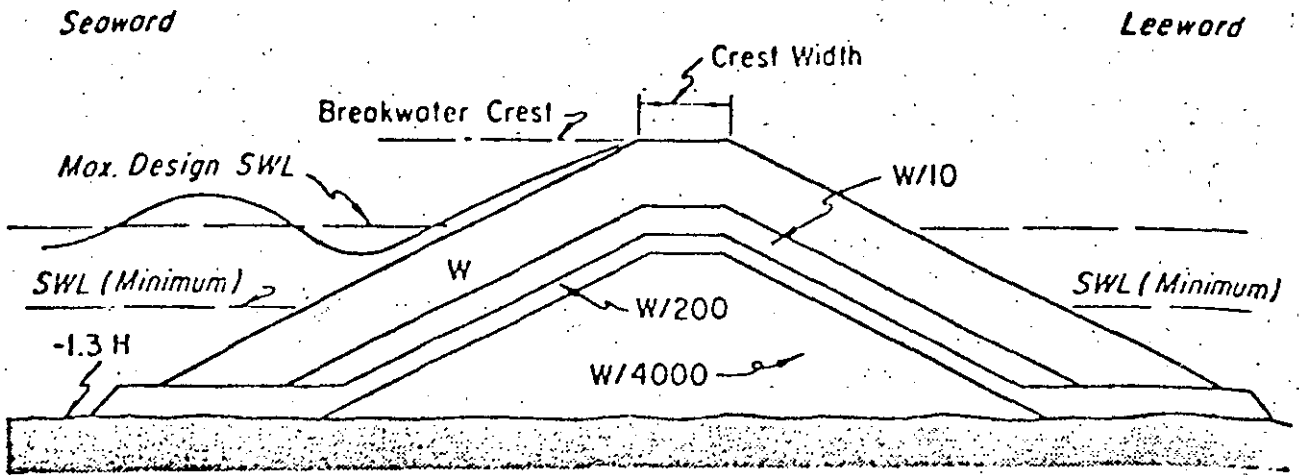
Rock Size	Layer	Rock Size Gradation (%)
W	Primary Cover Layer	125 to 75
W/2 and W/15	Secondary Cover Layer	125 to 75
W/10 and W/300	First Underlayer*	130 to 70
W/200	Second Underlayer	150 to 50
W/4000-W/6000	Core and Bedding Layer	170 to 30

*See Section 7.377g



Recommended Three-layer Section

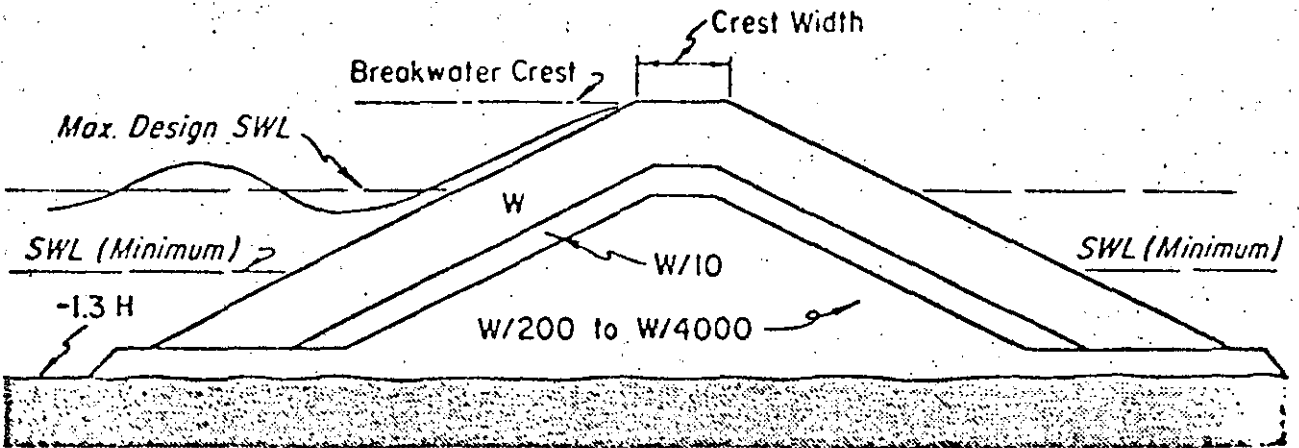
FIG. 9 ENROCAMIENTO A TALUD PARA CONDICION DE OLA NO ROMPIENTE (NO OVERTOPPING)



Idealized Multilayer Section

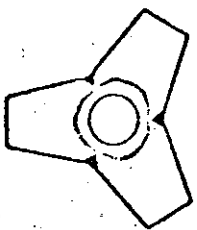
Rock Size	Layer	Rock Size Gradation (%)
W	Primary Cover Layer	125 to 75
W/10	First Underlayer*	130 to 70
W/200	Second Underlayer	150 to 50
W/4000	Core and Bedding Layer	170 to 30

*See Section 7.377g

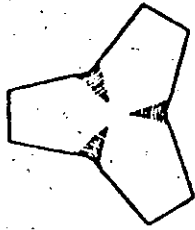


Recommended Three-layer Section

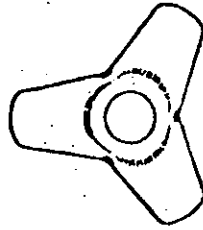
FIG. 10 ENROCAMIENTO A TALUD PARA CONDICION DE OLA ROMPIENTE (OVERTOPPING MODERADO)



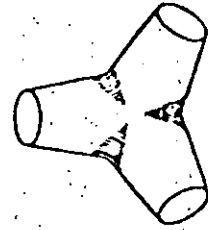
Plan



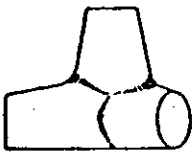
Bottom



Plan

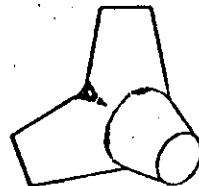


Bottom



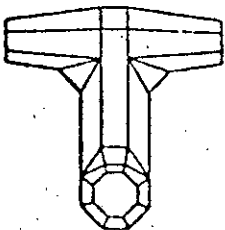
Elevation

QUADRIPOD

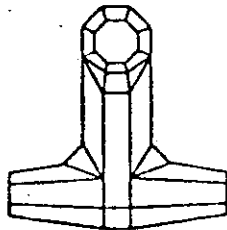


Elevation

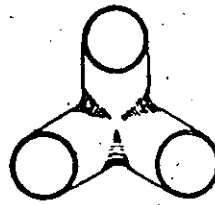
TETRAPOD



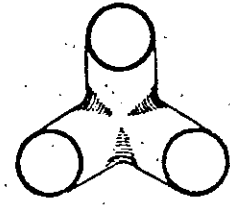
Plan



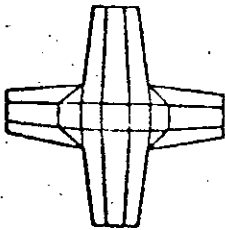
Bottom



Plan

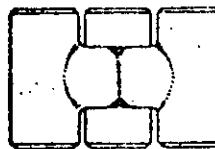


Bottom



Elevation

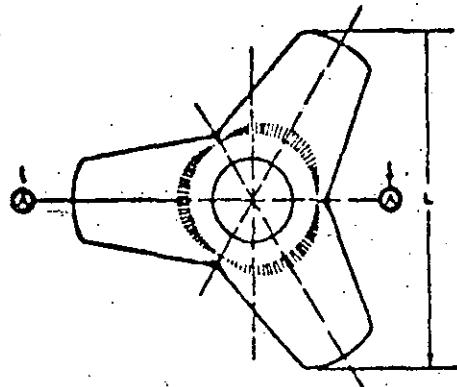
DOLOS
(DOLOSSE, plural)



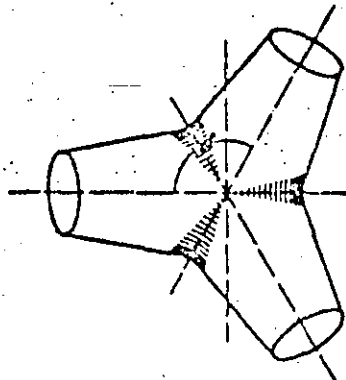
Elevation

TRIBAR

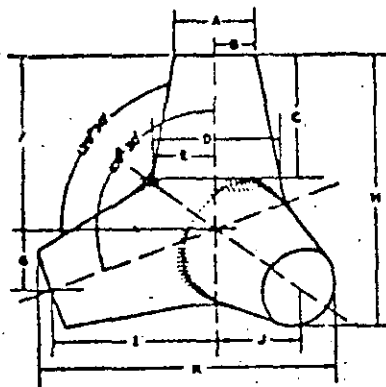
FIG. 11 ELEMENTOS DE CONCRETO PREFABRICADOS



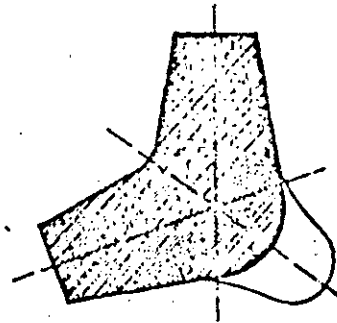
PLAN



BOTTOM



ELEVATION



SECTION-AA

VOLUME OF INDIVIDUAL ARMOR UNITS (CU FT)

7.15	14.30	21.45	28.60	35.75	42.90	50.05	57.20	64.35	71.50	78.65
------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

UNIT WEIGHT
LB/CU FT

WEIGHT OF INDIVIDUAL ARMOR UNITS (TONS)

140.0	280.0	420.0	560.0	700.0	840.0	980.0	1120.0	1260.0	1400.0	1540.0
0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.11
194.0	388.0	582.0	776.0	970.0	1164.0	1358.0	1552.0	1746.0	1940.0	2134.0
163.0	326.0	489.0	652.0	815.0	978.0	1141.0	1304.0	1467.0	1630.0	1793.0

AVERAGE MEASURED THICKNESS OF TWO LAYERS RANDOM PLACED (IN)

4.01	8.02	12.03	16.04	20.05	24.06	28.07	32.08	36.09	40.10	44.11
------	------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

NUMBER OF ARMOR UNITS PER NOS SQ FT (TWO LAYERS RANDOM PLACED)

200.10	175.00	150.00	125.00	100.00	75.00	50.00	25.00	10.00	5.00	2.50
--------	--------	--------	--------	--------	-------	-------	-------	-------	------	------

SYMBOL

DIMENSIONS OF ARMOR UNITS (FT)

A	0.00	1.12	1.01	1.01	2.41	2.70	2.04	2.77	2.00	2.00	2.00
B	0.00	0.50	0.70	0.90	1.30	1.30	1.32	1.60	1.70	1.70	1.70
C	1.00	1.77	2.02	2.02	2.01	4.00	4.00	4.17	4.00	4.70	4.00
D	1.00	1.74	2.00	2.00	2.70	4.00	4.70	4.00	4.42	4.70	4.00
E	0.00	0.27	1.10	1.00	1.00	2.10	2.07	2.00	2.71	2.70	2.00
F	1.00	2.36	2.00	4.00	2.10	4.00	4.07	4.07	7.01	7.00	4.00
G	0.42	0.70	1.00	1.00	1.71	1.00	2.10	2.00	2.07	2.00	2.70
H	2.04	2.71	4.02	4.00	7.00	2.10	10.07	10.04	11.02	10.10	12.00
I	1.70	2.00	2.01	2.04	4.04	4.04	4.00	4.07	4.00	7.00	7.00
J	0.00	1.10	1.01	1.00	2.42	2.70	2.00	2.00	2.07	2.07	2.04
K	2.01	4.04	2.00	0.01	0.71	0.07	10.07	11.02	12.00	10.00	10.00
L	2.04	4.00	4.01	7.00	0.00	10.00	12.00	12.00	12.04	14.07	16.00

NOTE: DATA BASED ON TETRAPODS USED IN MODEL TESTS CONDUCTED AT THE WATERWAYS EXPERIMENT STATION

VOLUME OF INDIVIDUAL ARMOR UNIT = 0.280 H³

where:

- A = 0.302 H C = 0.215 H
- B = 0.151 H H = Overall dimension of unit
- C = 0.477 H I = 0.606 H
- D = 0.470 H J = 0.303 H
- E = 0.235 H K = 1.091 H
- F = 0.644 H L = 1.201 H

Armor layer thickness (2 units) = 1.361 H

FIG. 12. ESPECIFICACIONES DEL TETRAPODO

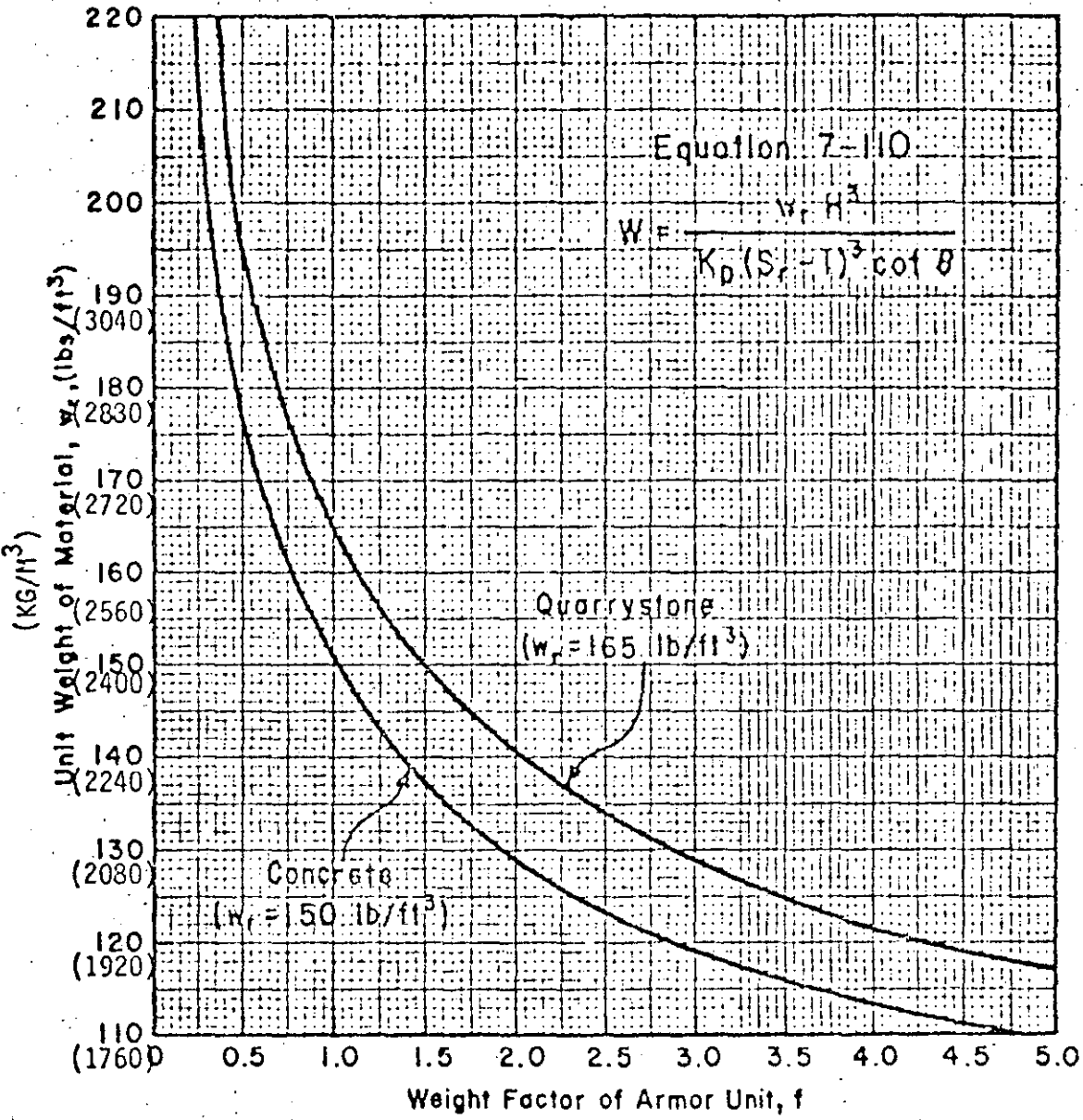


FIG.13 EFECTOS EN EL CAMBIO DE PESO ESPECIFICO DE UNIDAD DE CORAZA

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

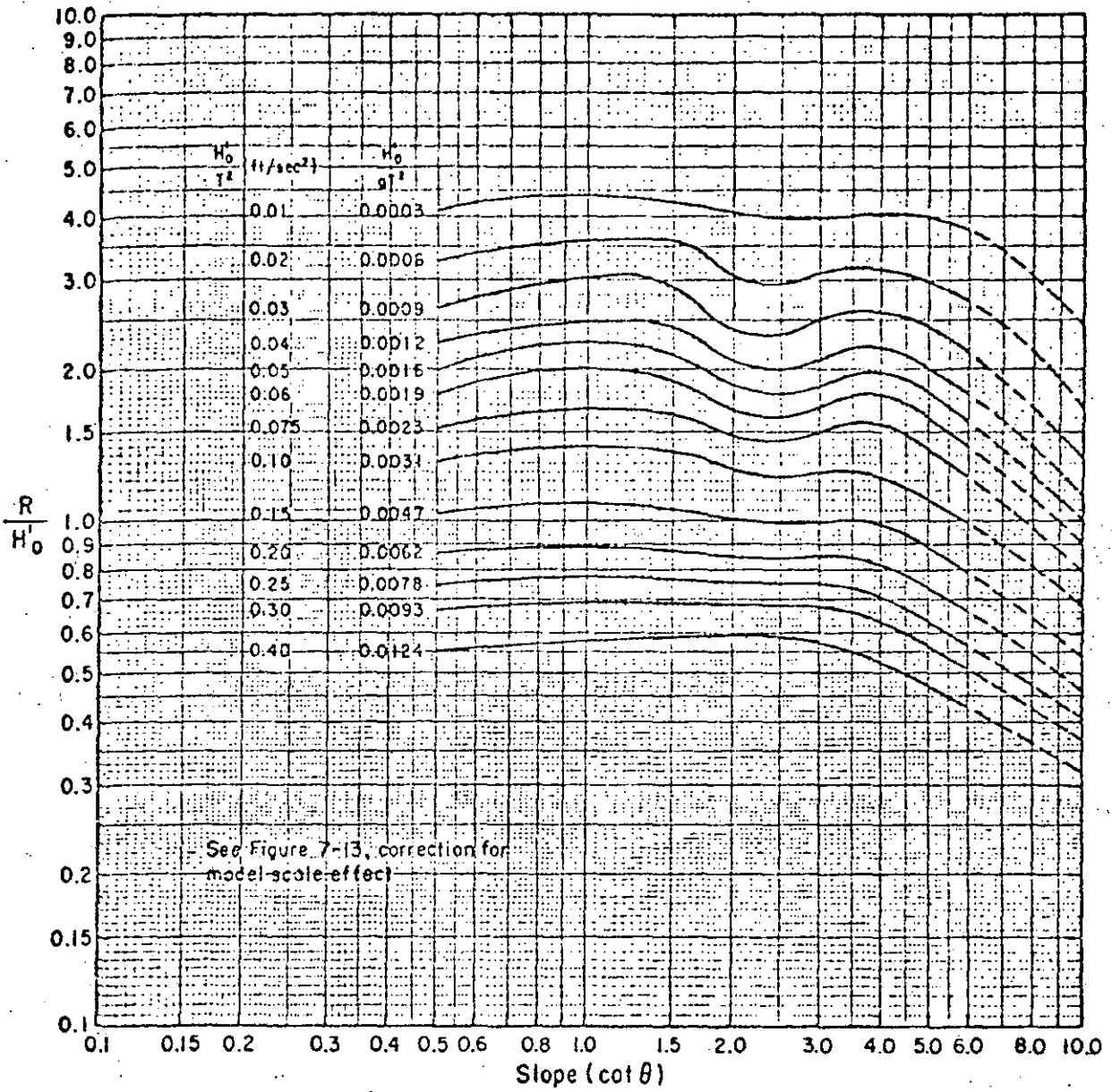


FIG. 15 RUN UP EN PENDIENTE IMPERMEABLE Y LISA

$ds/H_0 = 0 \quad B = 1:10$

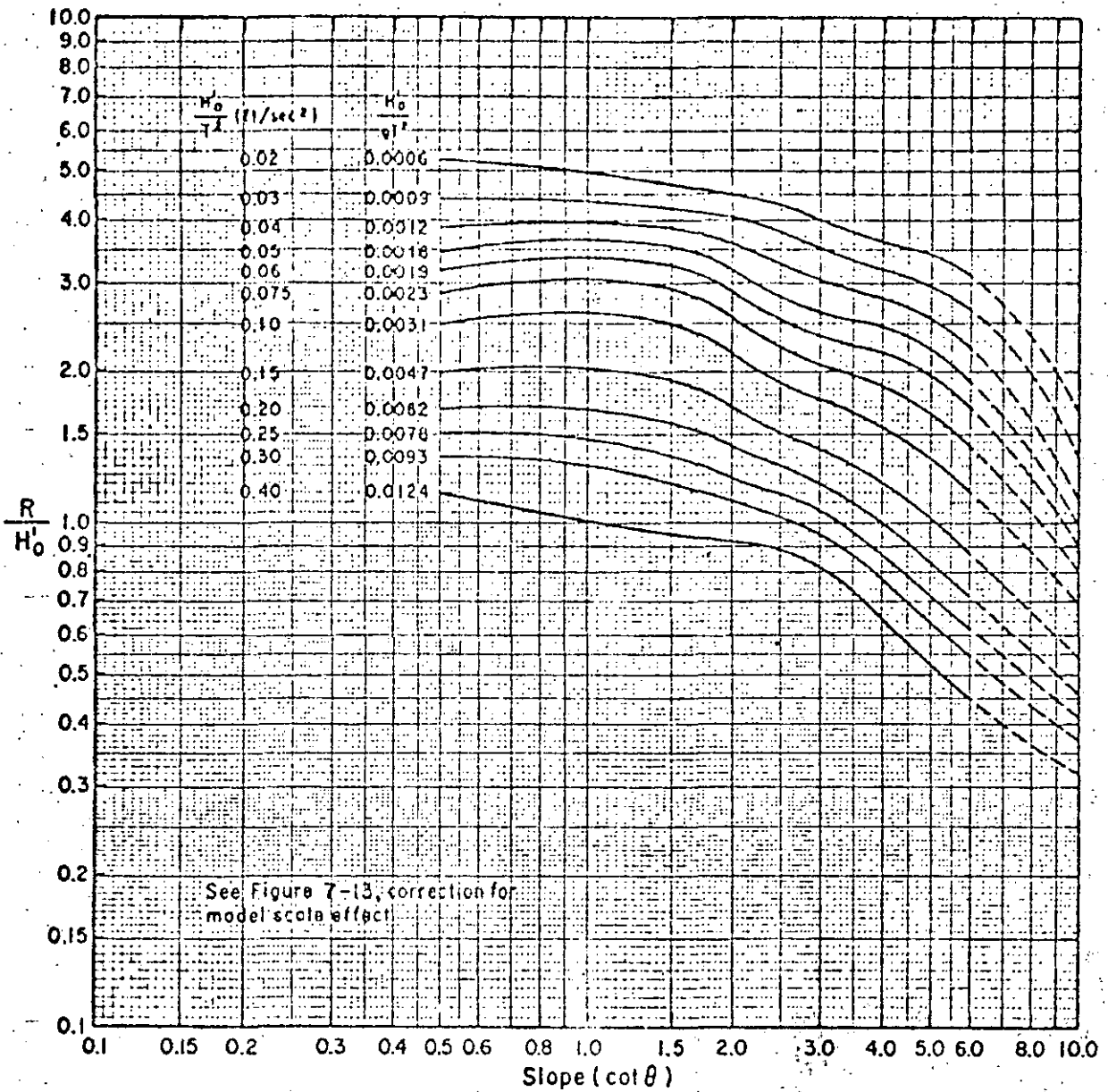


FIG. 16 RUN UP EN PENDIENTE IMPERMEABLE Y LISA,

$$d_s / H_0 = 0.45 \quad B = 1:10$$

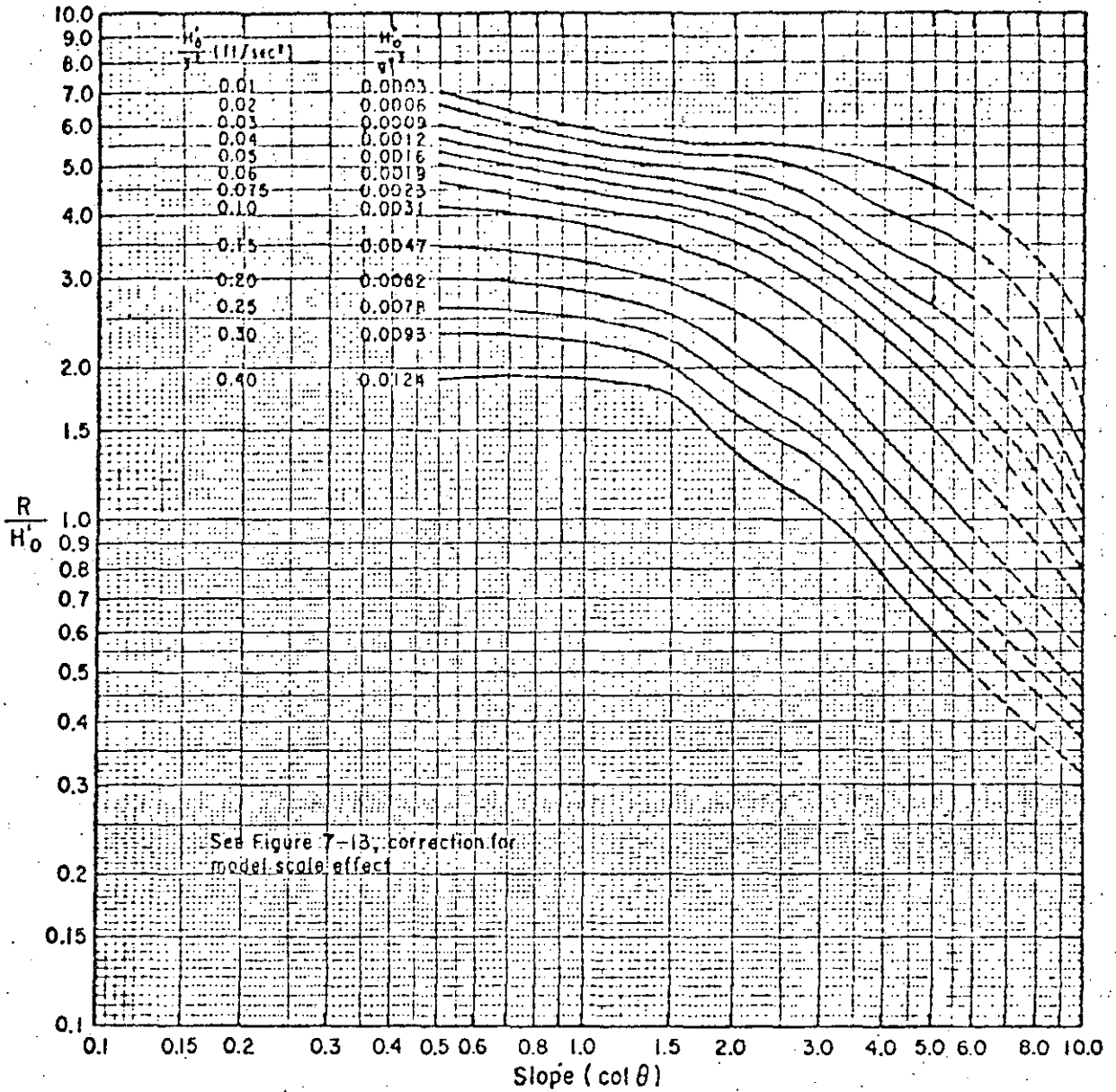


FIG. 17 RUN UP EN PENDIENTE IMPERMEABLE Y LISA,

$d_s/H_0 = 0.8$ B: 1:10

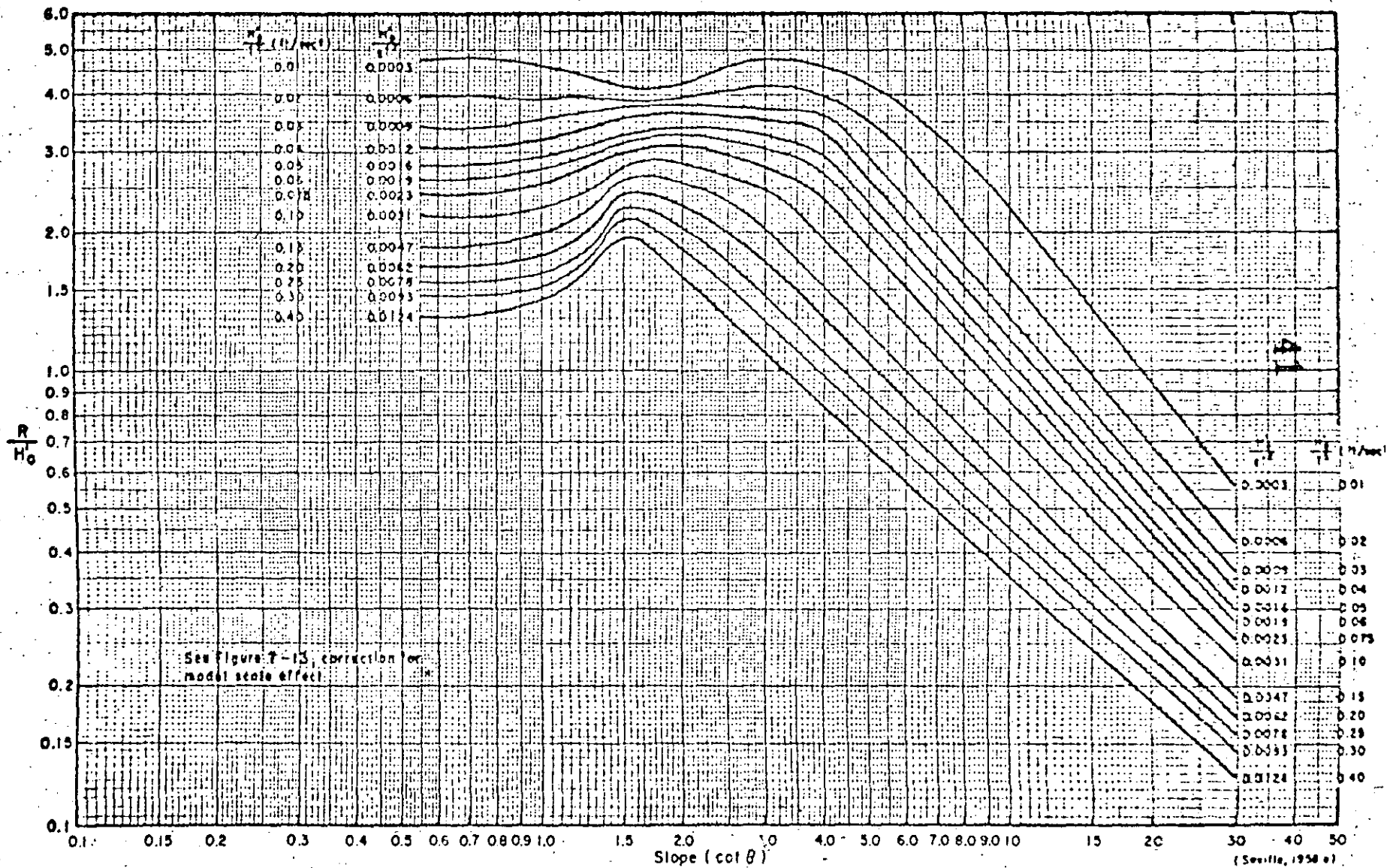


FIG. 18 RUN UP EN PENDIENTE IMPERMEABLE Y LISA
 $d_s/H_0 = 2.0$

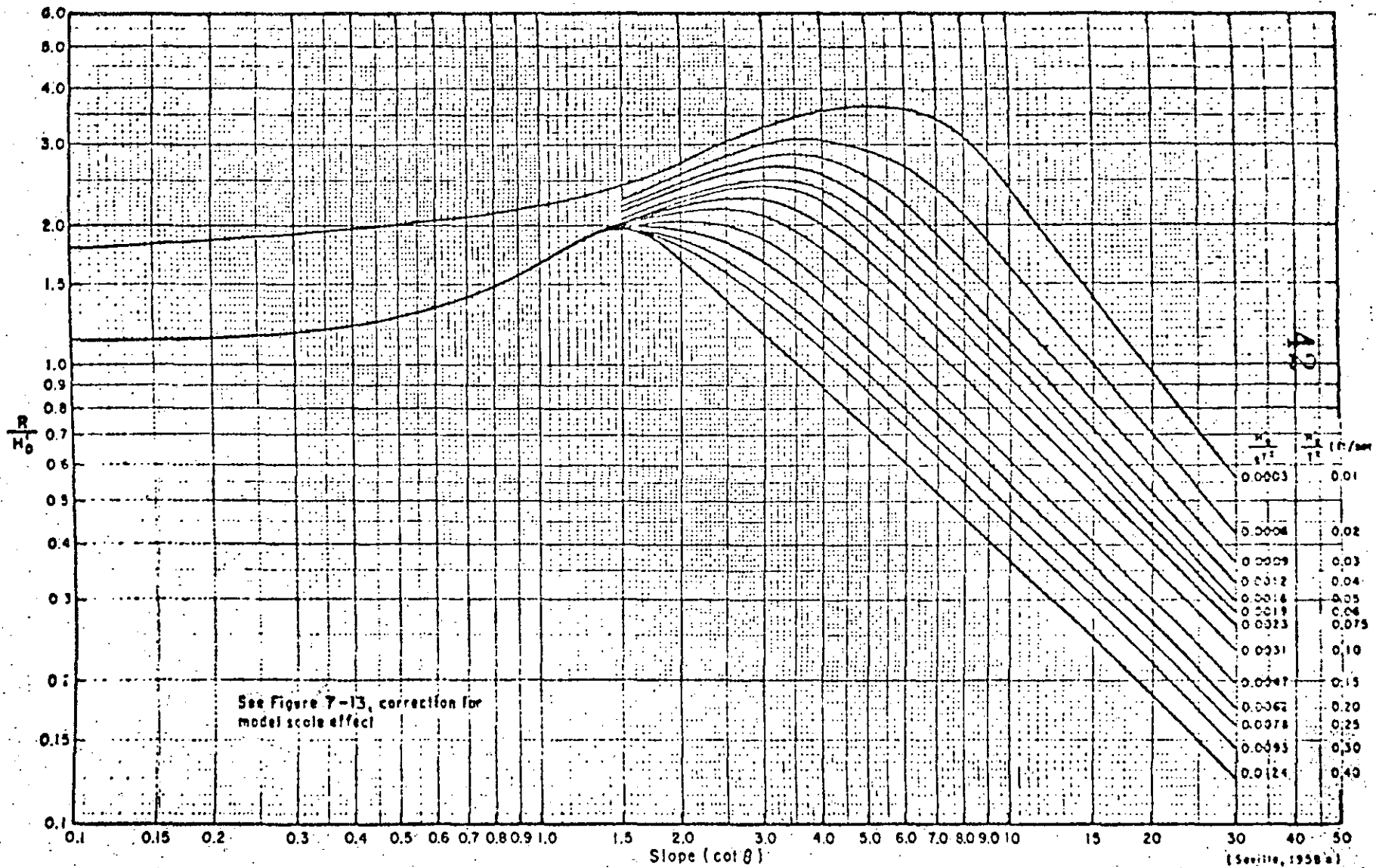


FIG. 19 RUN UP EN PENDIENTE IMPERMEABLE Y LISA
 $d_s / H_0 \geq 3$

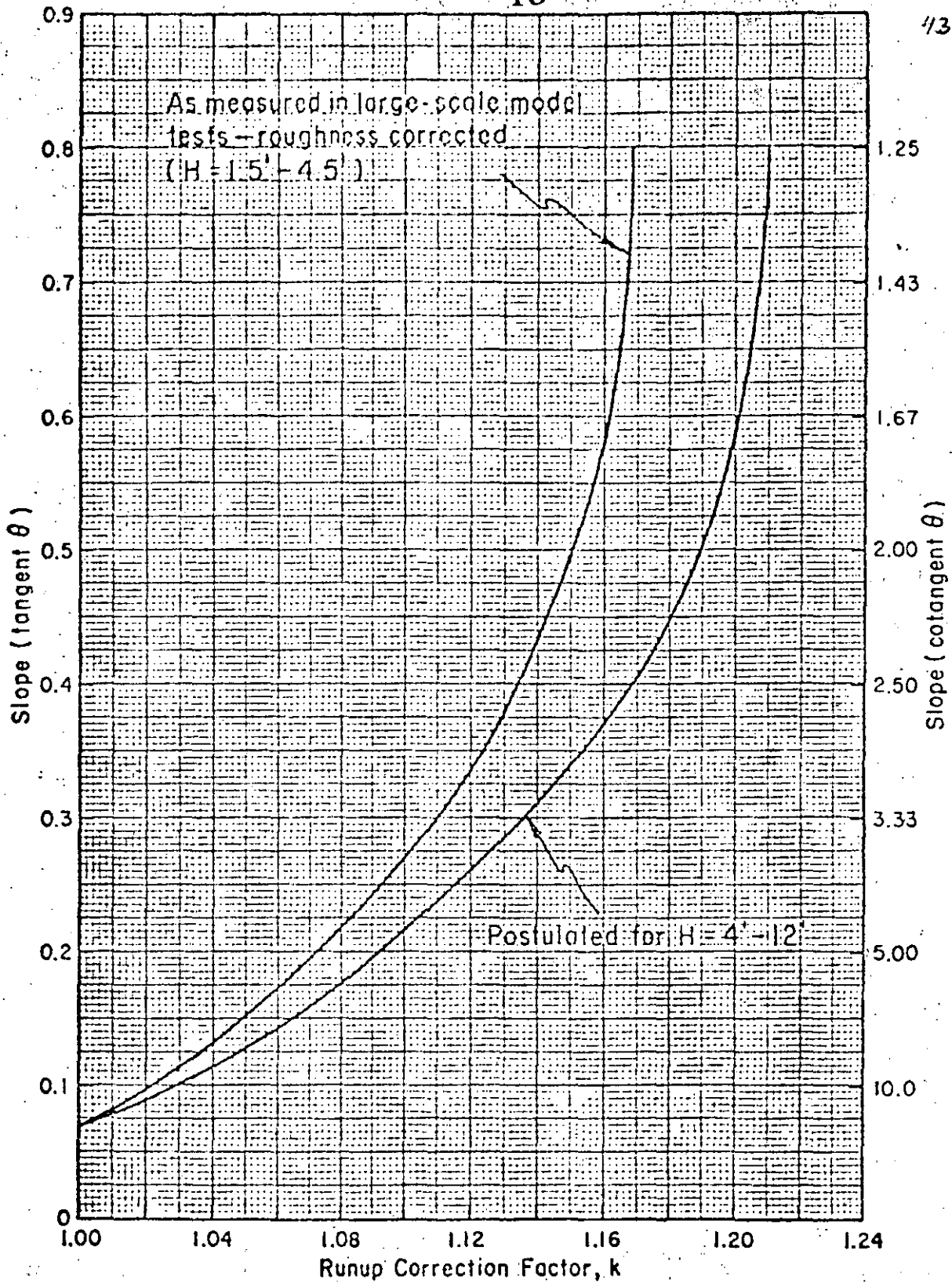


FIG. 20 CORRECCION AL RUN UP POR EFECTOS DE ESCALA.

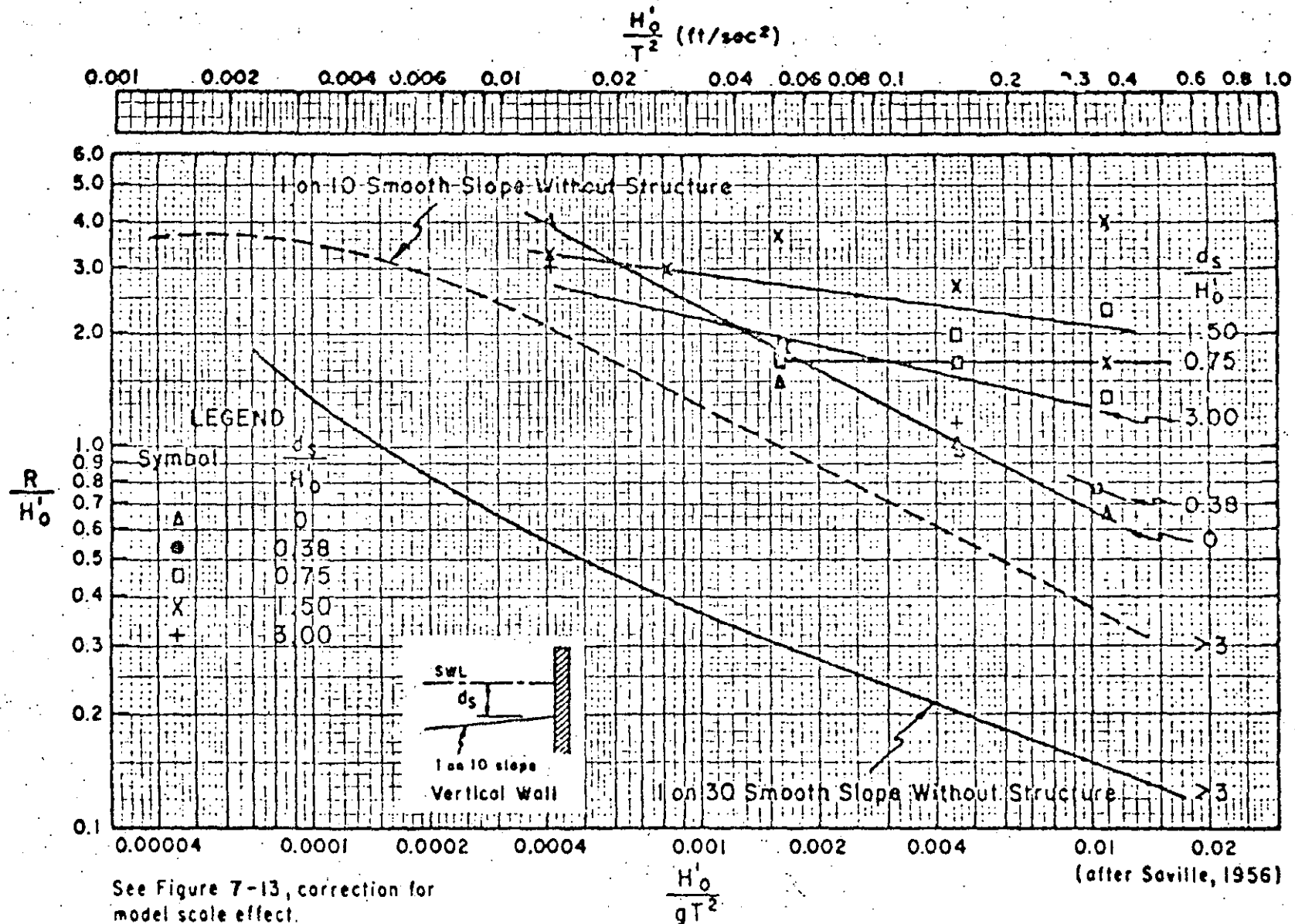


FIG. 21. RUN UP EN MURO VERTICAL E IMPERMEABLE VS. H_0/gT^2

44

44

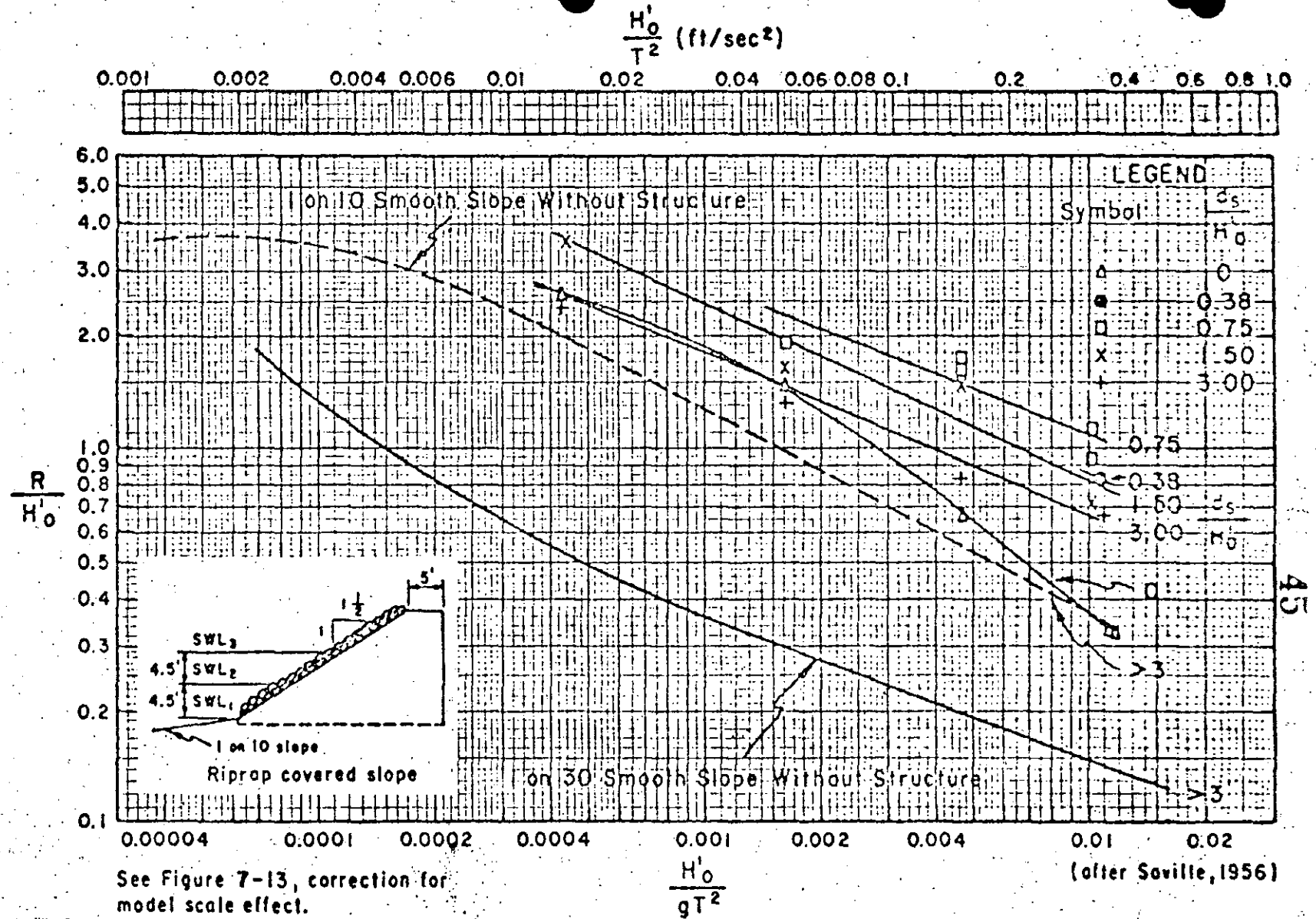


FIG. 22 RUN UP EN ENROCAMIENTO CON TALUD 1:1.5 VS. H_0 / gT^2

1/5

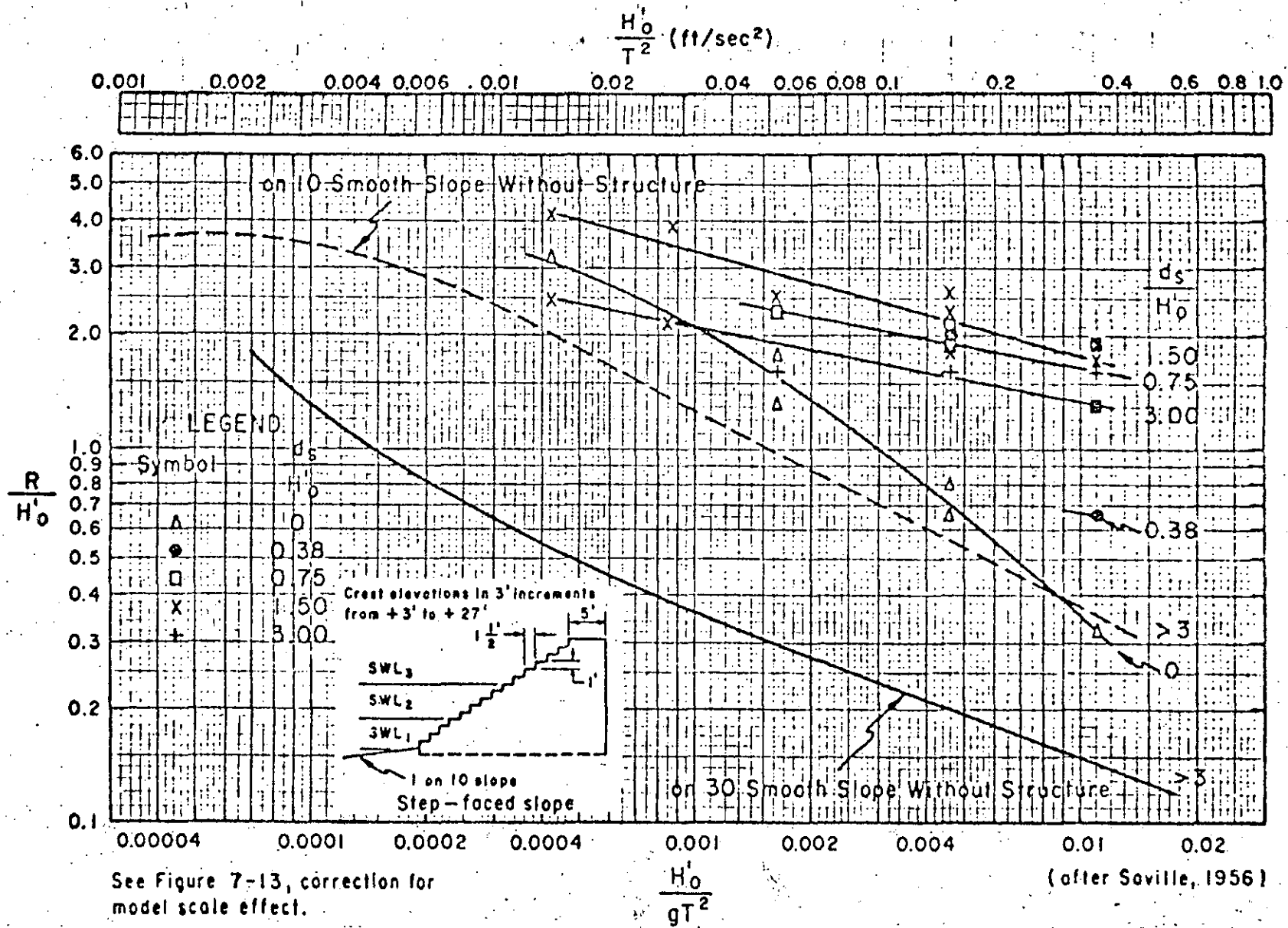


FIG. 23 RUN UP EN PENDIENTE ESCALONADA 1: 1.5 VS. H_0/gT^2

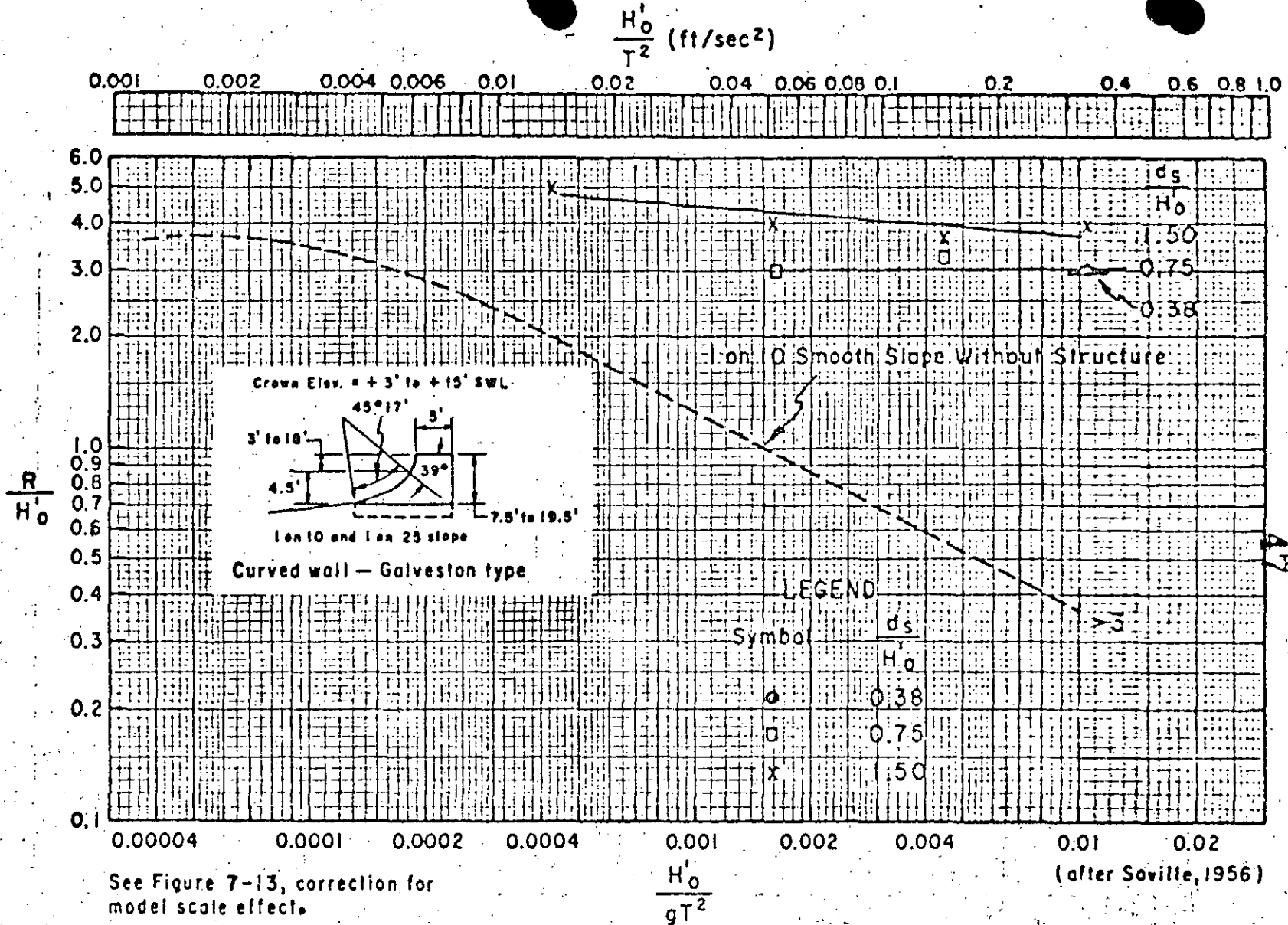
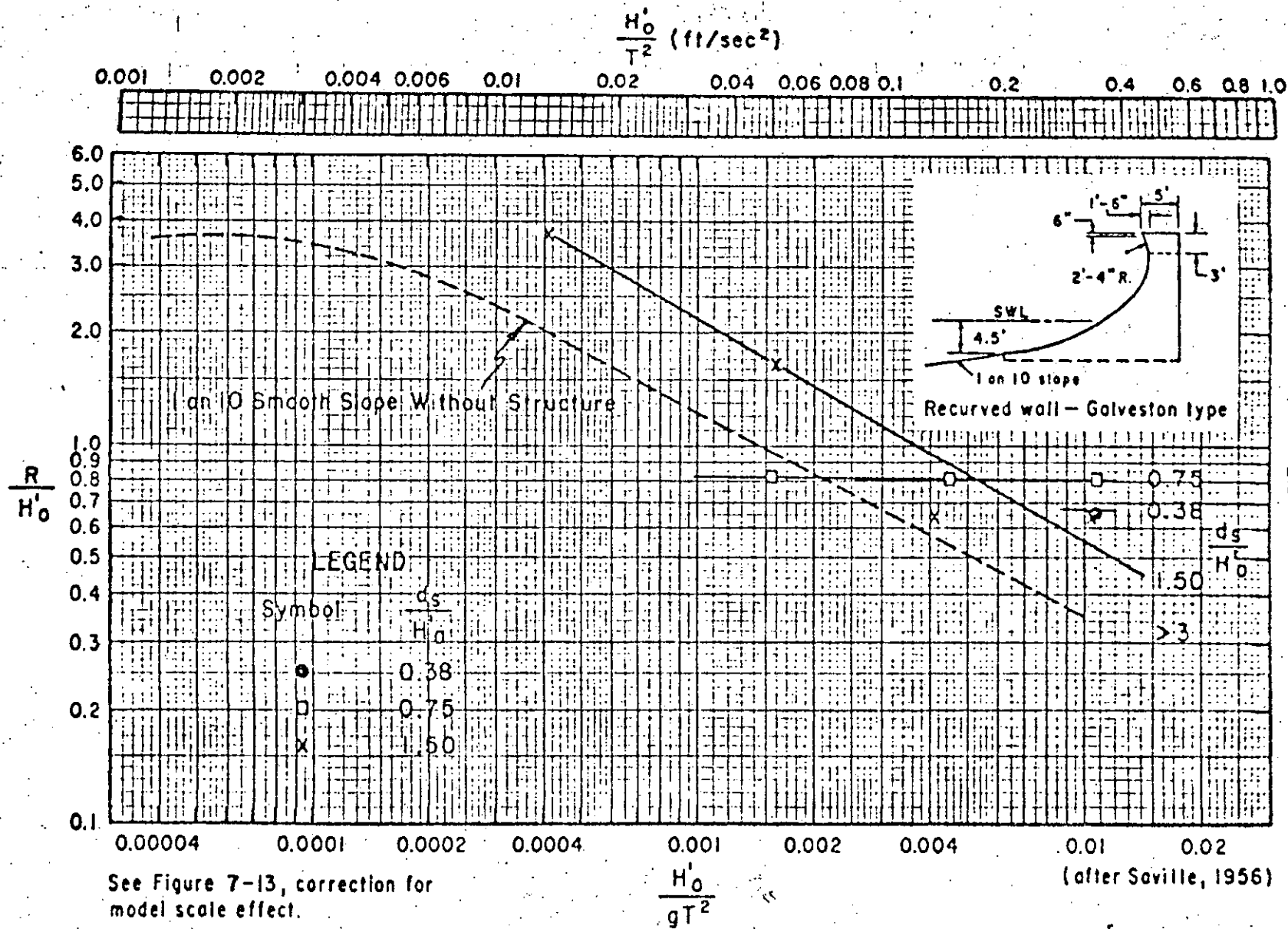


FIG. 24 RUN UP EN UN MURO DE MAR VS. H_o'/gT^2



48

FIG.25 RUN UP EN UN MURO DE MAR TIPO GALVESTON VS. H_0/gT^2

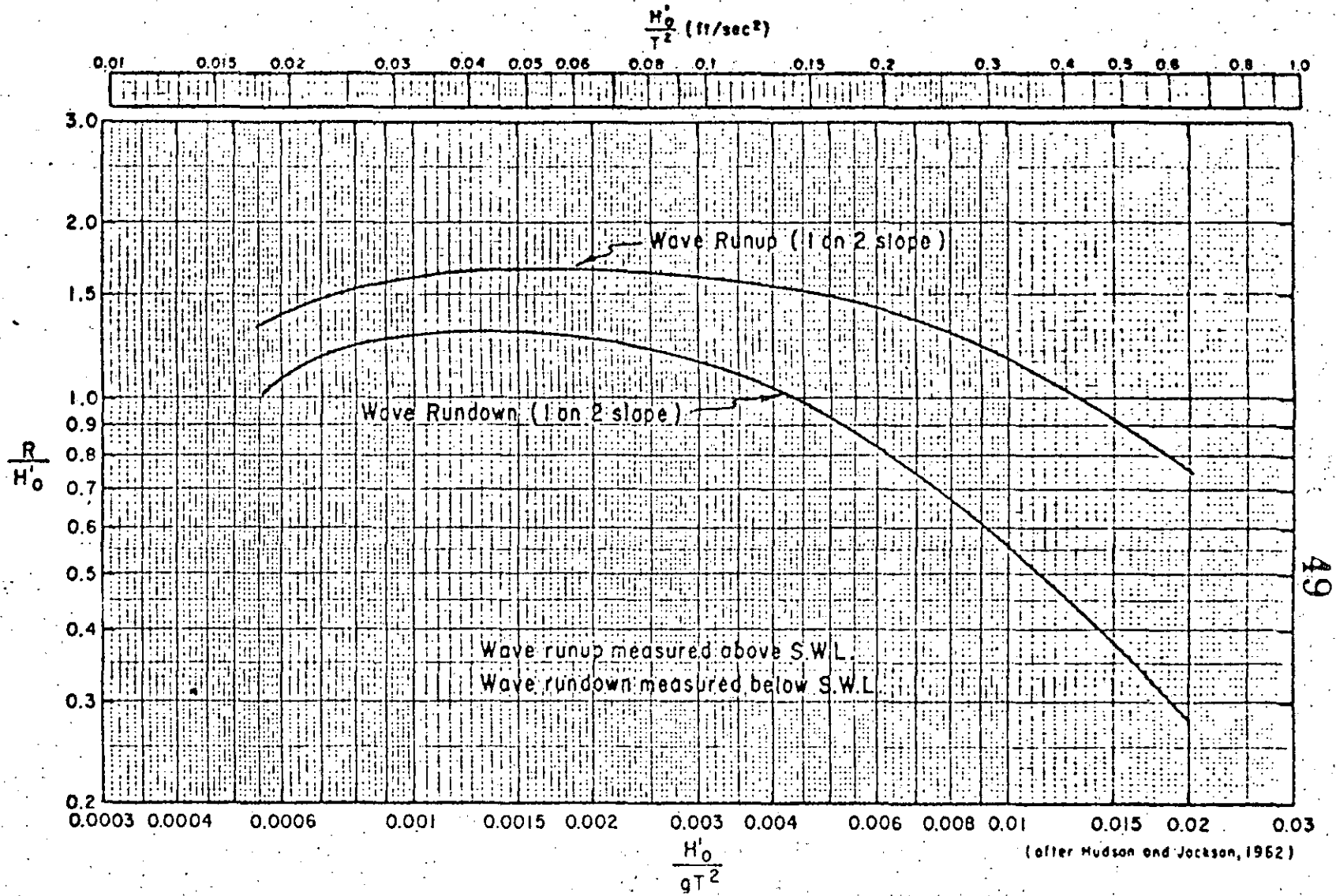


FIG. 26 RUN UP Y ESCURRIMIENTO EN ENROCAMIENTO GRADUADO, PENDIENTE 1:2 VS. H_0 / gT^2

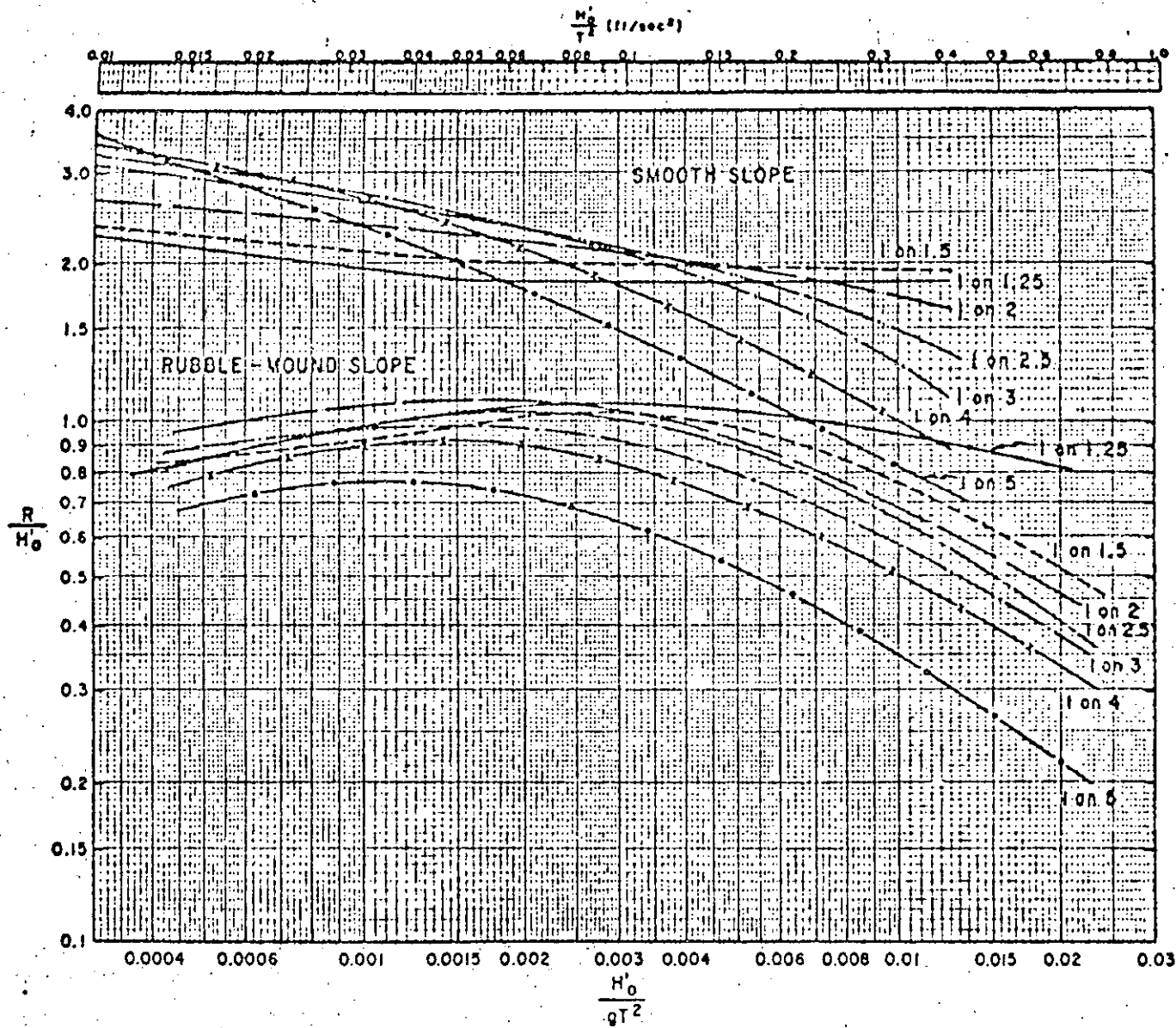
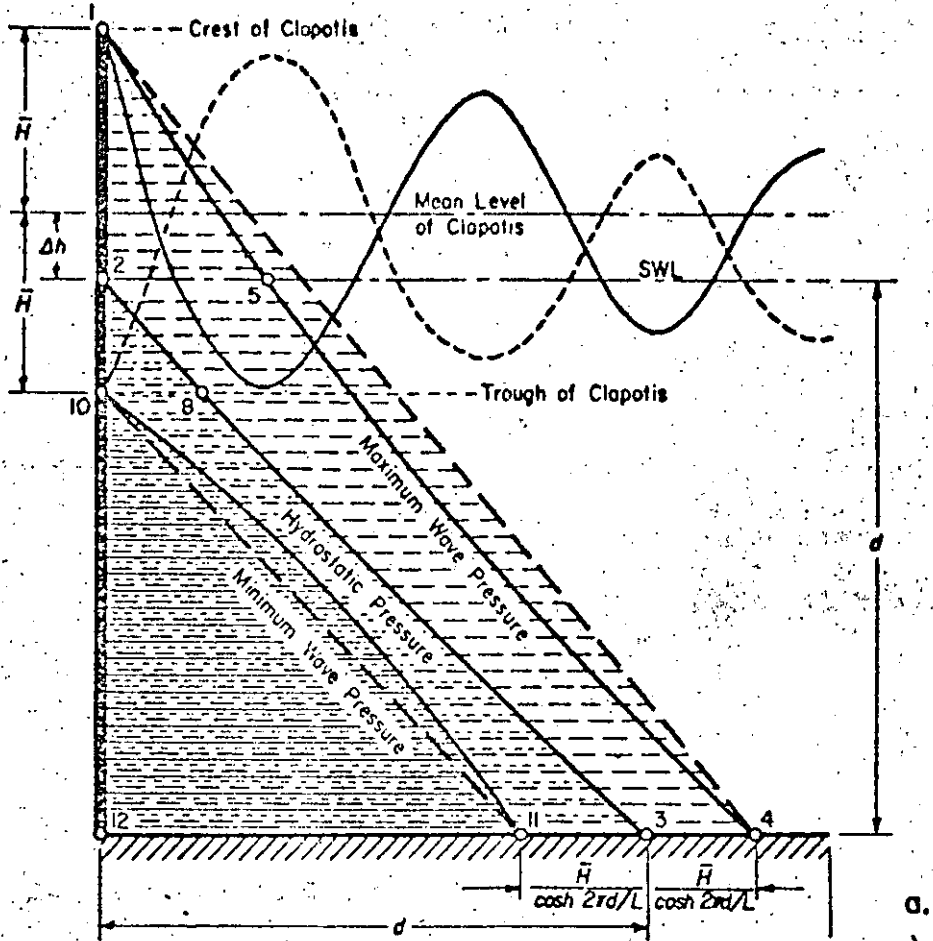
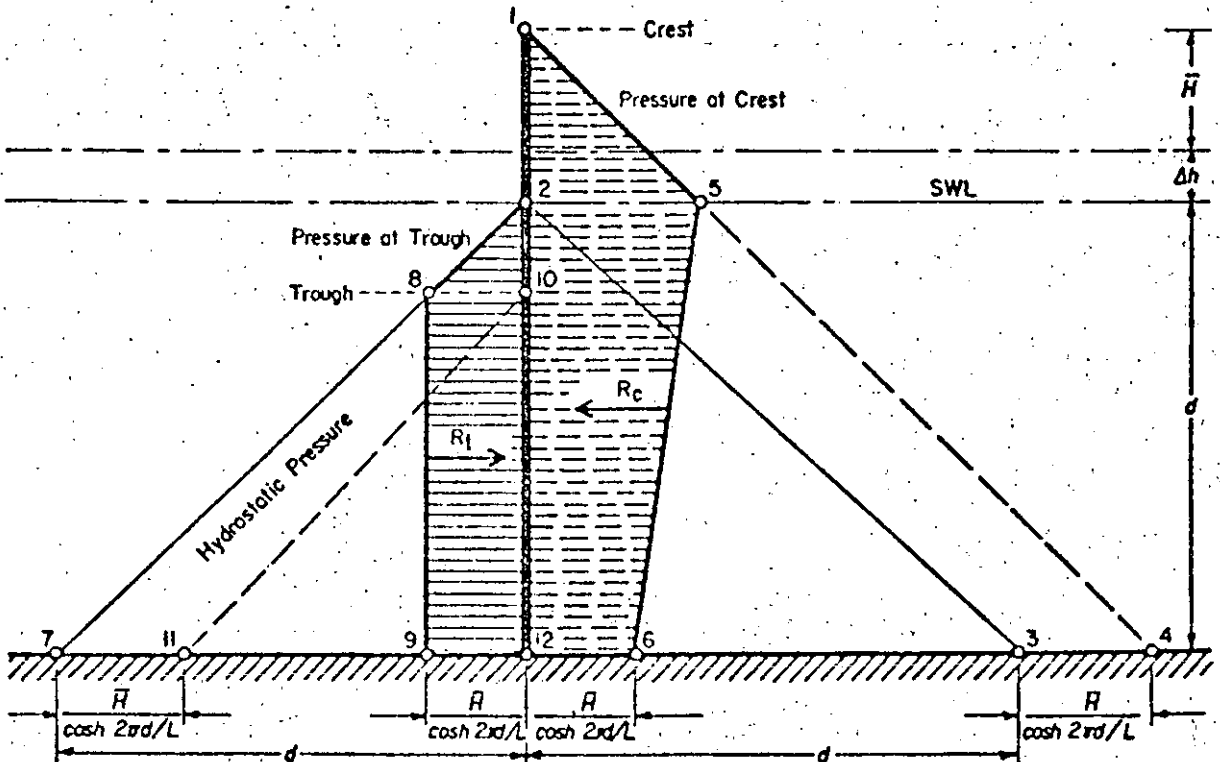


FIG. 27 COMPARACION DE RUN UP EN PENDIENTES LISAS Y RUGOSAS (Datos para $d_s/H_0 > 73.0$)



a.



b.

Fig. 28. Wave force diagrams for fully reflected waves

52
 TABLA 1 VALORES DE K_D RECOMENDADOS PARA DISEÑO

Recommended* Values of K_D for Design of Structure Trunk

Breaking and Nonbreaking Waves, No-Damage and No-Overtopping Criteria

Unit	n	Placing Technique	K_D	
			Breaking Waves	Nonbreaking Waves
Smooth quarrystone	2	Random	2.1	2.4
Rough quarrystone	2	Random	3.5	4.0
Tetrapod	2	Random	7.2	8.3
Quadripod	2	Random	7.2	8.3
Tribar	2	Random	9.0	10.4
Tribar	1	Uniform	12.0	15.0
Dolos	2	Random	22.0**	25.0**

* Breaking-wave data are tentative and subject to change after more comprehensive ES 815 tests are completed.

** Tentative and subject to change after comprehensive ES 815 tests are completed. A few preliminary ES 815 tests, conducted in 1971, indicated that K_D for dolosse on steep slopes may be limited by slope failure rather than damage to the armor-unit cover layer. Therefore, a sea-side slope steeper than $\cot \alpha = 2.0$ is not recommended at this time.

Recommended* Values of K_D for Design of Structure Head

n = 2, Random Placing Technique, No-Damage and No-Overtopping Criteria

Unit**	cot α	K_D	
		Breaking Waves	Nonbreaking Waves
Smooth quarrystone	1.5-3.0	1.7	1.9
Rough quarrystone	1.5	2.9	3.2
Rough quarrystone	2.0	2.5	2.8
Rough quarrystone	3.0	2.0	2.3
Tetrapod and quadripod	1.5	5.9	6.6
Tetrapod and quadripod	2.0	5.5	6.1
Tetrapod and quadripod	3.0	4.0	4.4
Tribar	1.5	8.3	9.0
Tribar	2.0	7.8	8.5
Tribar	3.0	7.0	7.7
Dolos	2.0	15.0	16.5
Dolos	3.0	13.5	15.0

* Tentative and subject to change after comprehensive ES 815 tests are completed.

** No data presently available for other armor units.

TABLA 2 TIPOS DE ELEMENTOS DE CONCRETO PREFABRICADOS

Name of Unit	Development of Unit		U. S. Patent Number	Reference Number
	Country	Year		
Akmon	Netherlands	1962	None	23
Bipod	Netherlands	1962	None	23
Cob	England	1969	None	24
Cube*	--	--	None	8
<u>Cube (modified)</u>	USA	1959	None	12
Dolos	Rep. So. Africa	1963	None	13
Dom	Mexico	1970	(?)	--
Cassho block	Japan	1967	None	25
Grobbelaar block	Rep. So. Africa	1957	None	26
Hexaleg block	Japan	(?)	None	27
<u>Hexapod</u>	USA	1959	None	12
Hollow square	Japan	1960	3,176,468	25,28
Hollow tetrahedron	Japan	1959	None	25,14,29
Interlocking H-block	USA	1958	None	30
N-shaped block	Japan	1960	3,176,468	25,28
<u>Pelican stool</u>	USA	1960	None	15
<u>Quadripod</u>	USA	1959	None**	12
<u>Rectangular block*</u>	--	--	None	16
Stabit	England	1961	None	17
Stabilopod	Rumania	1965	None	31
<u>Sta-Bar</u>	USA	1966	3,636,713	32
<u>Sta-Pod</u>	USA	1966	3,399,535	32
Stolk cube	Netherlands	1965	3,548,600	33
Svee block	Norway	1961	3,210,944	34
<u>Tetrahedron (solid)</u>	USA	1942	None	12
<u>Tetrahedron (perforated)</u>	USA	1959	None	12
<u>Tetrapod</u>	France	1950	2,766,592	9,12
Toskane	Rep. So. Africa	1966	None	26
<u>Tribar</u>	USA	1958	2,909,037†	12,35
Trigon	USA	1962	(?)	--
<u>Tri-long</u>	USA	1968	None	36
Tripod	Netherlands	1962	None	23

* Cubes and rectangular blocks are known to have been used in masonry type breakwaters since early Roman times, and in rubble-mound breakwaters during the last two centuries. The cube was tested at WES as early as 1943.

** Patent for tetrapods applies also to quadripods.

† Royalty free to agencies of U. S. Government.

The underscored units have been tested, some extensively, at WES.

Table 7
Recommended Values of K_D for Design of Structure Trunk When Some Damage
to Structure Can Be Allowed; $n = 2$, Random Placing Technique,
Nonbreaking Waves*

Unit	D, Percent					
	0-5	5-10	10-20	20-30	30-40	40-50
Smooth quarrystone						
H/H_{DW}	1.00	1.08	1.19	1.29	1.41	1.54
K_D	2.4	3.0	4.0	5.1	6.7	8.7
Rough quarrystone						
H/H_{DW}	1.00	1.08	1.23	1.37	1.47	
K_D	4.0	4.9	7.3	10.0	12.4	
Quadripod and tetrapod						
H/H_{DW}	1.00	1.09	1.21	1.32	1.41	1.50
K_D	8.3	10.8	14.5	19.2	23.4	27.8
Tribar						
H/H_{DW}	1.00	1.11	1.30	1.50	1.59	
K_D	10.4	14.2	22.8	35.2	41.8	
Dolos	(No data presently available)					

* See paragraph 14.

DETERMINACION DE LA ALTURA DE OLA DE CALCULO

Por Rafael DEL MORAL CARRO

Director del Laboratorio de Puertos

y Rafael ESCUTIA CELDA

Ingeniero de Caminos del Laboratorio de Puertos

El desarrollo del transporte marítimo de los últimos años, al haber forzado la capacidad de los barcos hacia un gigantismo que ha obligado a los grandes puertos a buscar nuevas áreas adecuadas a este incremento de tráfico, al agotarse las áreas protegidas, bien natural o artificialmente, que el hombre había escogido en anteriores décadas.

Este nuevo planteamiento, en áreas costeras profundas hasta ahora no utilizadas, da como consecuencia una gran inseguridad al ignorar si la extrapolación de las teorías empleadas para la fecha, y sancionadas por la práctica, es correcta o no.

La experiencia de importantes averías producidas en diques de grandes profundidades hace sospechar que la extrapolación del tratamiento determinado y preconizado por Iribarren para la determinación de las características del oleaje, que él mismo admitía ser una simplificación de la complejidad de la realidad que se da en la naturaleza, no es adecuada. Por tanto, la generalización de las fórmulas para el cálculo de los efectos de los elementos de la oleaje principal, deducidas para el oleaje regular, y relacionadas con el punto anterior mediante un simple aumento de la altura de cálculo,

para salvar el paso del oleaje regular al real irregular, es inadecuada dentro del campo de grandes profundidades a que nos referimos. La frontera que separa ambos campos ya es más difícil de delimitar.

El problema se complica, aún más, por la carencia actual de fuentes de información fiables de datos de oleaje sobre el cual se pueda elaborar una estadística representativa de los fenómenos locales, no teniendo otra alternativa el proyectista que aceptar como buenas unas bases de partida muy discutibles. Las campañas de toma de datos es uno de los objetivos prioritarios que persigue el Laboratorio de Puertos y desde estas líneas hacemos una llamada de atención para concienciar a los portuarios sobre las graves inconvenientes que plantea la pobreza de información básica.

El proyecto definitivo de las obras de abrigo de un puerto es función de las necesidades previstas en su desarrollo y de los condicionantes marítimos.

Elegido el año horizonte para el desarrollo del puerto, mediante una previsión de tráfico podremos conocer las consecuentes necesidades tanto de áreas de agua abrigada como de líneas de atraque, equipo de manipulación, superficies de almacenamiento y vías de comu-

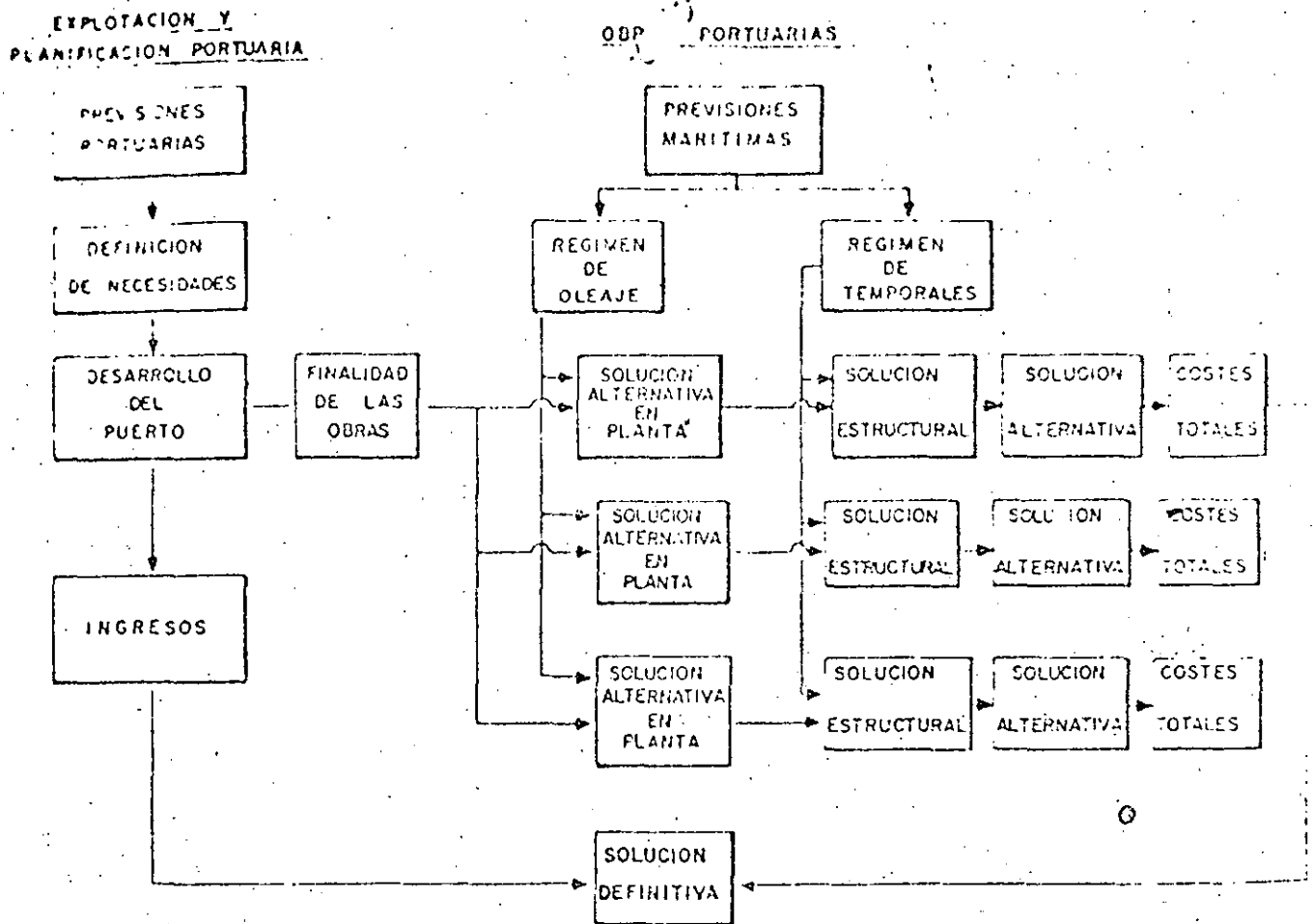
nicación que dentro de una racional explotación portuaria nos den una capacidad de tráfico acorde con la previsión realizada.

Estas necesidades deben quedar reflejadas en unos planos de planta compatibles con los condicionamientos físicos propios del puerto tales como la presencia de cauces que impidan el desarrollo del puerto en determinada dirección; el entorno ciudad-puerto, la batimetría y geotécnica de los posibles emplazamientos de las obras y sobre todo, por las condiciones que impone el mar como agente dominante.

En el análisis de las diversas soluciones alternativas, la acción del mar interviene en dos facetas diferentes. Por un lado será necesario estudiar el régimen de oleaje para definir la situación en planta de los diques de forma que las condiciones de abrigo creadas permitan la operatividad del puerto durante un porcentaje de días suficiente. Fijada la planta de las soluciones alternativas, el siguiente paso es determinar, en función de las condiciones extremas del mar definidas por el régimen de temporales, la solución estructural óptima para cada solución obteniéndose entonces la definición completa de las alternativas y por lo tanto el coste de cada una de ellas que deberá incluir, además de los costes de construcción, las pérdidas previstas por averías en el dique y las debidas al porcentaje de tiempo en el cual las funciones portuarias deberán suspenderse por no cumplirse las condiciones de abrigo requeridas.

La comparación de los costes con los ingresos portuarios, calculados según las hipótesis de partida, será la base para la decisión final.

DETERMINACION DE LA ALTURA DE OLA DE CALCULO



Este trabajo trata únicamente del proceso a seguir para llegar a la solución estructural óptima, determinada ya la solución en planta. Para ello, es necesario:

1. El cálculo o dimensionamiento de las diversas secciones del dique ante diferentes hipótesis de temporales.

2. Elección de unos criterios que lleven a la obtención de la solución estructural óptima.

El cálculo o dimensionamiento de las secciones de un dique será objeto de otra publicación donde se expondrán los diversos aspectos a considerar en el cálculo, así como los métodos normalmente empleados. Sin embargo, y dada su estrecha relación con el punto segundo, se incluye en esta exposición unas notas necesarias para poder comprender y juzgar los procedimientos seguidos para llegar a la solución óptima.

Por tanto, en este artículo,

que es un resumen avance de una de las publicaciones de la serie patrocinada por la Dirección General de Puertos, se pretende reflejar todos estos problemas, recogiendo la inquietud de multitud de consultas presentadas ante este Laboratorio. Los autores hemos intentado tener en cuenta las tendencias existentes, basándonos en la experiencia acumulada; en la dirección de los ensayos realizados en el Laboratorio de Trondheim (Noruega), para el dique en talud del superpuerto de Bilbao; en el asesoramiento de los realizados en el Danish Hdraulic Institute para el dique vertical de la IV Planta Siderúrgica de Sagunto; en la preparación de las últimas conclusiones del «Rapport Final de la 2^e Commission Internationale pour l'Etude des effets des Lames» (1977) del A.I.P.C.N., así como en los primeros trabajos reali-

zados para la 3.^a «Commission Internationale pour l'etude des effets des Lames», constituida expresamente con este fin.

A lo largo de las sucesivas páginas, hemos querido expresar nuestra prudencia ante todo proceso matemático que, al encadenar sucesivas hipótesis cada una de ellas con errores perfectamente naturales del orden del 10 al 20%, sin saber hacia dónde se dirigen estos errores, nos puede llevar a conclusiones finales posiblemente separadas de la realidad hasta incluso un 200%.

Igualmente expresamos nuestra intranquilidad ante la dificultad de generalizar resultados, ya que al considerar todas las variables que realmente influyen en un fenómeno, es necesario multiplicar hasta tal punto los ensayos que hacen inviable el buscar seriamente resultados generales fiables.

COMPORTAMIENTO DE UN DIQUE ANTE EL OLEAJE

57

CUANDO se somete un dique a la acción de un temporal de intensidad superior a su capacidad resistente, se producen averías que pueden llegar a considerarse como destrucción del dique si la intensidad del temporal alcanza una cierta magnitud. El conocimiento de la evolución de las averías, es decir, del comportamiento del dique frente al oleaje, y consecuentemente, de los métodos apropiados de cálculo, tiene una importancia fundamental para llegar a su correcto dimensionamiento.

Los métodos de cálculo pueden clasificarse en dos grupos:

- Métodos semi-empíricos o empíricos generales.
- Métodos empíricos particulares.

En el primer grupo se incluyen aquellos métodos basados en consideraciones teóricas, y ajustados a través de la experimentación, cuya aplicación puede ser considerada general dentro de una serie de limitaciones dependientes de la amplitud de la experimentación realizada. El inconveniente que presentan estos métodos, independientemente de su mejor o peor exactitud, es consecuencia de la necesidad de la generalización, que obliga a realizar los ensayos de tarado de la formulación en unas condiciones poco reales. Así por ejemplo, los ensayos sobre diques en talud han sido efectuados con un talud indefinido y los correspondientes a diques verticales, sobre un paramento que no permite el rebase. La aplicación de los resultados a los casos particulares, donde el talud no es indefinido, y se corona este con un espal-

dón reflejante; o al tratarse de un dique vertical, el disponer un botafuente para disminuir el rebase, puede conducir a resultados erróneos. A estas diferencias en cuanto a la forma de la sección, se puede añadir la forma de realización de los ensayos, en cuanto al oleaje a que está sometido. Gran cantidad de fórmulas de aplicación general han sido obtenidos a través de ensayos con oleaje regular o monocrómico. Este tipo de oleaje es esencialmente diferente al existente en la naturaleza. Desde hace más de una década se han realizado ensayos tendentes a conseguir una fórmula de equivalencia entre oleajes regular e irregular sin resultados definitivos hasta el momento. Por otro lado, el gran número de variables que intervienen en la definición de un temporal en la naturaleza impide la realización de ensayos con oleaje irregular de forma general. Debido a estas deficiencias, sólo es recomendable el empleo de estos métodos a nivel de anteproyecto debiendo recurrir siempre que sea posible a los métodos empíricos particulares para llegar al dimensionamiento definitivo.

Los métodos empíricos particulares consisten en ensayos en modelo reducido de las diversas secciones tipo del dique realizados en las condiciones más próximas posibles a las existentes en la naturaleza. El equipo de que constan los canales de ensayo es capaz de reproducir temporales con las características que se deseen. Con ello se consigue comprobar, previamente a la construcción del dique, el efecto de los posibles temporales y dimensionarlo de forma mucho más

aproximada que con los métodos anteriores.

El desarrollo de las averías en los diques difiere según su topología. Pueden considerarse dos grandes grupos a efectos de comportamiento: los diques verticales y los diques en talud.

Los primeros están constituidos básicamente por un muro cuyo paramento del lado del mar es vertical construido normalmente mediante bloques o cajones prefabricados. El peso del muro a través del rozamiento con la bancheta de cimentación produce un esfuerzo horizontal resistente que deberá ser capaz de soportar los esfuerzos producidos por el temporal de cálculo. Estos esfuerzos en síntesis son de dos tipos: un esfuerzo horizontal sobre la cara exterior del dique y un esfuerzo vertical ascendente debido a la subpresión generada por el paso de la ola. Cuando las sollicitaciones debidas al oleaje superan un cierto umbral, el dique deja de ser estable produciéndose un desplazamiento de la cuya magnitud depende de la intensidad de aquellas sollicitaciones y de su duración. Aunque podría admitirse, en función de las características del dique, un desplazamiento acumulado máximo de las secciones a partir del cual se considere como avería total, la dificultad en la evaluación del desplazamiento debido a la acción de una sola ola y de los desplazamientos acumulados, producidos por olas contenidas en un mismo temporal o en sucesivos temporales, obliga en la práctica normal, a suponer que la excedencia de las condiciones de cálculo implica la destrucción del dique.

Los diques en talud presentan un comportamiento diferente en razón de su diferente constitución. La destrucción de un dique en talud no es súbita, sino que viene precedida por una serie de averías en el manto de protección en forma de elementos

(cantos de escollera, bloques, tetrapodos, etc.) desplazados por el oleaje fuera de la sección o al menos fuera de la zona donde ejercen su función resistente. El desarrollo de las averías depende de la intensidad del temporal y de su duración. Sin embargo, cuando el temporal excede el de iniciación de averías pero su intensidad no es muy elevada, el desarrollo de las averías se detiene alcanzando un estado de equilibrio que puede ser de dos tipos: absoluto y ficticio. En el primer caso, la duración no tiene influencia puesto que la sección es totalmente estable. En el segundo

cionan, en su acepción general, una relación entre la intensidad del temporal, su duración, y los daños acumulados producidos. En las curvas que se muestran a continuación (figura 1) la intensidad del temporal estará representada por la altura de ola significante, H_s .

La curva 1 representa la curva de daños correspondiente a un oleaje de altura de ola significante H_{s1} . Los daños crecen a medida que se incrementa la duración, llegando un momento en que dejarían de producirse daños. Los daños máximos producidos son $d_1\%$.

La curva 3 muestra una fase de estabilidad, pero, a partir de un cierto momento, continúa el incremento de daños alcanzándose la rotura rápidamente.

Para la curva 3', la fase de estabilidad es duradera prolongándose indefinidamente.

La curva 3'' es similar a la curva 3. En este caso la estabilidad se prolonga durante más tiempo, pero la destrucción ha tenido lugar igualmente.

La curva 4, para la altura de ola H_{s4} , muestra un crecimiento casi constante de los daños hasta alcanzar la destrucción total en un plazo de tiempo relativamente breve.

Finalmente, la curva 5 representa la evolución de averías para un temporal H_{s5} , que produce la rotura inmediata de la sección.

La determinación de las curvas de averías es importante en cuanto proporciona una información fundamental sobre el comportamiento de la sección y permite realizar una previsión de la posible evolución de los daños en el dique a lo largo de su vida previsible, de acuerdo con la probabilidad de ocurrencia de temporales de diversas duraciones y de la repetición de temporales. Con ello, se podría dimensionar un dique bajo criterios de rotura. Sin embargo, en la práctica, esto no es factible en la mayoría de los casos; las curvas de averías se podrían obtener mediante laboriosos ensayos en modelo reducido, pero la translación de resultados a la realidad está imposibilitada por la carencia de datos estadísticos fiables que relacionen temporales de una cierta intensidad con sus duraciones.

En consecuencia, y como conclusión a estos últimos párrafos, se puede decir que el dimensionamiento de un dique vertical es posible, hacerlo para condiciones de rotura, mientras que el de un dique en talud sólo para condiciones de iniciación de averías.

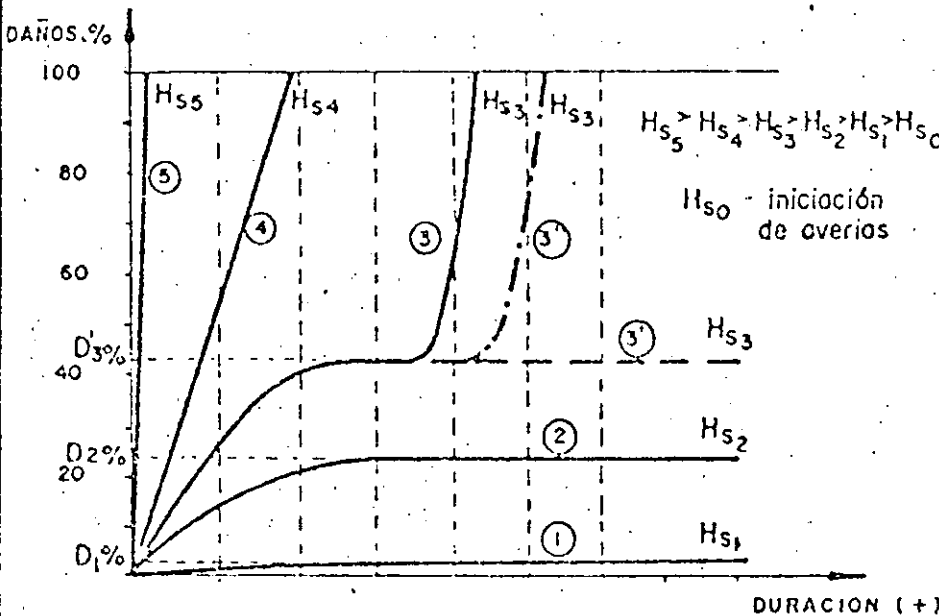


FIG. 1.- CURVAS DE AVERIAS DE UN DIQUE EN TALUD.

caso, la estabilidad puede prolongarse durante un cierto tiempo a partir del cual el desarrollo de las averías continúa. Cuando la intensidad del temporal es suficientemente elevada, el crecimiento de los daños es continuo y función de la duración sin llegar a alcanzar en ningún momento una situación de estabilidad frente al oleaje.

De acuerdo con lo expuesto, el comportamiento del dique podría estar representado por sus curvas de averías que propor-

La curva 2 corresponde a un oleaje de altura H_{s2} . Como puede observarse, el crecimiento de los daños es superior, pero se alcanza igualmente la estabilidad para un nivel de daños $d_2\%$.

Las curvas para la altura H_{s3} corresponden a la fase de estabilidad ficticia. En este momento, el comportamiento de la sección no puede predecirse y por ello se han dibujado tres curvas que muestran diferentes posibilidades.

DIMENSIONAMIENTO DE UN DIQUE

PREVIAMENTE al estudio de diversas alternativas estructurales de las secciones de un dique hay que realizar una predicción de oleaje donde, como resultado final, se obtendrá la distribución extremal de temporales o régimen de temporales. Este régimen de temporales proporciona la probabilidad de ocurrencia de cada temporal de

una intensidad dada y simultáneamente —ya que está relacionado con esa probabilidad— el periodo medio de retorno definido como el intervalo de tiempo medio entre la presentación de dos temporales cuyas intensidades excedan una dada.

La forma típica de presentación de un régimen de temporales se muestra en la figura 2.

donde en ordenadas figura la intensidad de temporal (definida por su H_m máxima) y en abscisas la probabilidad de un temporal no sea excedido, $F(H_m)$. El periodo medio de retorno, T , correspondiente a un temporal de intensidad H_m se puede calcular mediante la relación:

$$T = \frac{1}{1 - F(H_m)}$$

En definitiva, el régimen de temporales no indica cual deberá ser la altura de ola de cálculo

PAPEL PROBABILISTICO Asintoto - I

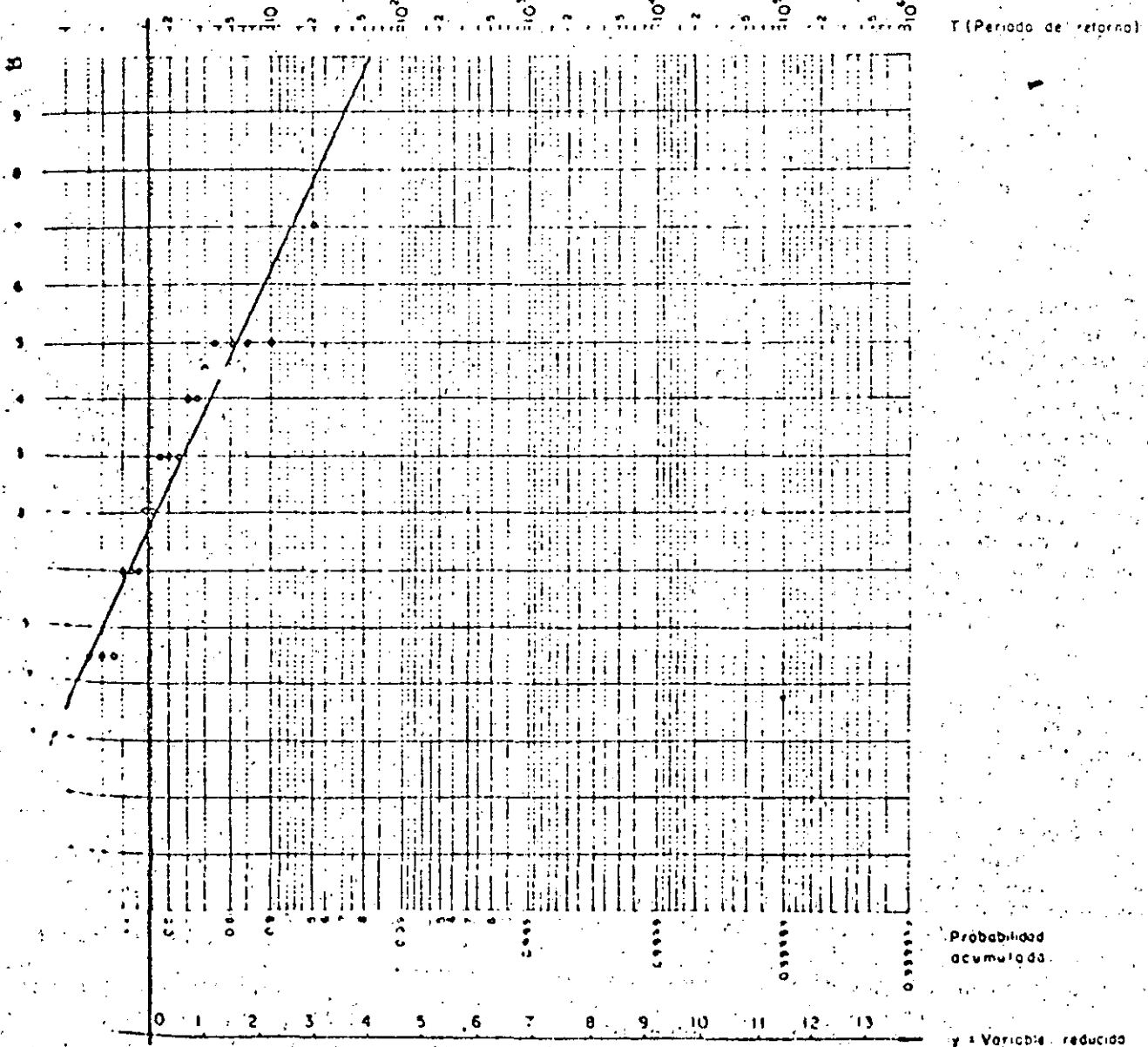


FIG 2 - REGIMEN DE TEMPORALES

para el dique, sino simplemente la probabilidad de excedencia en un año de las condiciones de cálculo o dimensionamiento que hayan sido tomadas:

Iribarren, dando un avance gigantesco en su época, propuso un método determinista para el cálculo de la altura de ola simple obteniéndola mediante la fórmula $H = 1,2 \sqrt{F}$, modificable por los planos de refracción y sujeta a unos ciertos coeficientes de seguridad. Sin embargo, esta postura determinista no es compatible con la realidad, puesto que es evidente, de acuerdo con la naturaleza, que, en general, la ocurrencia de temporales de diversas intensidades es siempre posible. Lógicamente cuanto mayor sea la intensidad del temporal, menor será la probabilidad de que éste ocurra, y viceversa.

Entonces, es incuestionable, que salvo en condiciones muy particulares (como puede ser la limitación de altura de ola por rotura de ésta) es absolutamente imposible calcular una obra marítima de forma que soporte todos los temporales que se puedan presentar durante la vida previsible de la obra. Cualquiera que sea la altura de ola o cálculo en los niveles de dimensionamiento en que nos movemos siempre existe una probabilidad, o un riesgo de que ésta sea superada. Si la altura de ola de cálculo es relativamente pequeña, la probabilidad de que se presente un temporal de altura superior será grande y existirá un riesgo alto de que la obra sea destruida durante su vida. Si aumentamos la altura de ola de cálculo, las probabilidades de destrucción disminuirán, pero el coste de construcción será más elevado que en el caso anterior. Se plantea entonces un problema de decisión: ¿qué altura de ola se debe adoptar como más conveniente para el cálculo?, o lo que es lo mismo, ¿qué período de retorno

se debe tomar para fijar la altura de ola de cálculo?

La presente publicación no pretende solucionar el problema de la decisión, sino proporcionar unos elementos de juicio que faciliten la tarea.

Dos han sido los artículos seleccionados relativos al tema:

- CRITERIO DE RIESGO, de León E. Borgman.
- DISEÑO OPTIMO DE UN DIQUE, de J. van de Kreeke y A. Paape.

Borgman, en su artículo, presenta tres modelos para la evaluación del riesgo. La diferencia entre ellos está, exclusivamente, en las hipótesis de partida en cuanto a ocurrencia de sucesos. No obstante, los tres modelos proporcionan la misma información. De ellos, el más interesante a efectos prácticos es el modelo I, ya que los requerimientos básicos admiten, en parte, una respuesta. Este modelo consta de dos apartados claramente diferenciados. En primer lugar, y apoyándose en el régimen de temporales, proporciona la probabilidad o «riesgo» de que un temporal de una cierta intensidad, H , sea superado durante la vida previsible de la obra, L . La ecuación que proporciona el «riesgo» es:

$$E_1 = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^L$$

donde T es el período medio de retorno del temporal, cuya intensidad es H . Ello permite conocer el riesgo de destrucción o de iniciación de averías de un dique conocidos el régimen de temporales, su vida previsible, y la intensidad del temporal de destrucción del dique o de iniciación de averías según el caso.

Con estos datos, es el criterio del ingeniero que proyecta la obra el que debe decidir qué nivel de riesgo considera admisible teniendo en cuenta:

- Las características tanto físicas como económicas de la estructura.
- La finalidad de la obra
- La importancia de los bienes defendidos o protegidos

La parte segunda del modelo proporciona la probabilidad de que dado un valor de daños, éste no sea superado durante la vida de la obra, y, de forma particular, la probabilidad de que los daños sean nulos. Sin embargo, todo el proceso está apoyado en una distribución típica empírica de daños que no ha sido contrastada con una distribución de daños real. Bajo este aspecto, y hasta un mejor conocimiento de la bondad del ajuste o de una nueva función de distribución, la aplicación de esta segunda parte del método no es viable.

Otro criterio de dimensionamiento es el propuesto por Van de Kreeke y Paape. Según ellos, la altura de ola de cálculo óptima es la que corresponde a una estructura para la cual la inversión efectuada sea mínima. Esta inversión es la suma de los costes de construcción y el valor de las pérdidas económicas debidas a avería o rotura de la estructura teniendo en cuenta no sólo el valor de la propia obra sino también los bienes defendidos por ella. De forma gráfica, las curvas de costes y pérdidas económicas adoptan la forma que se muestra en la figura 3.

La aplicación del estudio económico difiere en la obtención de la curva de pérdidas económicas según se trate de un dique vertical o de un dique en talud. Las diferencias son consecuencia de su diferente comportamiento frente al oleaje.

En el caso de un dique vertical, si éste ha sido dimensionado para una altura de ola significativa $H_{0.0}$, cuando ésta es excedida se produce, o se considera que se produce, la destrucción total de la obra. Las pérdidas económicas deberán incluir el coste de reconstrucción del di-

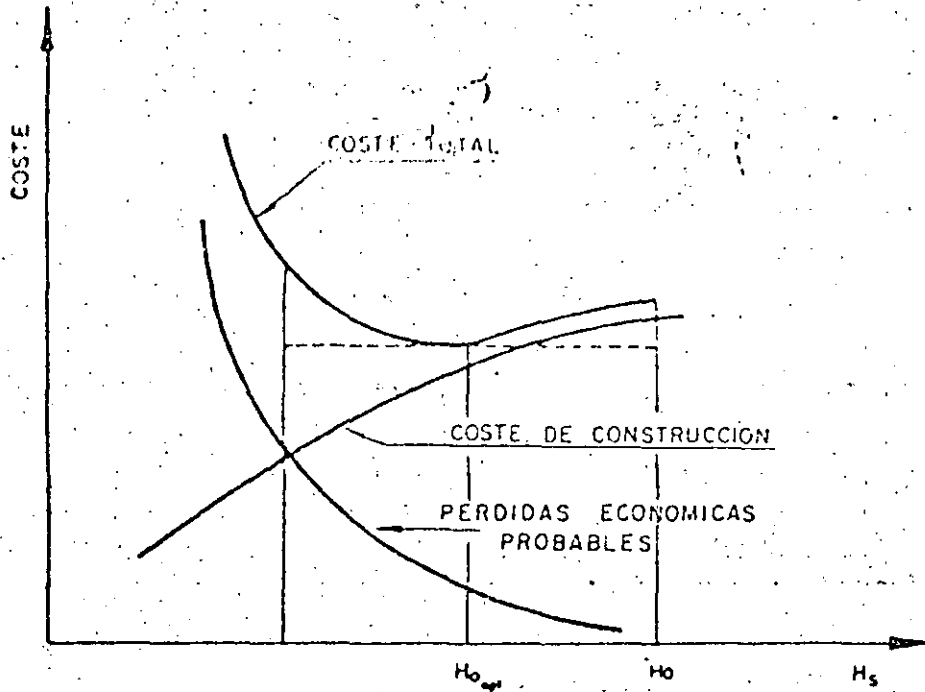


FIG 3.- RELACION COSTES-ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE

que, βP , donde β es un factor de mayoración de costes y las pérdidas en bienes defendidos, B. Este valor puede ser capitalizado aplicándole entonces un factor que depende del interés continuo anual, i , que adopta la forma:

$$\frac{100}{i} (1 - e^{-\frac{iL}{100}})$$

siendo L la vida probable de la obra. La probabilidad de que se produzca la destrucción del dique puede ser obtenida del régimen de temporales calculando la probabilidad de excedencia anual de $H_{0,0}$. En resumen, la curva de costes totales cuyo mínimo hay que determinar adquiere la siguiente expresión:

$$C(H_0) = P(H_0) + \frac{100}{i} (1 - e^{-\frac{iL}{100}})$$

$$\cdot \Pr(H_0 \geq H_{0,0}) [\beta P(H_0) + B]$$

Cuando se trata de un dique en salud el proceso es similar a partir del momento de la rotura:

pero esta situación viene precedida por una fase de averías parciales que hay que considerar. Cuando se producen solo averías parciales, las pérdidas económicas solo incluyen los costes de reparación del manto principal del dique, ya que los daños no afectan al resto de la estructura y tampoco a los bienes protegidos. Para el cálculo de estas pérdidas es necesario disponer de las curvas de averías que permiten conocer, dada la presentación de un temporal de una cierta H_0 , el porcentaje de daños, d , que registrará la sección. La expresión final del coste total será:

$$C(H_0) = P(H_0) + \frac{100}{i} (1 - e^{-\frac{iL}{100}})$$

$$\cdot \sum \Delta \Pr(H_0) \Delta W$$

donde:

$$\Delta \Pr(H_0) = \Pr(H_{0,1} \leq H_0 < H_{0,2})$$

$$\Delta W = \frac{d}{100} \beta P_M$$

para la fase de averías parciales, siendo $[H_{0,1}, H_{0,2}]$ intervalos de alturas de ola definidos en la zona de averías parciales, d , el porcentaje de averías medio correspondiente al intervalo, y P_M el coste de construcción del manto principal.

Para la fase de rotura del dique:

$$\Delta \Pr(H_0) = \Pr(H_0 > H_{0,0})$$

$$\Delta W = \beta P + B$$

siendo $H_{0,0}$ la altura de ola significativa del temporal que produce la rotura de dique.

En el caso de que se considere que el interés del capital sea igual a la tasa de incremento de costes, las expresiones anteriores adoptan la forma:

$$C(H_0) = P(H_0) + L \cdot \Pr(H_0 > H_{0,0}) [\beta P(H_0) + B]$$

$$C(H_0) = P(H_0) + L \sum \Delta \Pr(H_0) \cdot \Delta W$$

DETERMINACION DE LA ALTURA DE OLA DE CALCULO

ANALISIS DE LAS VARIABLES

ESTUDIO ECONOMICO

Los datos de entrada necesarios para realizar el estudio económico de una obra son:

Régimen de temporales. Proporciona la relación entre altura de ola significativa representativa de un temporal y su probabilidad de presentación, obtenida mediante el ajuste estadístico a una serie de puntos.

Las estimas obtenidas a partir de la muestra ajustada a los puntos mediante diversos métodos pueden dar resultados ampliamente variables lo cual implica una variación igualmente amplia en la obtención de la solución óptima. Es, por lo tanto, muy importante conocer de antemano cual es el tipo de distribución que debe emplearse.

Altura de ola de dimensionamiento para fórmulas de estabilidad. Existe una gran disparidad de criterios en cuanto a qué altura de ola característica debe tomarse para el cálculo. Las más usadas son las siguientes:

$H_{1.3}$	=	H_s
$H_{1.10}$	=	$1,271 H_s$
$H_{1.20}$	=	$1,403 H_s$
$H_{1.100}$	=	$1,666 H_s$
$H_{0.01}$	=	$1,513 H_s$
$H_{max.N}$	=	$1,60 H_s$
$H_{max.N}$	=	$1,90 H_s$
$H_{max.N}$	=	$2,00 H_s$

Comándose frecuentemente los valores de $H_{max.N}$ para el cálculo de diques verticales y valores menores para el caso de diques en talud.

Para cualquiera de ellas, conociendo su relación con H_s , se puede modificar el régimen de temporales para adecuarlo a esta altura de ola característica.

El problema de elección de la más apropiada para el cálculo es complicado, y mas aún, teniendo en cuenta que los esfuerzos producidos sobre diques verticales son función del cuadrado de la altura de ola en el término mas significativo y para los diques en talud, del cubo de la misma. Este problema desaparece automáticamente mediante ensayos en canal de oleaje irregular ya que en él se reproducen unas condiciones de oleaje muy similares a las reales siendo suficiente el valor de H_s para definir el oleaje.

Coste de construcción. Para realizar el estudio económico es conveniente definir a lo largo del dique tramos de características similares a los que se pueda asignar la misma sección. Para cada tramo se realizará su estudio económico. Es recomendable obtener los costes de construcción directamente de la sección dimensionada en lugar de emplear una fórmula función de la altura de ola de cálculo que, aunque pueda ser un procedimiento muy rápido, puede conducir a errores que afectarían el resultado del estudio económico.

Evaluación de la curva de averías (diques en talud). Como se indicó anteriormente, la curva de averías interviene en el estudio económico y por lo tanto debe ser determinada con la mayor exactitud. Uno de los errores más frecuentes que se cometen es no considerar, cuando se manejan curvas de averías teóricas, el criterio seguido en la determinación de los porcentajes de daños. Así, por ejemplo, en la curva de averías proporcionada por Iribarren, los porcentajes están referidos al «manto activo» cuya longitud es seis veces la arista

del cubo de volumen equivalente al del elemento tipo del manto principal y su espesor es de una sola capa. Otro de los factores que pueden inducir a errores es la dispersión normal que ofrecen las curvas de averías. Es conveniente repetir los ensayos varias veces en las mismas condiciones para adoptar para el estudio económico el valor medio de las curvas.

Evaluación de las pérdidas en bienes defendidos. El paso en el resultado final de las pérdidas debidas a daños en los bienes defendidos es tan grande que exige un delicado estudio. En la evaluación se deben considerar:

a) Pérdidas directas en bienes defendidos en el puerto (muelles, equipo terrestre, buques resguardados, etc.)

b) Pérdidas indirectas como consecuencia menos inmediata de la rotura del dique. En este punto se incluyen no solo la pérdida de ingresos por las diferentes tarifas portuarias durante la reconstrucción del dique sino también y una vez finalizadas las obras la debida a la desviación de tráfico a otros puertos que guarda una cierta inercia y los perjuicios causados a industrias afines del puerto y que de alguna manera dependan de él para su normal funcionamiento.

Vida previsible de la obra. Así como el coste de construcción (P) y las pérdidas en bienes defendidos (B) son datos, exclusivamente, del estudio económico, el régimen de temporales (para la altura de ola característica adecuada) y la vida previsible de la obra son también datos para la determinación del riesgo.

Realizado ya el estudio económico y determinadas las condiciones de cálculo óptimas, tal como veremos en las conclusiones, es conveniente calcular el

riesgo de destrucción o de iniciación de averías que implica aquella elección. Si éste es aceptable, se toman como definitivas. Si no es así, se determinan fijando el nivel de riesgo admisible. Si, para el estudio económico, la determinación de P y/o B no ha sido correcta, el error no tendrá influencia en el cálculo del riesgo correspondiente y por tanto, en cierta medida, podrá ser detectado. No ocurre lo mismo con el régimen de temporales y la vida previsible de la obra, ya que al ser comunes a ambos análisis, no tienen posibilidad de contraste.

Por ello, y por la influencia que tiene en el resultado final, la evaluación de la vida previsible de la obra requiere un cuidadoso análisis a través del estudio del papel futuro que desarrollará la obra proyectada en la vida del puerto.

APLICACION DEL CRITERIO DE RIESGO

Los datos necesarios para la obtención de la altura de ola de cálculo son:

- Régimen de temporales.
- Vida previsible de la obra.
- Nivel de riesgo admisible.

Para los dos primeros son válidos los comentarios realizados en la parte correspondiente del estudio económico.

Nivel de riesgo admisible

En su elección, como ya se indicó anteriormente, hay que tener en cuenta:

- Las características de la estructura (rígida, semirrígida o deformable).
- La finalidad de la obra.

— La importancia de los bienes defendidos.

Una estructura deformable admite la posibilidad de averías parciales cuando la altura de ola de cálculo es superada hasta un cierto límite. No ocurre así cuando se trata de obras rígidas, es decir, obras para las cuales la excedencia de la altura de ola de cálculo implica su destrucción total. (El hecho de un desplazamiento admisible tal como se apunta en la exposición del estudio económico de Kreeke y Paape no se considera como avería, puesto que no es susceptible de reparación.) Según esto, es evidente, que en igualdad de condiciones, el nivel de riesgo que se podría admitir para una u otra es diferente; se puede admitir un riesgo más alto para diques de escollera que para diques verticales.

El nivel de riesgo admisible debe ser también reflejo de la importancia de la obra en cuanto al fin para la cual ha sido proyectado. Cabe hacerse la pregunta ¿qué sucedería si dejase de cumplir su función durante un tiempo? La respuesta a esta pregunta no da una idea de los perjuicios que puede causar. No debe tratarse del mismo modo una obra de protección de un puerto del cual depende el funcionamiento de un área industrial que una obra cuya finalidad sea la estabilidad de una playa, por ejemplo.

De igual forma debe ser considerada la importancia de los bienes defendidos, e incluso, en muchos casos admiten una valoración conjunta con el párrafo anterior. El resultado de esta valoración es el que condiciona en mayor medida el nivel de riesgo considerado como admisible.

Recordaremos que para el caso de diques verticales, el riesgo admitido es de rotura, y para el caso de diques en talud, es de iniciación de averías.

COMPARACION DE AMBOS METODOS DE DIMENSIONAMIENTO

Para la comparación de ambos métodos se han realizado unos ejemplos de dimensionamiento de diques verticales y diques en talud. Para clarificar la influencia de las diversas variables que intervienen en el estudio, se realizó éste bajo diferentes hipótesis de vida previsible y bienes defendidos. En el ejemplo de diques verticales se varió ligeramente el régimen de temporales para mostrar la sensibilidad de la solución ante esta variación, y en el ejemplo de diques en talud, la forma de evaluar el coste de construcción del dique.

Hay que señalar que en los ejemplos realizados en la publicación se ha considerado como única variable definitiva de la intensidad de los temporales la altura de ola significativa, sin tener en cuenta otras variables ya especificadas anteriormente. En este artículo sólo se recogen las curvas y los cuadros correspondientes a los resultados finales.

El esquema que se ha seguido en ambos ejemplos es el mismo. Primeramente se realiza el estudio económico obteniéndose las curvas de costes de construcción, de pérdidas económicas probables y de costes totales como suma de las anteriores. Determinados los costes mínimos, y por lo tanto la altura de ola significativa óptima para el cálculo, se calcula el riesgo que implica tal elección. A continuación se realiza el análisis de riesgo donde se determina la altura de ola significativa para el cálculo a través de la adopción de unos niveles de riesgo admisibles. Finalmente, se comparan los resultados obtenidos en uno y otro caso.

Diques verticales

El ejemplo se realizó con dos valores de la vida previsible de la obra: $L=50$ años y $L=20$

DETERMINACION DE LA ALTURA DE OLA DE CALCULO

años, y con dos valores de bienes defendidos: $B = 0$ y $B = 2 \cdot 10^8$ pts. En el análisis de riesgo, queda también recogida la diferente importancia de la obra, re-

flejada en B , al adoptarse dos niveles de riesgo distintos: 10% que correspondería a $B = 0$ y 2.5% que correspondería a $B = 2 \times 10^8$ pts. Para determinar la

sensibilidad de la solución ante el régimen de temporales se realizaron los cálculos para dos regímenes de temporales próximos entre sí.

ESTUDIO ECONOMICO

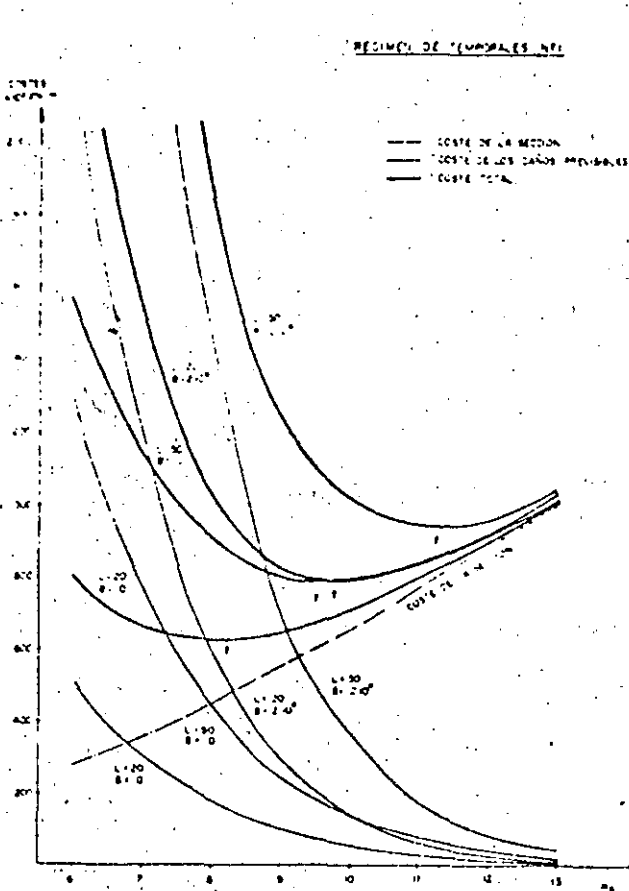


FIG. 4 - CURVAS DE COSTES DE CONSTRUCCION, DAÑOS PREVISIBLES Y COSTES TOTALES

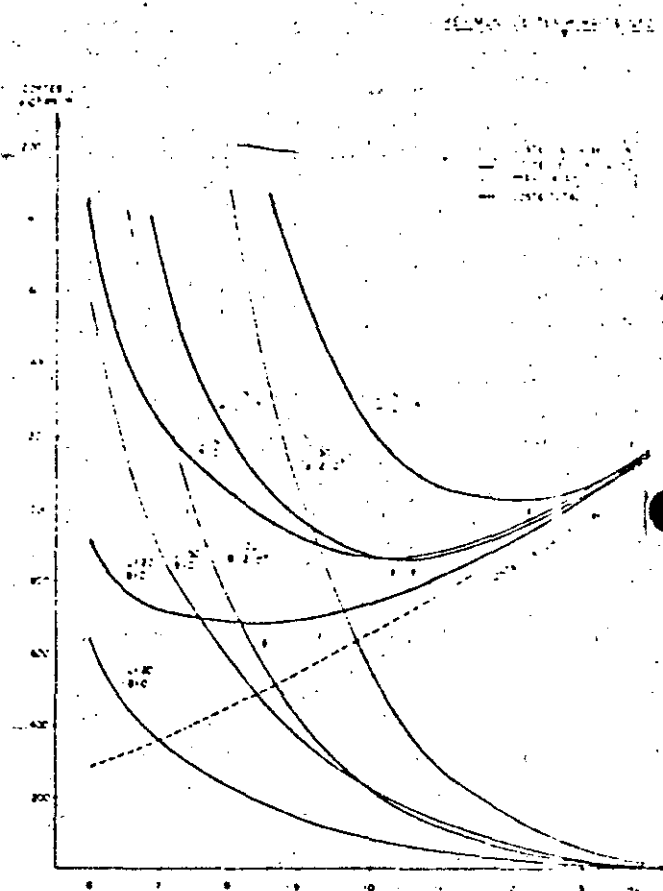


FIG. 5 - CURVAS DE COSTES DE CONSTRUCCION, DAÑOS PREVISIBLES Y COSTES TOTALES

RIESGOS DE ROTURA QUE IMPLICA LA ELECCION DE LA ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE OBTENIDA DEL ESTUDIO ECONOMICO

Régimen de temporales n.º 1.

L años	B ptas ml	H _o metros	T años	RIESGO %
50	2 · 10 ⁸	11.25	1.250	3.92
50	0	9.50	294	35.66
20	2 · 10 ⁸	9.75	400	4.88
20	0	8.20	111	16.53

Régimen de temporales n.º 2

L años	B ptas ml	H _o metros	T años	RIESGO %
50	2 · 10 ⁸	12.25	1.538	3.20
50	0	10.30	370	12.66
20	2 · 10 ⁸	10.60	424	4.31
20	0	8.50	105	17.42

ANALISIS DE RIESGO

				REGIMEN DE TEMPORALES	
				n.º 1	n.º 2
L	B	RIESGO DE ROTURA %	T	H ₁₀₀	H ₁₀₀
años	ptas ml		años	metros	metros
50	2 · 10 ⁶	2,5	1975	11,90	12,60
50	0	10,0	475	10,10	10,60
20	2 · 10 ⁶	2,5	790	10,80	11,50
20	0	10,0	190	8,80	9,30

COMPARACION DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS DEL ESTUDIO ECONOMICO Y DEL ANALISIS DE RIESGO

Régimen de temporales n.º 1

L	B	ESTUDIO ECONOMICO		ANALISIS DE RIESGO	
		H ₁₀₀ (m)	Riesgo(%)	H ₁₀₀ (m)	Riesgo(%)
años	ptas ml				
50	2 · 10 ⁶	11,25	3,92	11,90	2,5
50	0	9,50	15,66	10,10	10,0
20	2 · 10 ⁶	9,75	4,89	10,80	2,5
20	0	8,20	16,56	8,80	10,0

Régimen de temporales n.º 2

L	B	ESTUDIO ECONOMICO		ANALISIS DE RIESGO	
		H ₁₀₀ (m)	Riesgo(%)	H ₁₀₀ (m)	Riesgo(%)
años	ptas ml				
50	2 · 10 ⁶	12,25	3,20	12,60	2,5
50	0	10,30	12,66	10,60	10,0
20	2 · 10 ⁶	10,60	4,31	11,50	2,5
20	0	8,50	17,42	9,30	10,0

DETERMINACION DE LA ALTURA DE OLA DE CALCULO

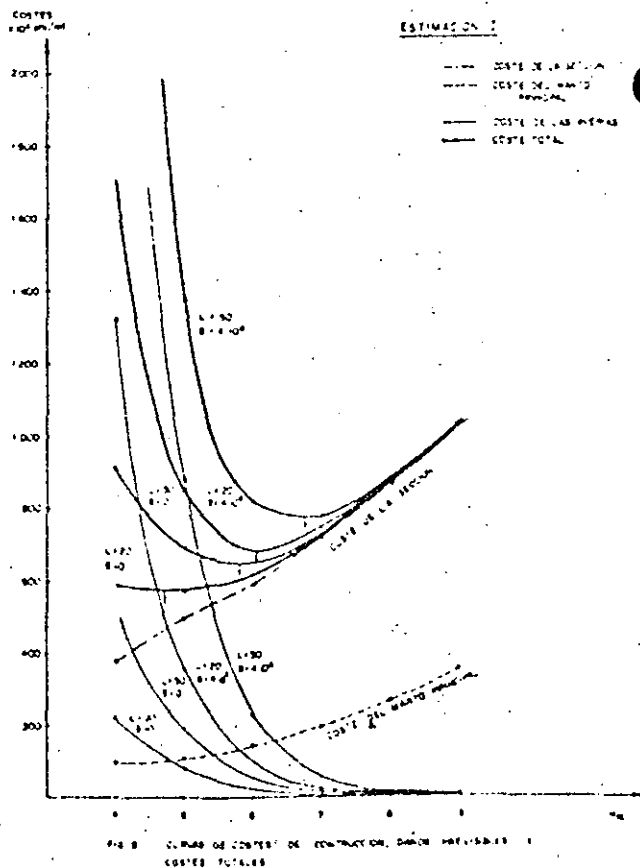
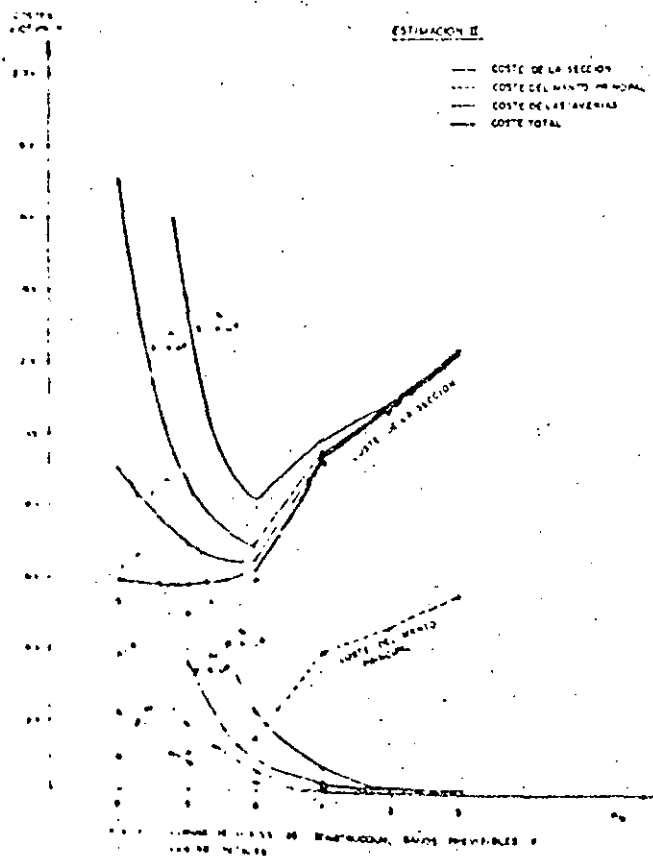
Dique de escollera

Las variables de las hipótesis de partida son $L = 50$ años y $L = 20$ años y $B = 0$ y $B = 4 \cdot 10^6$ m³. En relación con estos valo-

res de los bienes defendidos se adoptó para el análisis de riesgo unos niveles de 15% y 30%, respectivamente. El ejemplo se realizó para dos formas de evaluación de costes de construc-

ción: «estimación I» basada en una fórmula de cálculos de costes y «estimación II» donde se calculaban los costes directamente de la sección dimensionada.

ESTUDIO ECONÓMICO



DETERMINACION DE LA ALTURA DE OLA DE CALCULO

MODO DE INICIACION DE AVERIAS QUE IMPLICA LA ELECCION DE LA ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE OBTENIDA DEL ESTUDIO ECONOMICO

L Años	B pts ml	ESTIMACION I			ESTIMACION II		
		H _{st} (m)	T (años)	Riesgo(%)	H _{st} (m)	T (años)	Riesgo(%)
50	4 · 10 ⁶	6,76	114	35,66	6,00	58	58,15
50	0	5,80	48	64,73	5,80	48	64,73
20	4 · 10 ⁶	6,05	61	28,34	6,00	58	29,42
20	0	4,70	18	67,27	4,70	18	67,27

ANALISIS DE RIESGO

L años	B pts ml.	RIESGO %	T años	H _{st} m
50	4 · 10 ⁶	15	308	7,87
50	0	30	141	7,00
20	4 · 10 ⁶	15	123	6,85
20	0	30	57	5,97

COMPARACION DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS DEL ESTUDIO ECONOMICO Y DEL ANALISIS DE RIESGO

L	B	ESTUDIO ECONOMICO				ANALISIS DE RIESGO	
		ESTIMACION I		ESTIMACION II		H _{st} (m)	Riesgo(%)
años	pts ml.	H _{st} (m)	Riesgo(%)	H _{st} (m)	Riesgo(%)		
50	4 · 10 ⁶	6,76	35,66	6,00	58,15	7,87	15
50	0	5,80	64,73	5,80	64,73	7,00	30
20	4 · 10 ⁶	6,05	28,34	6,00	29,42	6,85	15
20	0	4,70	67,27	4,70	67,27	5,97	30

COMENTARIOS GENERALES

Como consecuencia de los ejemplos expuestos se pueden hacer una serie de observaciones.

La aplicación correcta del estudio económico no es sencilla. En él intervienen una gran cantidad de variables que tomando valores diferentes dentro de la realidad modifican sensible-

mente la altura de ola significativa de calculo, y por lo tanto la sección definitiva. Otro factor expuesto anteriormente, no reflejado en los ejemplos, es el interés que se podía aplicar al capital. En los ejemplos se ha considerado que este igualaba la tasa de alza de costes, pero si aplicamos el estudio económico, tal como viene reflejado en multitud de publicaciones, donde únicamente se considera el interés aplicado al capital, los valores mínimos de costes totales, y por lo tanto, los niveles de cálculo se desplazan hacia la izquierda de los gráficos con lo cual se abaratan los costes de construcción pero aumentan los riesgos.

En definitiva, el método permite, manejando las variables de forma siempre razonable, a través del estudio económico, llegar a justificar cualquier solución dentro de unos límites más o menos amplios.

En el caso de que dos proyectistas realicen el mismo proyecto, es muy probable que empleando ambos el estudio económico alcancen resultados bastante diferentes, resultados que por otro lado estarían respaldados por consideraciones siempre justificables.

Un criterio que proporciona más transparencia a la justificación de la solución adoptada es el análisis de riesgo. En él, una vez definida la vida probable de la obra, todas aquellas consideraciones están refundidas en una: el nivel de riesgo que se considera admisible para la obra. Por ello, es siempre conveniente después de realizar el estudio económico calcular cual es el riesgo que implica la solución óptima obtenida, porque no hay que olvidar que la destrucción de la obra proyectada, hecho probable si el riesgo es alto, la convierte en la menos económica de todas, puesto que el coste final llegará a ser tres o cuatro veces el coste inicial de construcción.

DETERMINACION DE LA ALTURA DE OLA DE CALCULO

Aún suponiendo que los datos de partida sean absolutamente ciertos, ¿por qué razón el estudio económico no proporciona la mejor solución? La respuesta está en el hecho de que el estudio económico es válido cuando se aplica a la construcción de un número elevado de obras de las mismas características, como, por ejemplo, podría ser una fábrica de viguetas y se intenta dimensionar la vigueta más económica (independientemente de las normas oficiales de seguridad). Aplicando el estudio económico, de todas las viguetas fabricadas de acuerdo con la más económica, algunas se romperían, pero las pérdidas ocasionadas por su rotura estarían compensadas por el ahorro de material en las viguetas que no han roto, siendo la suma total de costes mínima de acuerdo con el estudio económico. Esto es cierto en este caso porque tenemos una muestra suficientemente amplia para que se pueda asegurar que las leyes estadísticas que se han manejado en el estudio económico se van a cumplir.

Trasladando estos razonamientos al campo de las obras marítimas, el estudio económico podría ser plenamente válido si dimensionáramos conjuntamente un número N (suficientemente grande) de diques en las mismas condiciones. Del estudio económico obtendremos las alturas de ola de cálculo correspondientes a los diques más económicos, a las cuales corresponderá un riesgo determinado de averías. A lo largo de la vida previsible de las obras, es probable que algún dique sufra averías o incluso en algún caso es posible que se produzca la rotura. De acuerdo con el estudio económico, la suma de costes de construcción más los derivados de la reparación y reconstrucciones será menor que en el caso de que se haya reali-

pre en el supuesto de que las bases de partida sean ciertas). Ello significa que el ahorro conseguido en la construcción de las secciones compensa sobradamente las inversiones que haya que realizar en las reparaciones o reconstrucciones, o, en otras palabras, la cantidad ahorrada en unos puertos servirá para financiar las averías registradas en otros. Entonces en el conjunto de diques dimensionados, de acuerdo con el estudio económico, podemos establecer dos grupos: el correspondiente a los diques que serán averiados o destruidos, y el grupo de los diques que no sufrirán averías y que indirectamente financiarán los costes de reparación de los del primer grupo.

En la práctica real, el estudio se aplica exclusivamente para dimensionar las obras de abrigo de un puerto, aunque el estudio económico se desarrolla exactamente igual que si se aplicara a un número N de diques. Si las obras que hoy proyectamos, finalizada posteriormente su vida previsible, se encuadran dentro del segundo grupo, habrían sido las más económicas, e incluso más de lo esperado del estudio económico, puesto que no contribuirán a la reparación de averías en otros diques. Sin embargo, si el dique pertenece al primer grupo, no contaremos, producido el desastre, con el ahorro técnico de los pertenecientes al segundo, con lo cual el dique será el menos económico de todos. En resumen, el resultado del estudio económico nos deja en una situación de desconocimiento de que es lo que le puede ocurrir a lo largo de su vida previsible.

Este razonamiento al que se ha llegado viene avalado por la tesis doctoral de E. Copeiro, que abarcando un problema más general sobre «análisis extremo» sobre variables meteorológicas», llega por caminos distintos e independientemente a

Llegado este momento, la utilidad del análisis de riesgo es clara; de él obtenemos la probabilidad o riesgo de que durante la vida de la obra esta pueda sufrir averías o ser destruida, es decir, la probabilidad de que se encuadre en el primer grupo o en el segundo. Si el riesgo de avería o destrucción es grande acudiremos a una solución más conservadora que la teóricamente más económica. De acuerdo con esto, podríamos llegar al mismo punto adoptando previamente unos niveles de riesgo admisibles y dimensionar para ellos nuestra sección. El concepto de riesgo es más claro que el obtenido del estudio económico, aunque mucho más problemático en el momento de tomar decisiones especialmente en este campo donde no existen directrices orientadoras.

De acuerdo con lo expuesto, la conclusión final es la siguiente: el estudio económico de una sección es útil para proporcionar un orden de magnitud del nivel al cual debiera ser dimensionada, pero consideramos que es siempre necesario apoyarse en el análisis de riesgo para definir la solución definitiva, solución a la cual se puede llegar directamente mediante este último criterio.

BIBLIOGRAFIA

- A I F C N: Rapport Final de la Commission internationale pour l'Etude des Effets des Lames Anejo al Boletín número 25 (Vol III 1976).
- BORGMAN, Leon. Risk Criteria. A. S. C. E., 1963 WW3.
- IRIBARREN, Ramon: Formula para el cálculo de los diques de escolleras naturales o artificiales. XXI. C. I. N. Estocolmo, 1965.
- LE MEHAUTE, Bernard. Similarity in Coastal Engineering. A. S. C. E., 1976 WW3.
- VAN DE KREEKE, J. y PAAPE, A. On Optimum Breakwater Design. Coastal Engineering, 1964 C37-34.
- SHORE PROTECTION MANUAL. C. I. N. 1972.



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

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS

DIMENSIONAMIENTO PORTUARIO Y OBRAS INTERIORES

ING. JULIO PINDTER VERGA

SEPTIEMBRE, 1985.

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
UNAM

C U R S O : "Proyecto y Construcción de Obras
Maritimas y Portuarias".
- 19 al 30 de Septiembre de 1983.

T E M A : Dimensionamiento Portuario y Obras
Interiores.
- 22 y 23 de Septiembre de 1983.

EXPOSITOR: ING. JULIO PINDTER VEGA

I N D I C E :

PAG

Manejo de carga general - Antecedentes.	1
Costo relativo entre transporte marítimo, costos de terminal y transporte terrestre.	7
Tráfico marítimo mundial	9
Evolución del tonelaje mundial	11
Principales flotas mercantes del mundo	12
Tendencia en las dimensiones de embarcaciones	13
Comercio exterior nacional vía marítima	17
Características de las embarcaciones y su aplicación en la ingeniería portuaria	20
Clasificación de ambarcaciones	30
Flete marítimo	31
Servicios al barco	34
Clasificación de cargas	44
Movimiento de carga en un puerto	45
Conocimiento de embarque	46
Barcos de carga general	52
Barcos para contenedores	57

I N D I C E :

PAG

Transbordadores (ferry, Ro/Ro)	63
Barcos de pasajeros	66
Barcos graneleros	68
Barcos tanque	71
Las operaciones en el puerto	76
Sistema de operación en terminales de carga general	84
Dimensionamiento de una terminal para manejo de carga general fraccionada	85
Terminal de contenedores	99
Equipamiento de una terminal de contenedores	112
Sistema de manejo de contenedores en patio	122
Terminal para transbordadores	143
Marinas	149
Puertos e instalaciones pesqueras	153
Terminales para manejo de minerales a granel	164
Instalaciones para manejo de petróleo	170
Clasificación de obras portuarias	187
Clasificación de muelles	188

I N D I C E :

PAG

Dimensionamiento portuario.

189

Diversos métodos para el dimensionamiento portuario

198

El congestionamiento y su influencia en el dimensionamiento

202

Etapas del proceso de preparación de un plan de desarrollo portuario.

206

Bibliografía.

209

MANEJO DE CARGA EN LOS PUERTOS:

ANTECEDENTES:

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 embalados; 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 permitirían 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 ha reflejado en los países como el nuestro que ya cuenta con terminales en los puertos de Lázaro Cárdenas, Mich., Veracruz, Coatzacoalcos, y Salina Cruz.

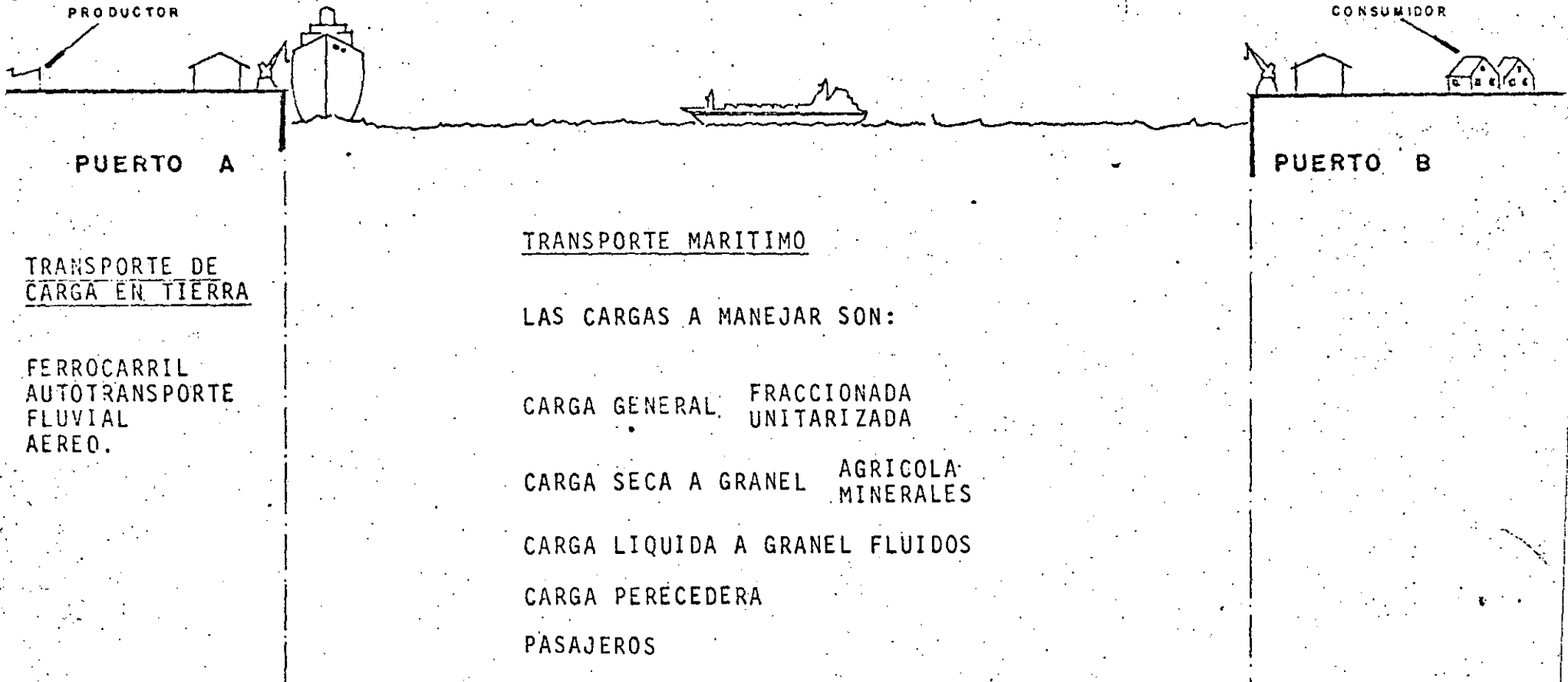
El establecimiento de terminales para el manejo de contenedores provoca una desocupación, lo que se compensa con la creación de trabajos auxiliares como son, limpieza y fumigación, la reparación de contenedores, etc.

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

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.



TRANSPORTE
MARITIMO ←

→ INSTALACIONES
PORTUARIAS ←

→ TRANSPORTE
TERRESTRE

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 CON
GRESOS DE NAVEGACION).

TRAFICO MARITIMO MUNDIAL

Evolución del tonelaje mundial de embarcaciones por tipo de carga, principales flotas mercantes del mundo.

Las características de las cargas manejadas a nivel mundial y las flotas que participan en el transporte marítimo se podrán observar en las siguientes graficas.

los países industrializados en los 70's y prácticamente en países en vías de desarrollo en los 80's. Este tipo de barcos a desplazado en parte a los barcos convencionales de carga general por su economía y seguridad a la carga, al obtenerse altos rendimientos en las operaciones de carga y descarga.

COMERCIO EXTERIOR NACIONAL POR VIA MARITIMA
1970 - 1982
(MILES DE TONELADAS)

N. O	COMERCIO EXTERIOR NACIONAL			COMERCIO EXTERIOR MARITIMO			PORCENTAJE DEL COMERCIO MARITIMO		
	IMPORTACION	EXPORTACION	TOTAL	IMPORTACION	EXPORTACION	TOTAL	IMPORTACION	EXPORTACION	TOTAL
1970	8,865	14,183	23,048	3,376	9,705	13,081	38.1	68.7	58.8
1971	8,949	14,587	23,536	3,908	10,883	14,791	43.7	74.7	62.8
1972	11,565	15,874	27,439	5,635	11,314	16,949	48.7	71.2	61.7
1973	16,974	14,005	30,979	9,499	11,286	20,785	55.9	80.5	67.0
1974	16,907	16,501	33,408	8,247	12,767	21,014	48.7	77.3	62.9
1975	15,782	16,883	32,665	8,708	15,041	23,749	55.1	89.0	72.7
1976	11,353	17,604	28,957	7,158	15,110	22,268	63.5	85.8	76.9
1977	12,934	22,445	35,379	8,314	20,840	29,154	64.2	92.8	82.4
1978	14,720	33,670	48,390	10,103	30,010	40,113	68.6	89.1	82.9
1979	17,930	43,020	60,950	10,938	39,773	50,711	61.0	92.4	83.2
1980	23,404	56,817	80,221	13,520	52,536	66,056	57.8	92.4	82.3
1981	23,450	59,680	83,130	14,982	55,799	70,781	63.8	93.5	85.1
1982	16,248	** 92,000	108,881	12,267	** 88,555	100,822	75.5	95.6	92.6

* ESTIMADO

** 30'000,000 tons. Exportación de Petroleo por
Dos Bocas y Cayo Arcas.

FUENTE: DGODP - SCT
Departamento
de Estadística.

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 ó 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 maquinas y calderas, etc.. Con respecto al T N K, 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).

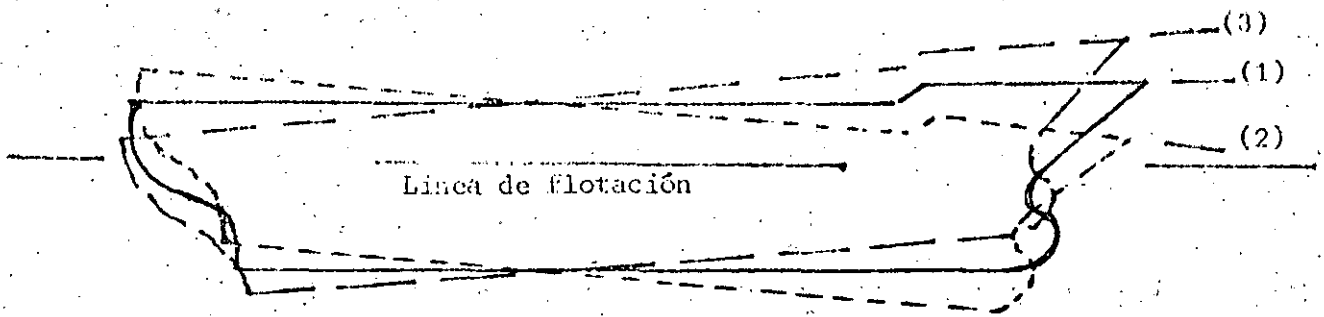
Peso Muerto, (T P M).- Da una idea aproximada de la capacidad de carga en peso del barco. El peso muerto se compone de la carga, combustible, agua, viveres, lubricantes, efectos de consumo y tripulación .

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

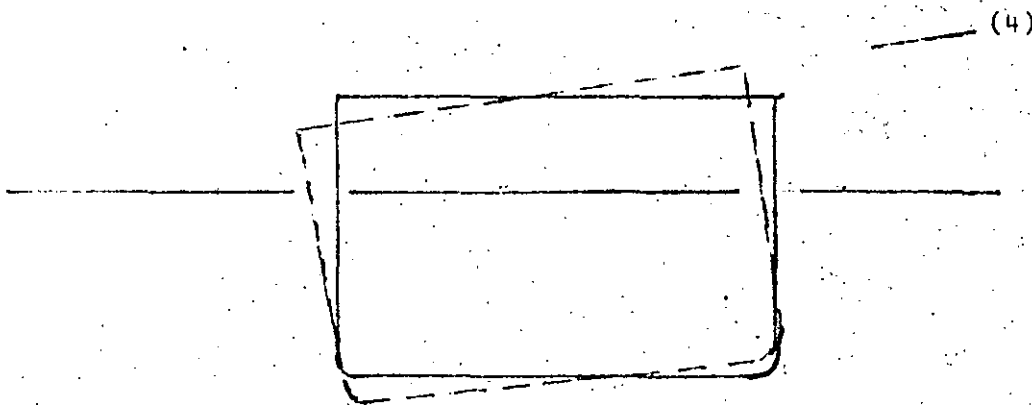
Porte.- Es el peso de la carga que transporta la nave.

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, viveres, tripulación, etc.), a las de plana carga (desplazamiento en carga). Es decir, es el peso de la "Carga Comercial" que puede transportar la nave.

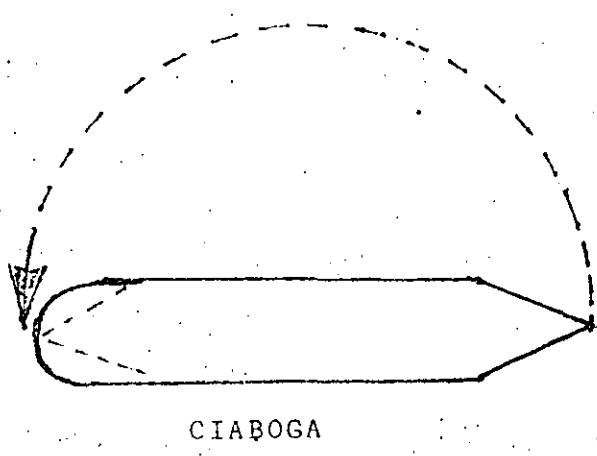
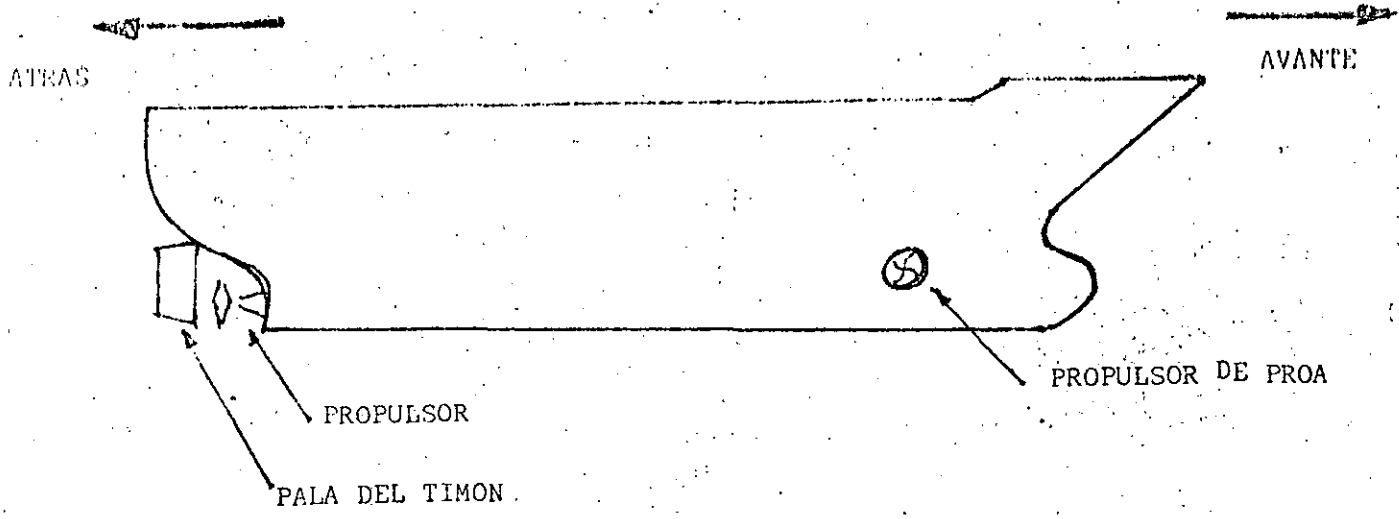


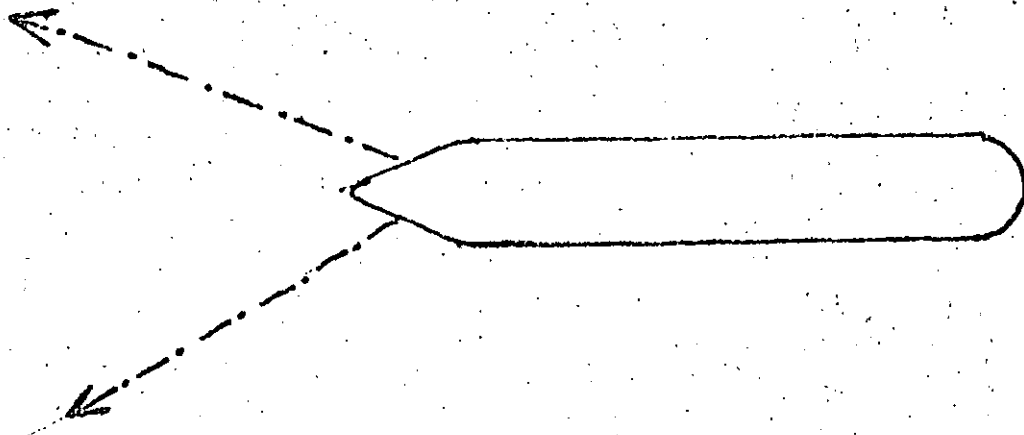
- (1) Adrizado .- Cuando la embarcación tiene el mismo calado en proa y popa
- (2) Encabuzado .- Cuando la embarcación tiene un mayor calado en proa que en popa
- (3) Sentado .- Cuando la embarcación tiene un mayor calado en popa que en proa



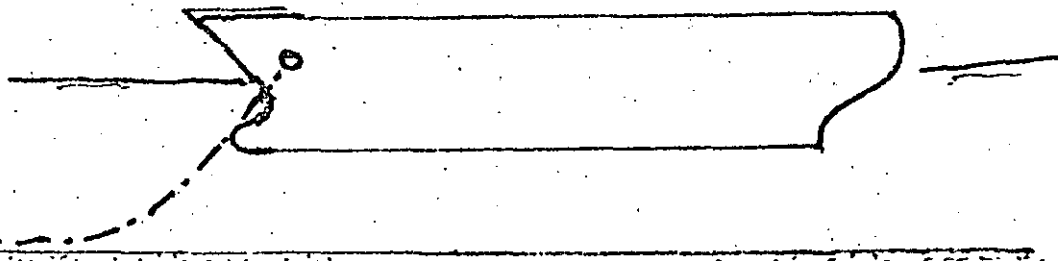
Banda.- Cada una de las mitades del barco, a partir de su eje longitudinal.

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





FONDEO CON 2 ANCLAS (A BARBAS DE GATO)



FONDEO CON UN ANCLA (A LA GIRA)

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 (ROLL ON ROLL OF)	CON RAMPA SIN RAMPA
		GRANELEROS	PORTA-CONTENEDORES (LIFTON/ LIFTOF)	CON GRUAS A BORDO (1º Y 2º- GENERACION SIN GRUAS (2º Y 3º GENERACION)
	CABOTAJE		PORTA BARCAZAS { LASH SEA BEE	
		PASAJEROS		
TRAMPA (S/ITINERARIO)		PESQUEROS		
	GRAN CABOTAJE			
		PERECEDEROS		

FLETE MARITIMO.

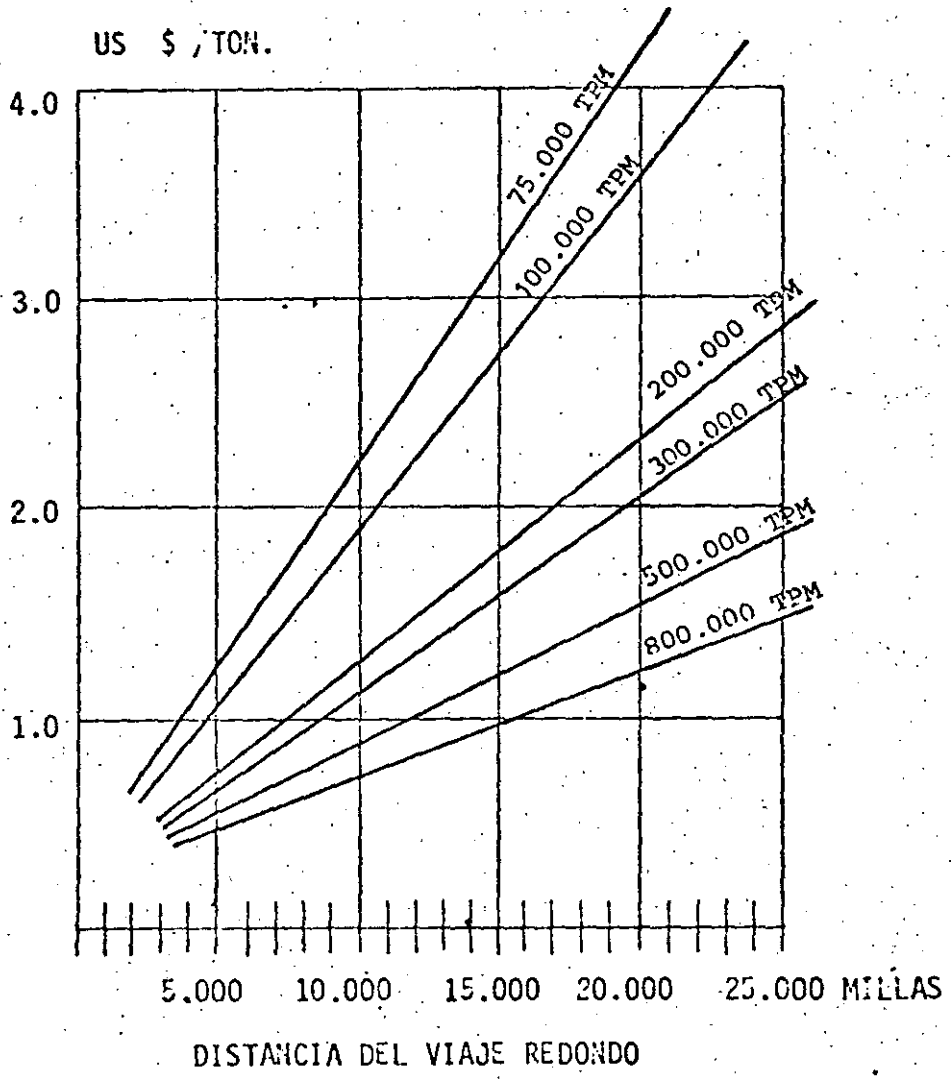
El flete (costo del transporte) en el caso del marítimo, - depende de múltiples factores, dentro de los cuales influyen en una parte importante el costo del barco, las distancias del transporte, la posibilidad de utilización de grandes barcos, el transporte de mercancías de ida y vuelta y la situación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

Para determinar las características del barco óptimo para un transporte de carga determinado, influye la distancia a recorrer, el volumen 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 marítimos, a continuación se indican las tasas de renta diaria de algunas embarcaciones -- (datos de 1973).

COSTOS DE TRANSPORTE DE PETROLEO



(J.B. PARGA)

NOTA: Los valores son indicativos.

COSTO DE CONSTRUCCION NAVAL (EN 1973)

CARGA GENERAL	10 000	TPM	.-	\$	300/375	TPM.
	10/15 000	"	.-		270/330	"
PORTA-CONTENEDORES	25 000	"	.-		1 500	TPM.
	10 000	"	.-		450/600	"
GRANELEROS	10/30 000	"	.-		300/600	"
	50 000	"	.-		270/600	"
	50/150 000	"	.-		225/600	"
O.B.O.	50/150 000	"	.-		180/600	"
(OIL-BULCK-ORE)	150 000	"	.-		160/600	"
PETROLEROS	10/20 000	"	.-		375/450	TPM.
	50 000	"	.-		180/450	"
	150/150 000	"	.-		180/450	"
	150 000	"	.-		160/450	"

ARRENDAMIENTO DE EMBARCACIONES (EN 1973)

CARGA GENERAL	10 000	TPM	.-	\$	2 015/DIA
	10/15 000	"	.-		3 210/DIA
PORTA-CONTENEDORES	25 000	"	.-		16 418/DIA
	10 000	"	.-		6 270/DIA
GRANELEROS	50 000	"	.-		5 373/DIA
	50/150 000	"	.-		11 200/DIA
O.B.O.	150 000	"	.-		18 657/DIA
PETROLEROS	50/150 000	"	.-		10 746/DIA
	150 000	"	.-		22 761/DIA

DATOS TOMADOS DE:

CURSO DE EXPLOTACION Y DIRECCION DE PUERTOS

TOMO II

ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE
CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.

EL PUERTO.

Servicios al barco:

Una vez que el barco anuncia su arribo a un puerto determinado, a través de las agencias consignatarias del barco a través del servicio de radio costera, la embarcación se sitúa en las zonas de fondeo fuera del puerto, en donde es abordado por las autoridades de sanidad internacional, y si cumple con los requisitos establecidos se le autoriza el atraque, el cual será realizado por un práctico (piloto de puerto) auxiliado con remolcadores, la autoridad marítima fija el muelle en que opera.

COSTOS DE TRANSPORTE

Los costos portuarios a que estarán sujetas las embarcaciones comerciales de altura que atraque en muelles de propiedad federal (caso de México) serán las siguientes:

A.- REMOLQUE.

El servicio de remolcador se cobra de acuerdo con el tonelaje bruto del buque y por maniobra del atraque o desatraque que puede ser en tiempo ordinario o extraordinario.

B.- LANCHAJE.

Este servicio se cobra de acuerdo a la distancia y maniobra que se realice:

a). Llevar o traer al práctico a la boya de recalada.

- b). Llevar o traer personal al fondeadero de explosivos.
- c). Llevar o traer personal al fondeadero de cuarentena.
- d). Llevar o traer personal al fondeadero de la darsena.
- e). Llevar personal y cabos a los duques de alba y/o de amarre en la maniobra de atraque.
- f). Soltar cabos al desatraque, revisar calados o enmen-
dar.

C.- PRACTICAJE.

El pilotaje se cobra de acuerdo al tonelaje bruto del -
buque y el calado máximo del mismo, por maniobras que -
se efectue:

- a). De bahía a entrada a canal.
- b). Entrada Canal.
- c). Atraque.
- d). Desatraque.
- e). Salida canal.

D.- SANIDAD.

Por reconocimiento de embarcación:

- a). Sanidad Internacional.
- b). Sanidad Vegetal.

E.- MIGRACION.

Por reconocimiento de embarcación por el agente de mi-
gración.

(No se toma en cuenta la estadia, --- se cobra unicamen-
te por visita).

F.- ADUANA I:

Se cobra por el personal de resguardo aduanal que interviene en el puerto (interventores, almacenistas, - vigilancia y de servicio administrativos).

(Se cobra unicamente el tiempo extraordinario dado que el gobierno cubre el ordinario).

G.- ADUANA II:

Este impuesto se paga con relación al producto específico movido y de acuerdo a la tarifa autorizada, los conceptos son los siguientes:

- a). ADVOLAREM: Porcentaje que se paga por valor oficial comercial de la mercancía.
- b). 3% Adicional.
- c). 10% Adicional (sobre derechos de muellaje).
- d). 1% Fomento exportación.

H.- CAPITANIA DE PUERTO.

Por concepto de vigilancia se cobra en tiempo extraordinario y en turnos de 4 horas a partir de las 15:00 hrs. y hasta las 08:00 hrs. del día siguiente.

I. DERECHOS PORTUARIOS.

- a). Derechos de puerto; por TBR
- b). Derechos de atraque; por metro, eslora por hora
- c). Derecho de muellaje, por tonelada de carga manejada.

Los cobros se efectúan de acuerdo al decreto, establece las cuotas de los derechos para amortizar las inversio-

nes realizadas en la construcción de las instalaciones portuarias.

J.- AMARRADORES.

Este servicio se cobra de acuerdo al tonelaje bruto de la embarcación y por maniobra, considerando, ya sea -- tiempo ordinario o extraordinario.

(Atraque, Desatraque).

K.- COSTOS CARGADURA (ESTIBADORES).

Són los cobros que hacen por el manejo de la carga a - bordo o en tierra.

Para la comunicación en los puertos nacionales entre el barco y el personal del puerto se cuenta con el sistema de tele comunicación denominado radio costera que a continuación se describe:

La red nacional de estaciones costeras, compuesta por catro ce de estas, ubicadas estratégicamente en los principales puertos nacionales, y administrada desde 1971 por la Dirección General de Telecomunicaciones.

Mediante esta red se brinda protección a los navegantes en - los litorales y mar patrimonial y se presta ayuda para la explotación de nuestros recursos pesqueros.

Los servicios de radiotelegrafía y radiotelefonía pueden es- tablecerse virtualmente desde cualquier lugar del mundo, de

tierra a barco y viceversa. Las estaciones costeras, están ubicadas en los siguientes puertos: Ensenada, B.C., Guaymas, Son., La Paz, B.C.S.; Mazatlan, Sin.; Manzanillo, Col.; Acaapulco, Gro.; Salina Cruz, Oax.; Chetumal y Cozumel, Q. Roo; Progreso, Yuc.; Cd. del Carmen, Camp.; Coatzacoalcos y Veracruz, Ver.; y Tampico, Tamps.

Se dividen en dos grupos, de primera y segunda categorías, según su capacidad de servicios. Actualmente se encuentran en operación dos estaciones de primera: La de Mazatlan, Sin. y la de Veracruz, Ver.; ambas proporcionan servicios de radiotelefonía y radiotelegrafía costera y en un futuro comunicarán los Océanos Atlántico y Pacífico. Las restantes son de segunda, pero la de Ensenada, B.C., que prestan servicio radiotelefónico, las de Manzanillo, Col.; y Chetumal, Q. Roo que prestan radiotelegráfico junto con las dos primeras en total cinco, son las únicas capacitadas para establecer enlaces de largo alcance con embarcaciones de altura en viajes internacionales y tiene un horario de operación, excepto la de Chetumal, Q. Roo, de 24 hrs. todos los días de la semana.

Además de los servicios de radiotelefonía y radiotelegrafía las estaciones costeras están capacitadas para prestar los siguientes: Radioforos marítimos, muy importantes, porque sirve de guía en la navegación de embarcaciones con fallas o sin equipo de radar, durante tormentas, brumas o con pilo

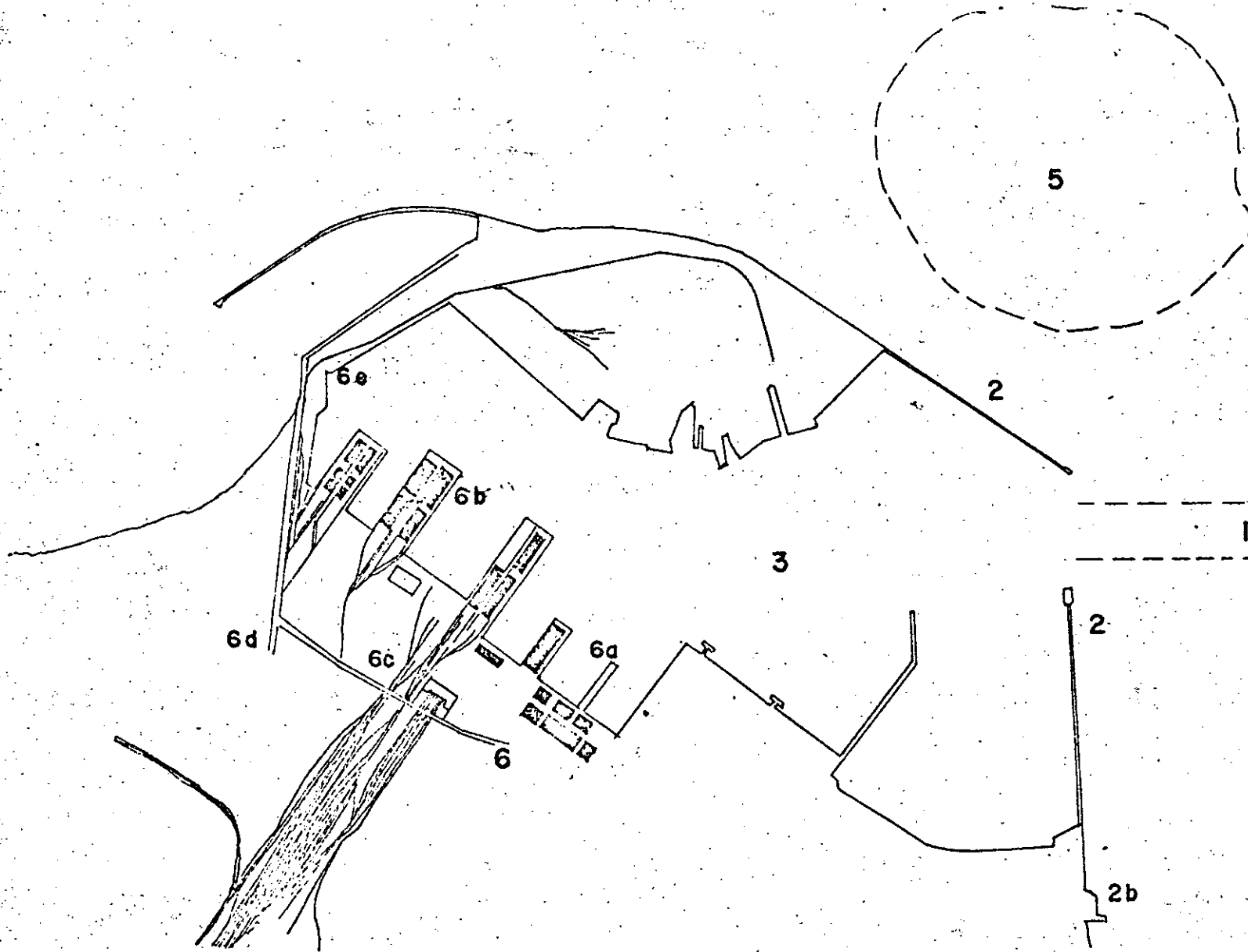
to manual solamente cuando no hay visibilidad; boletines meteorológicos, referentes a las condiciones del tiempo -- prevaleciente en la zona de influencia de determinada estación costera, presión atmosférica, velocidad de los vientos, precipitación pluvial, etc., permitiendo a los navegantes -- tomar las debidas precauciones para navegar con seguridad; avisos para la seguridad de los navegantes, útiles para prevenirlos de obstáculos en su ruta, como restos de naufragios, o algún otro objeto peligroso; asistencia médica en altamar, consistente en diagnosticar y resetar, desde cualquier estación costera, en zona, a un paciente a bordo de una embarcación en altamar, radiotegráfica o radiotelefónica. Esta comunicación tiene prioridad sobre las otras, excepto las de socorro y seguridad, y ha demostrado su gran utilidad, ya que por medio de este servicio se han salvado muchas vidas; servicio de radiodeterminación, mediante el cual es posible localizar bancos de pesca para su explotación; operaciones portuarias es un servicio que se presta a las embarcaciones solicitantes de permiso para efectuar movimientos en los puertos, mediante comunicación telefónica entre los capitanes de puerto y de las embarcaciones; libre plática por radio consiste en recibir, con 8 hrs. de anticipación al arribo del barco, información de enfermedades a bordo, que sean objeto de legislación, para que las autoridades de sanidad internacional puedan determinar si es pro-

cedente o no el desembarco de los pasajeros y tripulación, ahorrando así un considerable tiempo en trámites; y otros servicios igual de importantes y con implicaciones sociales y económicas.

Resumiendo, las estaciones costeras son un importante instrumento para dar cabal cumplimiento al compromiso contratado por nuestro país en el convenio internacional para la seguridad de la vida humana en el mar (Londres 1960); además contribuyen en la eficiente vigilancia de nuestras costas y mar patrimonial; prestan ayuda a las embarcaciones; establecen contacto directo e inmediato, radiotelegráfico y radiotelefónico con embarcaciones nacionales y extranjeras, en viajes cortos y largos, desde cualquier parte del mundo y durante todo el año, expiden rápida y eficientemente los servicios radiotelefónicos por la correspondencia pública; auxilian en la explotación pesquera y en la investigación oceanográfica, con miras a satisfacer la futura demanda de nuestro pueblo de productos alimenticios y de energéticos, y dan facilidades a las actividades turísticas y a la transportación de pasajeros y mercancías.

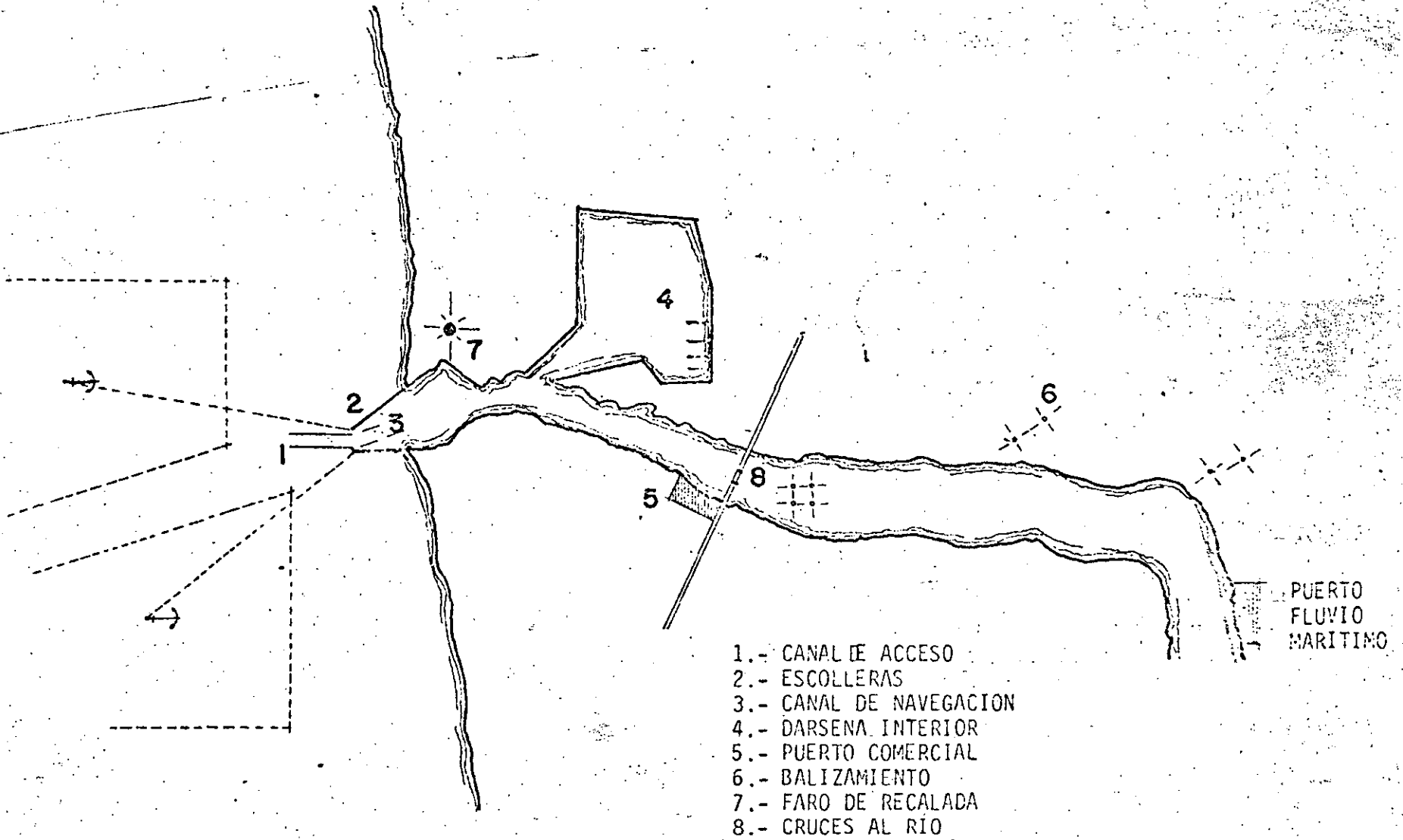
SERVICIOS MARITIMOS.- El tráfico marítimo de altura y cabotaje se prestan con embarcaciones de itinerario fijo (ó regulares) y tarifa fija con barcos "TRAMP" denominados "TRAMPA", que son barcos no sujetos a itinerario fijo y con tarifas flexibles. En el caso de México, el tráfico de altura -

se realiza con servicios de itinerario fijo y con barcos -
TRAMPA nacionales y extranjeros, no así el cabotaje que po
ley exclusivamente deberá emplear naves con bandera nacio-
nal.

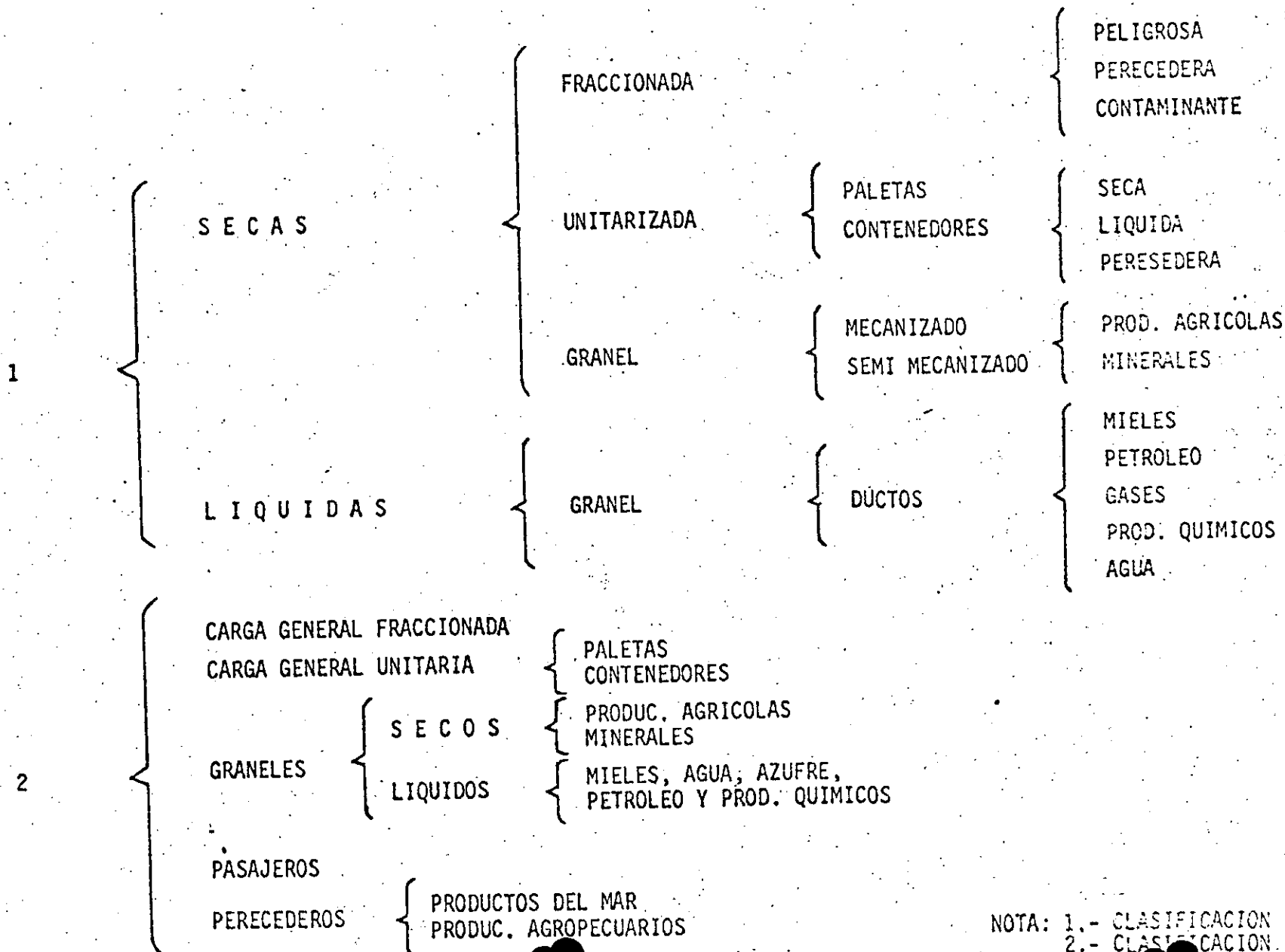


- 1.- CANAL DE ACCESO.
 - 2.- OBRAS DE PROTECCION Y ABRIGO (ROMPEOLAS).
 - 3.- DARSENA.
 - 4.- FARO DE RECALADA.
 - 5.- FONDEADEROS.
 - 6.- OBRAS INTERIORES.
-
- 6a. MUELLE ESPIGON
 - 6b. MUELLE MARGINAL
 - 6c. BODEGA.
 - 6d. ACCESOS FERROVIARIOS Y CARRETEROS.
 - 6e. BODEGA DE REPARACIONES NAVALES

PUERTO MARITIMO
(artificial)



CLASIFICACION DE CARGAS



NOTA: 1.- CLASIFICACION UNO
 2.- CLASIFICACION S.O

MOVIMIENTO DE CARGA EN UN PUERTO

RECEPCION DE CARGA

DIRECTO

{ DE BARCO A FERROCARRIL
Ó AUTOTRANSPORTE Ó
VICEVERSA

INDIRECTO

{ DE BARCO A BODEGA
DE TRANSITO, COBERTIZO
Ó PARIOS

TIPO DE CARGA

GRANELES AGRICOLAS
MINERALES A GRANEL

CARGA GENERAL

{ FRACCIONADA
UNITARIZADA

FLUIDOS

{ PRODUCTOS QUIMICOS
PETROLEO
MIELES INCRISTALIZABLES
AZUFRE
MINERALES

CONOCIMIENTO DE EMBARQUE:

Las transacciones comerciales internacionales, requieren de un documento para fijar las condiciones del vendedor y del comprador, este documento se denomina "conocimiento de embarque".

Como auxiliares principales para realizar estas transacciones, existen los consignatorios de la carga y los agentes aduanales, los que representan los intereses de los compradores y vendedores de mercancías.

Para el agente aduanal es el comprobante de haber realizado el embarque según las indicaciones de su cliente. Para el vendedor sera el documento de haber cumplido con lo pactado con su cliente, además sera un comprobante para cobrar el importe de la venta, ya sea directamente o por conducto bancario. Para los bancos es el documento básico para cerrar el acuerdo contenido en la carta de crédito entre el vendedor y el comprador.

Para el comprador le sera indispensable, para el retiro de la carga. El conocimiento de embarques se utiliza para que en los consulados se haga el visado para permitir la internación de la carga en su país. Tambien se emplea en su caso para tramitar devolución de impuestos y subsidios gubernamentales.

Estos documentos, principalmente se dividen en:

- 1.- Conocimiento de embarque marítimo.
- 2.- Conocimiento de embarque por camión (talón ó guía)
- 3.- Conocimiento de embarque por ferrocarril.

Los conocimientos de embarque marítimo se presentan a la autoridad aduanal para acreditar la calidad de consignatario de la carga y de esa manera realizar el embarque correspondiente. En esta fase el consignatario de la carga "Revalida" ó "Endosa" con el objeto de que el agente aduanal haga los trámites de retiro de las mercancías.

Por sus características, existen los siguientes conocimientos de embarque marítimo:

- 1.- Conocimiento de embarque marítimo abordo (ON BOARD MARINE BILL OF LADING).- cuando las mercancías se encuentran abordo del barco.

Conocimiento de embarque marítimo sobre cubierta del muelle (ON DOCK MARINE BILL OF LADING).- cuando las mercancías se colocan en la cubierta del muelle, con previa aceptación del embarcador.

Conocimiento de embarque marítimo recibido para embarque (RECEIVED FOR SHIPMENT MARINE BILL OF LADING).- cuando las mercancías son entregadas en los almacenes de la compañía naviera.

4

NOTA: Esta forma no se utiliza en México debido a que las empresas navieras no cuentan con muelles ó terminales marítimas propias.

Conocimiento de embarque directo (STRAIGHT MARINE - BILL OF LADING).- cuando las mercancías son transportadas por un solo buque del puerto de origen al de destino.

Conocimiento de embarque corrido (TRORDUGH MARINE BILL OF LADING).- cuando las mercancías pueden ser trasladadas por diversos buques entre los puertos intermedios que existan.

NOTA: Actualmente los conocimientos se pueden utilizar indistintamente para embarques directos ó con transbordos.

Tipos de cotización utilizados en los contratos de compra-venta internacionales:

"Ex-Fabrica" (EX WORKS).- es decir cuando la mercancía se entrega en la fábrica, en taller, en plantación.

Franco a costado de barco (F.A.S.) (FREE ALONG SIDE). cuando las mercancías se entregan en la cubierta del muelle de embarque.

Libre a bordo (F.O.B.) (FREE ON BOARD).- cuando las mercancías son entregadas a bordo del buque designado por el comprador en el puerto de carga, libre de impuestos.

Libre sobre vagón de ferrocarril (FOR).- entrega de mercancías sobre vagón en el punto de partida convenido.

Libre sobre camión (FOT).- entrega de mercancías sobre camión, en el punto de partida convenido.

Contrato de costo de flete (C F) (COST AND FREIGHT) entrega de mercancías en el puerto de destino incluyendo el importe de la descarga en puerto.

Contrato "Costo seguro flete" (CIF) (COST, INSURANCE, FREIGHT).- entrega de las mercancías en el puerto de destino incluyendo el importe del seguro de daños y la descarga en puerto.

Contrato de venta, ex-barco en puerto de destino convenido (EX-SHIP (NAMED PORT OF DESTINATION).- entrega de mercancías a bordo del barco en el puerto de destino convenido.

Contrato de venta ex-muelle, derechos pagados en puerto convenido (EX-QUAY) (DUTY Y PAID NAMED PORT).- entrega de mercancías en muelle, incluyendo seguro

e impuestos, es decir, libres para que el comprador las retire del puerto de destino.

Contrato de venta con flete o porte pagado hasta... (punto de destino convenido) con transporte terrestre únicamente.- (FREIGHT OF CARRIAGE PAID TO NAMED POINT OF DESTINATION.- INLAND TRANSPORT ONLY).- entrega de mercancías al primer transportador terrestre.

Las necesidades de tramitación de documentos relativos a la exportación e importación con el inicio del uso de contenedores y la modernización de los sistemas de transporte terrestre, que permiten la entrega directa de mercancías del productor al consumidor han propiciado la creación de empresas de servicio inter-modal internacional que hacen responsables de las mercancías desde su origen a su destino final empleando los diversos modos de transporte, tales como: auto transporte, ferrocarril, chalanes en cabotaje y transporte marítimo de altura.

Las empresas de servicio inter modal realizan la tramitación especializada en importaciones y exportaciones, redundando en beneficio de vendedores y compradores al reducir los tiempos de entrega; preservación de las mercancías y reducción del embalaje por el uso de contenedores y el hecho de poder negociar financieramente el conocimiento de embarque.

En Mexico ya existe una empresa nacional de transporte inter modal internacional la cual se creo para realizar este tipo de servicios.

BARCOS DE CARGA GENERAL.

Los barcos de carga general se han estabilizado en una capacidad del orden de las 20,000 TPM. (E = 170 m., M = 21 , -- P = 12.7 , C = 9.8), con cinco bodegas y sin entrepuentes, los cuales aprovechan los mayores puertos existentes en el mundo con 10 m. de profundidad en las terminales marítimas para carga general.

DIVISION DEL BUQUE EN SECCIONES VERTICALES

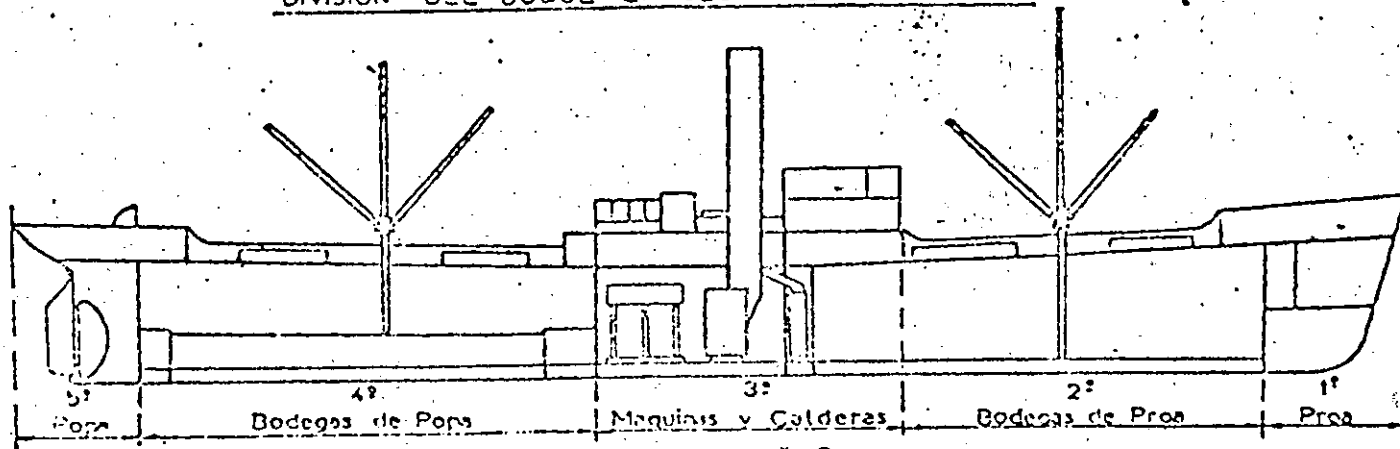
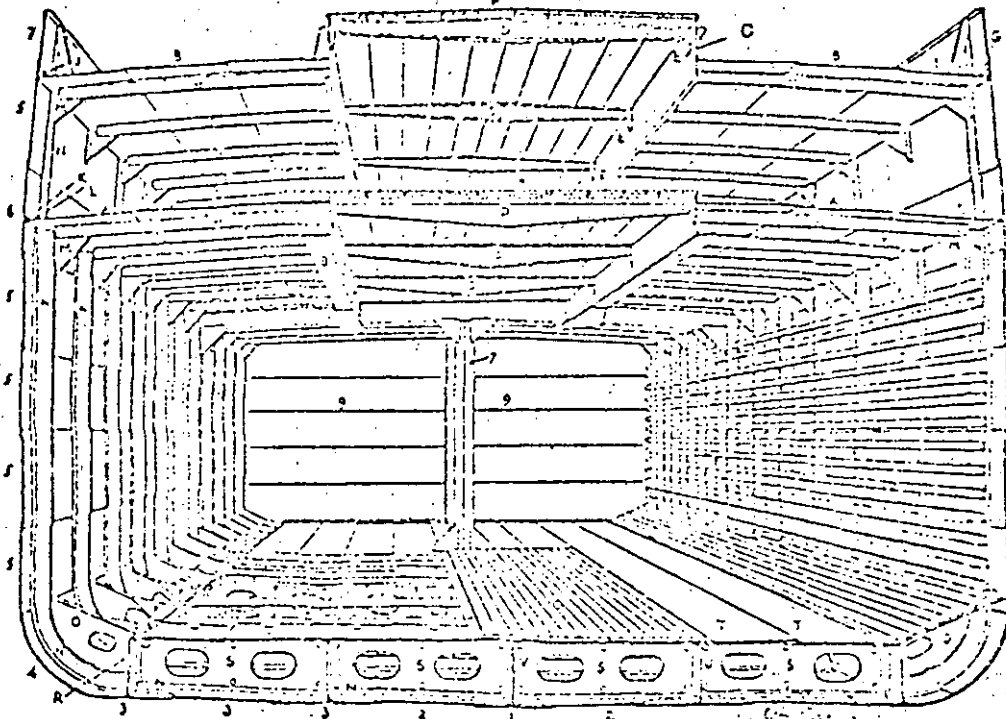


Figura # 2



Shelter Deck Vessel

- | | | | |
|-------------------|----------------------|---------------------|-------------------|
| A. Main Deck | J. Gunwale Bar | T. Tank Top Plating | 7. Hold Pillar |
| B. Shelter Deck | K. Shell Bar | U. Side Girder | 8. Deck Girder |
| C. Hatch Coaming | L. Stringer Bar | V. Centre Girder | 9. Bulkhead |
| D. Hatch Beams | M. Beam Knee | 1. Keel Plate | 10. Hold Ceiling |
| E. Hatch Carrier | N. Frame | 2. Garboard Strake | 11. Bulge Ceiling |
| F. Hatch Cover | O. Tank-side Bracket | 3. Bottom Strake | 12. Spar Ceiling |
| G. Bulwark | P. Gusset Plate | 4. Bilge Strake | |
| H. Half Beam | R. Margin Plate | 5. Side Plating | |
| I. Stringer Plate | S. Floor Plate | 6. Sheer Strake | |

FIGURA No. 3

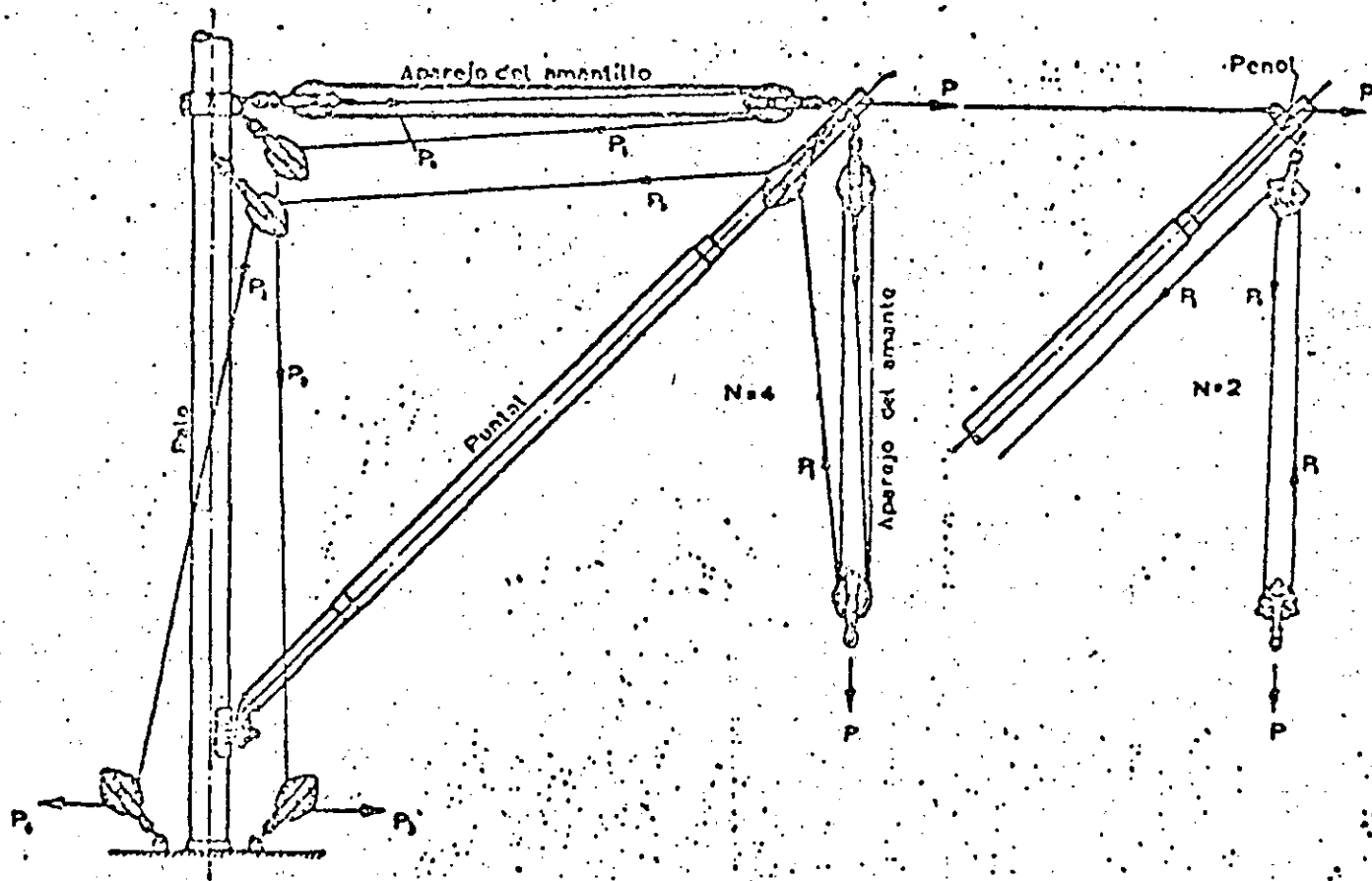


FIGURA No. 4

BARCOS DE CARGA GENERAL

<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>
700	933	52	8.3	3.8	3.6
1,000	1,333	60	9.3	4.4	4.1
2,000	2,667	77	11.5	5.8	5.1
3,000	4,000	90	13.1	6.8	5.7
4,000	5,333	100	14.3	7.7	6.3
5,000	6,667	109	15.3	8.4	6.7
6,000	8,000	117	16.2	9.0	7.1
7,000	9,333	124	17.0	9.6	7.5
8,000	10,667	130	17.7	10.1	7.8
9,000	12,000	136	18.4	10.6	8.1
10,000	13,333	142	19.0	11.1	8.3
12,000	16,000	152	20.1	11.9	8.8
15,000	20,000	165	21.6	13.0	9.5
17,000	22,667	173	22.4	13.7	9.8
20,000	26,667	184	23.6	14.6	10.3

BARCOS PARA CONTENEDORES

El crecimiento en el tráfico de carga general, propicio la implantación de sistemas para aumentar los rendimientos en el manejo de la carga.

Este sistema se logro mediante la unitarización de la carga con el empleo de contenedores. Este tráfico se inicio en los años - 60's con la transformación de barcos convencionales de carga general para permitir la carga y descarga de contenedores con --- grúas instaladas en el propio barco.

Este tipo de barco de 6 a 15000 TPM, y calados de 8 m., con velocidades del orden de 15 nudos, denominados de la 1ra. generación, transportan de 100-800 contenedores, por su capacidad estan destinados a alimentar puertos donde arriban embarcaciones de mayor porte.

Al comprobarse la bondad del sistema, que aumento los rendimientos, en 2 y 3 veces respecto al movimiento de barcos convencionales de carga general, y al disminuir la mano de obra en las -- maniobras y en la estadía de las embarcaciones, se inició la -- construcción de la segunda generación de barcos con velocidades de 18 a 23 nudos, con capacidades de 800 a 1500 contenedores y de 14 a 22000 TPM y 11.50 m. de calado. Algunos de estos barcos estan equipados con grúas-portico que se mueben a lo largo sus costados que operan en puerto que no cuentan con equipo en tierra para la carga y descarga de contenedores. Las gruas pesadas entre 500 y 600 tons. por lo que son barcos antieconómicos debido al gran peso adicional que les resta capacidad de almacenamiento.

Los barcos de la 2da. generación son los que con mayor frecuencia tocan el puerto de Veracruz.

La tercera generación, denominados "los barcos de hoy y mañana", son de gran capacidad y velocidad; están entre las 35 y 50000 TPM, velocidades de 25 a 33 nudos, capacidad de 1800 a 3000 contenedores y calado de 12.5 m.. Este tipo de barcos es costoso en su construcción y operación y dependen de las instalaciones en el puerto. Algunos están equipados con propulsores en proa para auxiliarse en las maniobras de atraque y salida, cuentan con cuatro máquinas automatizadas y navegación controlada por computadora.

Contenedores de 20'.- su peso vacío es de 1900 Kg. (aprox.) y su carga útil de 18 tons.. La carga real promedio mundial es del orden de las 11-14 tons; su cubijaje interior es de 32 m³., el piso es de madera para distribuir el peso sobre las vigas de acero del fondo. La carga permisible sobre el piso es de 980 Kg/m². y están diseñados para ser izados por las cuatro esquinas superiores con marco de izaje ó con 4 cables unidos al gancho de la grúa, la totalidad de estos contenedores cuentan con perforaciones en sus costados en la parte inferior para alojar las orquillas de los montacargas en las maniobras en tierra.

A nivel mundial, el número de contenedores de 20' representa el 80%, fundamental, contener un peso máximo que cumpla con las limitaciones de carreteras y puentes en la mayoría de los países.

Contenedores de 40'.- es el preferido por la mayoría de las embarcaciones los operadores de los barcos portacontenedores de la tercera generación. Para el transporte en carretera -- tiene menor peso un contenedor de 40 pies que en dos de 20'. Su capacidad cúbica es de 65 m³. y su toma de 3400 kg. con carga útil de 27 tons.

Este tipo de contenedores representa el 30% en número a nivel mundial.

Prácticamente ningún contenedor de 40' cuentan con perforaciones para las orquillas de montacargas y están diseñados para su izaje y manejo en tierra con "marco de izaje" sujetando al contenedor por sus cuatro esquinas superiores.

Los contenedores de 35' son los menos usados.

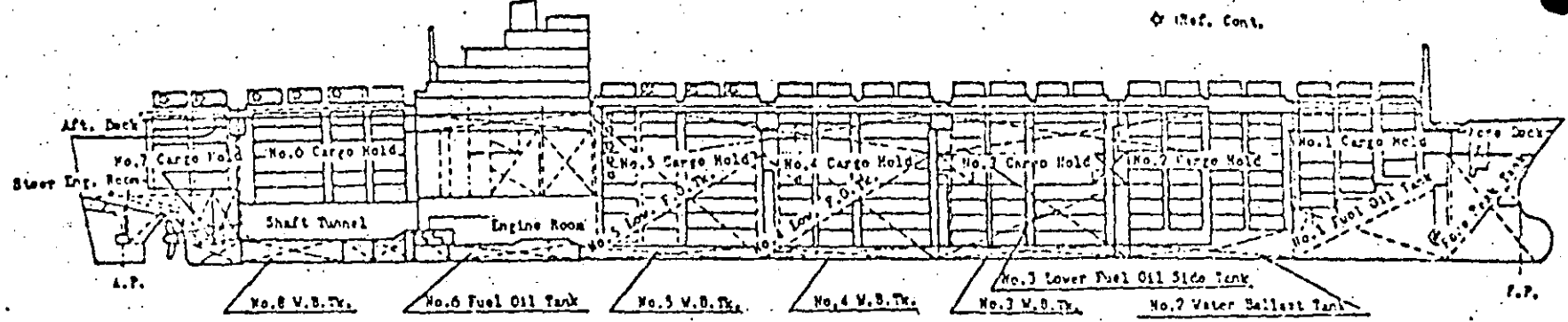
Los contenedores, son recipientes de acero, aluminio plástico ó madera contrachapada con bastidor metálico, que permiten la unitarización de la carga, y trasladar la carga del ori-

6

gen, en el local del usuario, al barco y a la inversa. Los contenedores por lo general son de 40, 35 y 20 pies de largo, y en casos especiales de 26' utilizados por la compañía SEA-LAND; en sección transversal; el ancho es de 8' y la altura varia de 8' a 9'.

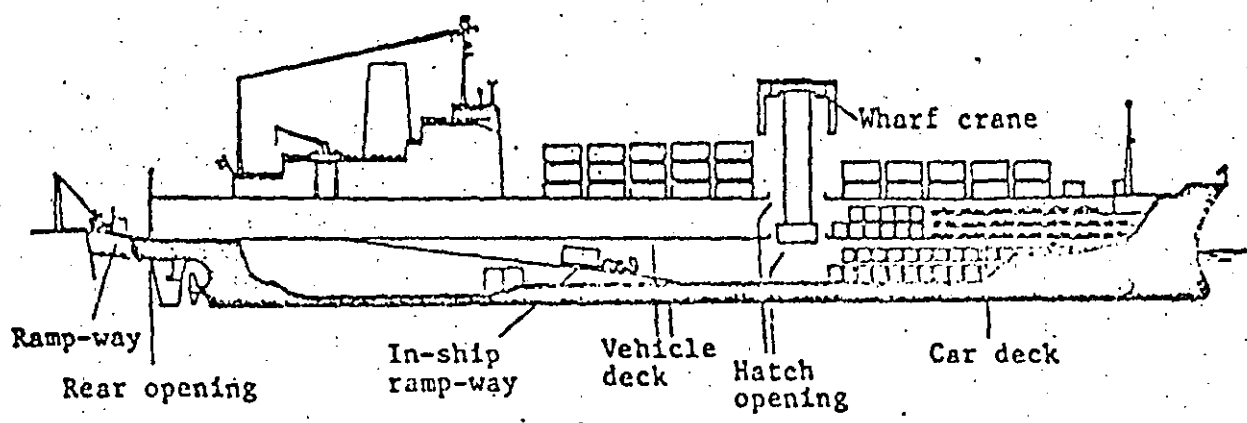
Existen contenedores, con temperatura controlada por el transporte de perecederos, con recipientes-tanque con estructura cuadrangular en las aristas, para el transporte de líquidos, gases y graneles. Los contenedores para carga general son a prueba de agua y tienen un sistema para protegerlos de la humedad de conducción. También hay contenedores plegables para tráficos unidireccionales para el transporte de carga de gran densidad en donde no se requiere capacidad volumétricas se emplean contenedores de la mitad de altura permitiendo su acceso por la parte superior.

Los contenedores comunes tienen sus puntas en una cabecera, existiendo algunos con puntas laterales.



	No. 7 Cargo Hatch		No. 6 Cargo Hatch		Engine Room	No. 5 Cargo Hatch		No. 4 Cargo Hatch		No. 3 Cargo Hatch		No. 2 Cargo Hatch		No. 1 Cargo Hatch	
No. of Container															
On Deck (40' Cont.)	8	10	10	10	Main Eng.	10	10	10	10	10	10	10	10	10	6
On Deck (20' Cont.)	8	10	10	10	Marine Steam Turbine	10	10	10	10	10	10	10	10	10	6
In Hold (40' Cont.)	8	37	37	37	(MS-40) X 7	88	88	88	88	88	88	88	88	88	6
In Hold (20' Cont.)	38	104	58	58	(S.H. 7. 40,000PSI X 7)	88	88	88	88	88	88	88	88	88	6
					Service Speed 20.4kn	176	176	176	176	176	176	176	176	176	32
Total (20' unit)	44	46	174	68		60	60	60	60	60	60	60	60	60	30

DISPOSICION GENERAL DE UN BARCO PORTACONTENEDORES (1840 TEU)



BARCO RO/RO

P O R T A C O N T E N E D O R E S

<u>TONELAJE BRUTO DE REGISTRO (TBR)</u>	<u>DESPLAZA MIENTO (TONS)</u>	<u>ESLORA (m.)</u>	<u>MANGA (m.)</u>	<u>PUNTAL (m.)</u>	<u>CALADO (m.)</u>
16,240	19,636	187.0	26.0	15.5	10.5
17,184	16,977	208.8	23.8	14.3	9.2
21,057	20,400	196.0	27.6	16.6	10.5
23,600	23,650	212.5	30.0	16.3	10.5
40,000	26,100	242.0	32.2	19.6	10.5
51,500	28,900	245.0	32.2	24.0	11.0
54,500	33,600	252.0	32.2	24.4	11.0

TRANSBORDADORES: (FERRY, RO/RO)

Son barcos que permiten el transbordo de la carga por rodadura, por medio de rampas que cuentan las naves en proa, -- popa o en los costados, apoyadas en muelles y que permiten la circulación, simple o doble, de camiones del barco al -- atracadero o viceversa.

Las bodegas del barco cuentan con varios entrepuentes y rampas interiores para el acomodo de una mayor cantidad de carga ó vehiculos.

Cuando los transbordadores no cuentan con rampas, se instalaran adosadas a un atracadero destinado a este tipo de -- barcos. De este tipo de embarcaciones los hay mixtos; en -- cuanto prestan servicio de carga y pasaje.

Para la operación de transbordadores en diversos muelles --- existentes, se emplean rampas flotantes moviles, lo cual aumenta la productividad de instalaciones portuarias

En México, se presta el servicio de transbordador en cabotaje; entre topolobampo - La Paz, Guaymas - Santa Rosalia , - Mazatlan - La Paz, Puerto Vallarta - Cabo San Lucas, Puerto Juárez - Cozumel. Los transbordadores no cuentan con rampa -

6

y son de 1000/4000 TPB. La implantación de un sistema de transbordadores es una herramienta para el tráfico de cabotaje al permitir ahorros substanciales en el consumo de -- energía.

También son utilizados en tráfico de altura a distancias medias ya que es de mayor costo que los barcos de carga general, y trabajan con flete muerto por la mayor relación de vacíos en las bodegas.

TRANSBORDADORES (FERRYS)

<u>TONELAJE BRUTO DE REGISTRO (TBR)</u>	<u>ESLORA (m.)</u>	<u>MANGA (m.)</u>	<u>PUNTAL (m.)</u>	<u>CALADO (m.)</u>
50	20	6.0	2.3	2.0
100	25	7.5	2.7	2.5
200	35	9.0	3.2	2.6
300	42	10.0	3.5	3.0
500	50	11.5	3.9	3.2
1,000	64	13.0	4.4	3.4
2,000	85	16.0		4.2
3,000	110	19.0		5.0
4,000	125	20.5		5.6
5,000	130	22.0		6.0
6,000	150	23.0		7.4
7,000	160	24.0		7.8
8,000	185	25.0		7.9

BARCOS PASAJEROS:

Estos barcos los hay hasta de 80000 TRB, los calados, descargado y cargado tienen una pequeña variación dado que la carga esta representado por el peso de los pasajeros y el avituayamiento y rige fundamentalmente el peso de los camarotes y servicios de los pasajeros.

En México arriban cruceros turísticos de hasta 30000 Tons. de desplazamiento con 9.0 m. de calado. Sus arribos son por temporadas, cuando en sus países de origen no operan, arriban a puertos nacionales como ejemplo en invierno no operan en E.U., y los navieros organizan viajes turísticos en México.

BARCOS PARA PERECEDEROS:

Cuentan con bodegas con temperatura controlada y la carga-descarga de los productos se realiza a través de portones o puertas localizadas en los costados, ó con escotillas en la cubierta principal.

Los barcos de este tipo que arriban a los puertos nacionales son del orden de 6/8000 tons. de desplazamiento.

B A R C O S D E P A S A J E

<u>TONELAJE BRUTO DE REGISTRO (TBR)</u>	<u>DESPLAZA MIENTO (TONS)</u>	<u>ESLORA (m.)</u>	<u>MANGA (m.)</u>	<u>PUNTAL (m.)</u>	<u>CALADO (m.)</u>
500	500	50.0	8.2	4.5	4.0
1,000	1,000	65.0	10.0	5.3	4.5
2,000	2,000	82.0	12.0	6.4	5.2
3,000	3,000	95.0	13.5	7.3	5.7
4,000	4,000	105.0	14.8	8.0	6.3
5,000	5,000	113.0	15.8	8.8	6.8
6,000	6,000	121.0	16.7	9.5	7.2
7,000	7,000	127.0	17.7	10.2	7.6
8,000	8,000	135.0	18.2	10.8	8.0
10,000	10,000	145.0	19.2	12.0	8.5
15,000	15,000	165.0	21.5	13.0	8.8
20,000	20,000	180.0	23.0	13.8	9.0
30,000	30,000	210.00	26.5	15.5	9.5
50,000	50,000	245.0	30.5	18.0	10.5
80,000	80,000	290.0	36.0	21.0	11.7

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 siderurgicas 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.

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.

 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

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.

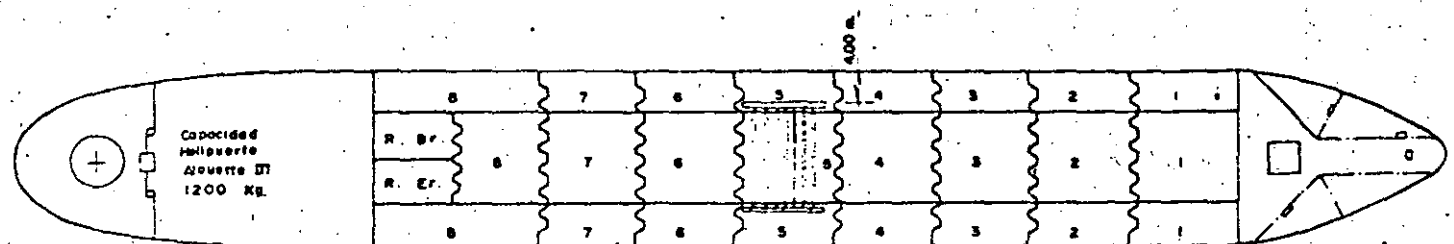
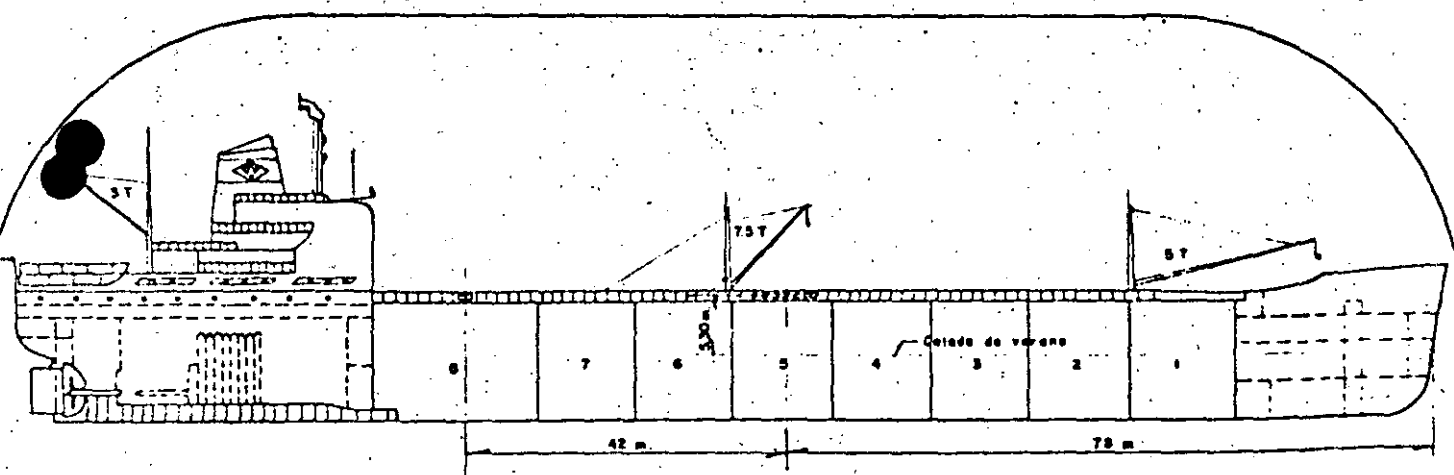
Debido a que la evolución en el tamaño de los tanques a ido por delante de los puertos se ha diseñado un sistema a base de manoboyas para la carga y descarga de este tipo de barcos en mar abierto. La evolución de los tanques de 100,000 a -- 500,000 TOPM., se desarrolló en una decada; una monoboya con 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 70/80000- TPM. como máximo.

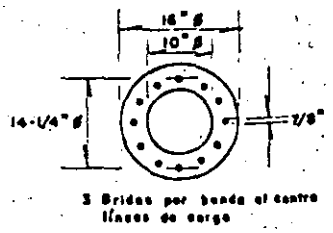
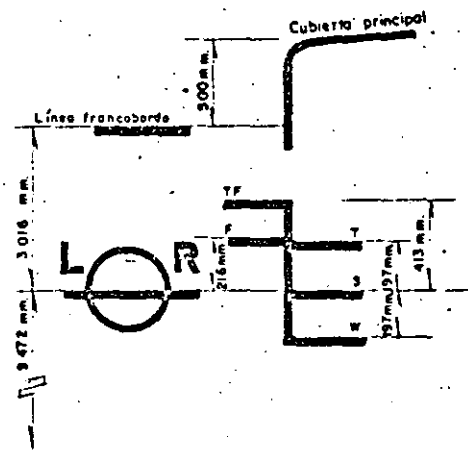
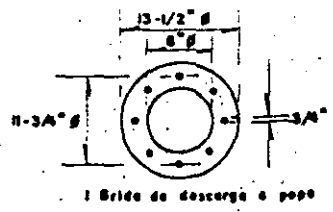
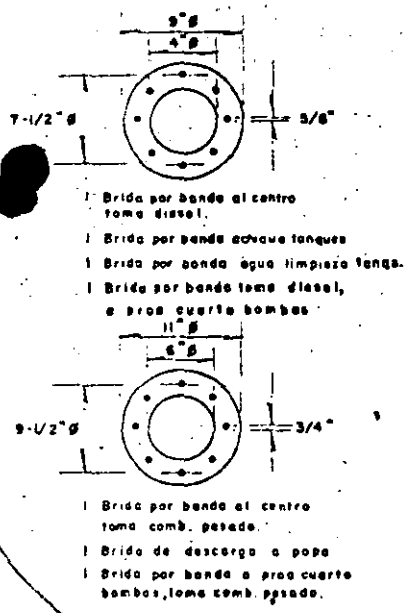
Los buques tanque requieren para navegar con seguridad de 1/3 de su capacidad de carga ó peso muerto y sus bombas para car ga/descarga tienen una capacidad de 1/2 de su capacidad por - hora.

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 monoboja 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 petróleo ó minerales para aprovechar los viajes de ida y regreso cuando es necesario, por ejemplo: exportar petróleo e importar carbon, con lo cual se obtiene una gran economía en fletes marítimos.



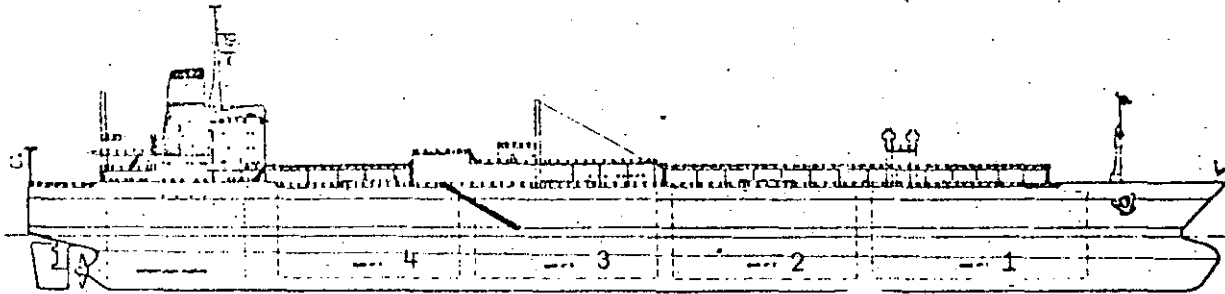
Segregación 3 productos.
 Serpentina de calefacción en todos sus tanques de carga.
 Temperatura máxima permisible : 70° C.



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. = 31'1"

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



DIRECCION GENERAL: El barco esta 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. Asimismo 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.

(74)

BUQUE TANQUES

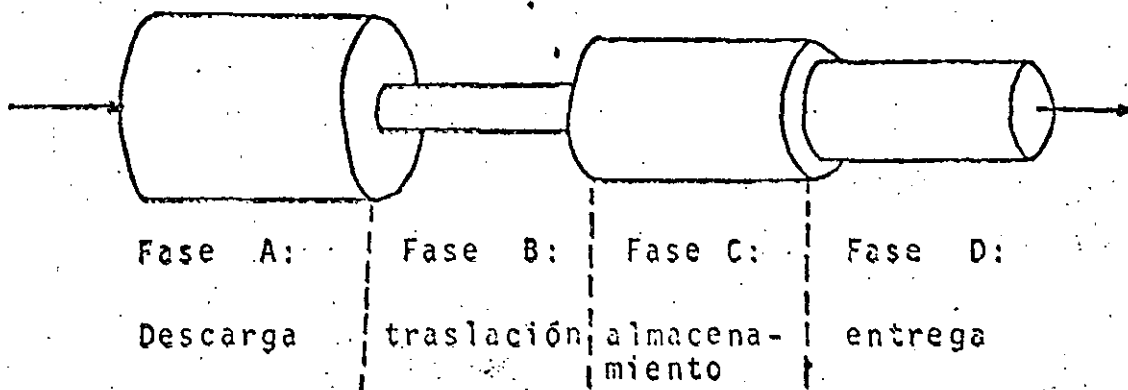
<u>PESO MUERTO (TON)</u>	<u>DESPLAZA MIENTO (TONS)</u>	<u>ESLORA (m.)</u>	<u>MANGA (m.)</u>	<u>PUNTAL (m.)</u>	<u>CALADO (m.)</u>
5,000	6,667	103	15.1	7.8	6.5
6,000	8,000	110	16.0	8.2	6.9
7,000	9,331	116	16.8	8.7	7.2
8,000	10,667	126	15.7	9.0	7.4
10,000	13,333	140	17.2	9.8	7.9
12,000	16,000	150	18.4	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

 $\frac{D}{TRB} = 2.1$
 $\frac{D}{PM} = 1.3$
 $\frac{PM}{TRB} = 1.6$

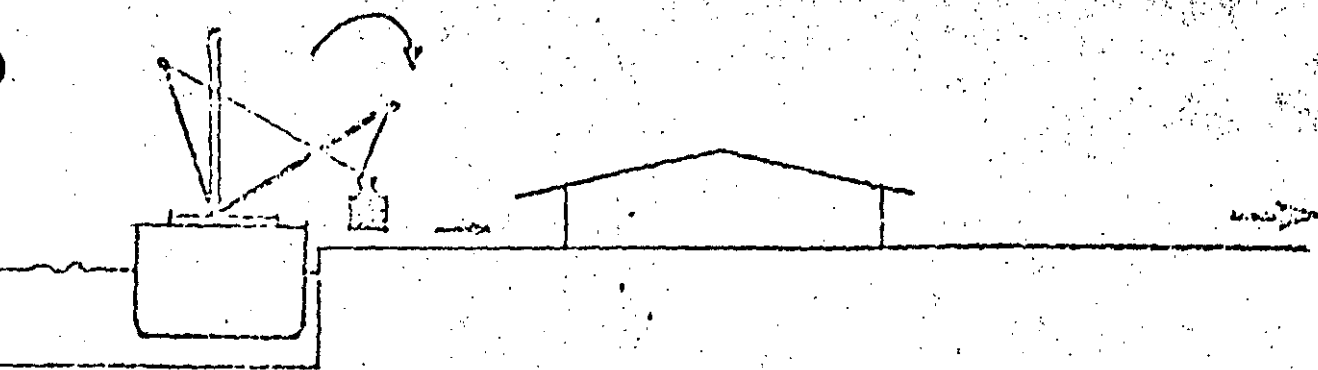
(FLOTA PEMEX)

LAS OPERACIONES EN EL PUERTO.

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 circule por el interior



DESCARGA

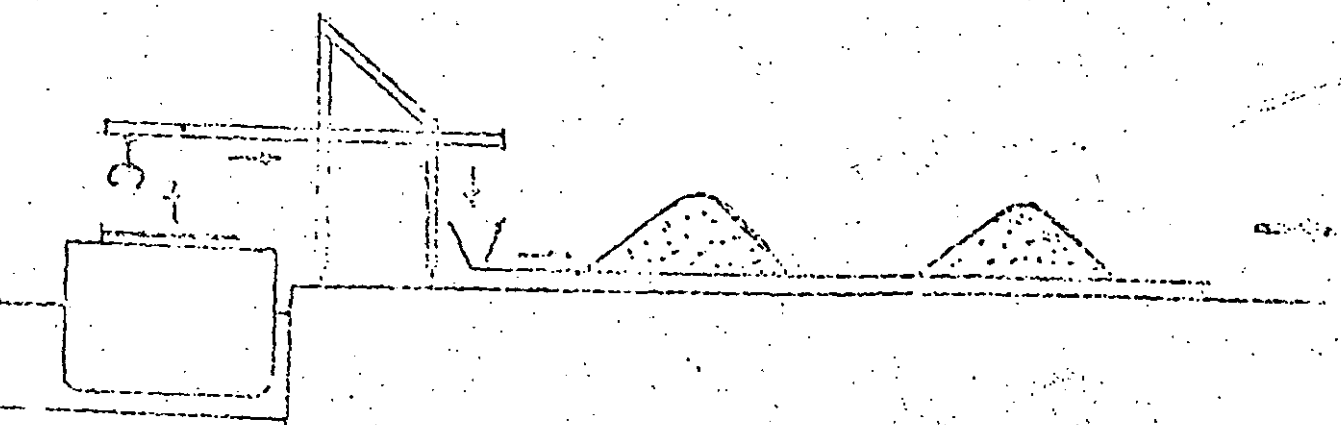
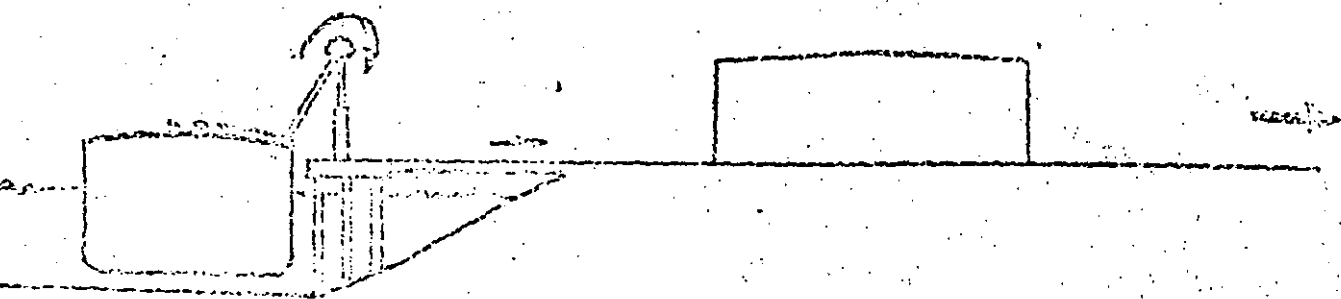


TRANSLACION

ALMACENAMIENTO



ENTREGA



FLUJO DE LA LINEA DE CARGA EN TERMINALES DE CARGA

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 termino "Estrangulamiento". La capacidad el conjunto ira 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 exigira un aumento simultaneo de la capacidad de las fases B y D.

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

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 mas espacio, más trabajo personal y un cuidado más meticulouso. 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, entre el frente de agua y la bodega de tránsito, a este espacio, se le denomina plataforma de trabajo, que debe tener suficiente ancho para alojar dos vías de ferrocarril y espacio para el tránsito de camiones, debido al gran porcentaje de carga que es manipulada 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 sería demasiado larga requiriéndose un mayor número de equipo portuario de traslación de carga. La longitud del muelle para cada puesto de atraque, así como la profundidad de agua será determinada por el tamaño y calado de los buques que arriben al puerto. La tendencia al crecimiento en tamaño de barcos de carga general es menor que los graneles y los Buque-tanques, al respecto tal parece que se llegó al buque de características óptimas, que requiere una profundidad de agua del orden de los 10 Mts.; previniendo en el diseño de los muelles una posible profundización a 12 Mts. para tomar en cuenta futuras necesidades. La eslora media se considera de 160 Mts. por lo que la longitud del atracadero sería de 180 Mts. permitiendo con esto dejar 10 Mts. a cada lado del barco como margen de seguridad entre naves y para la sujeción 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 grandes 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 fue tomada de la publicación "Port Development" de unctad publicado en 1978 y que fue 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.

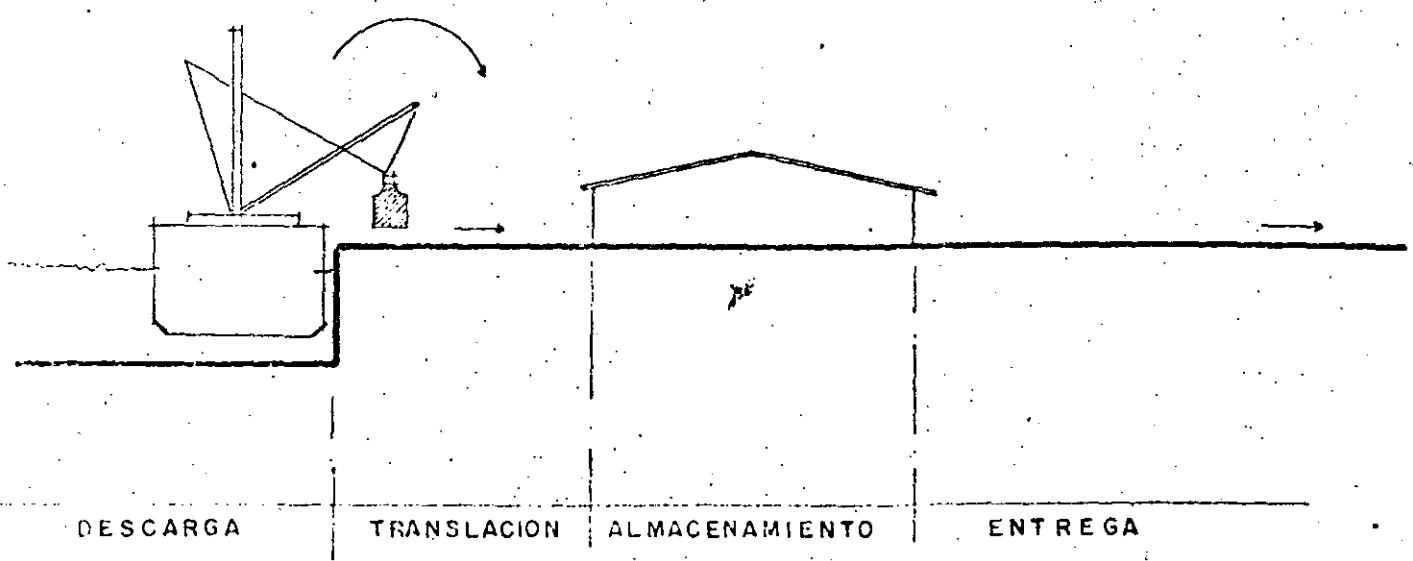
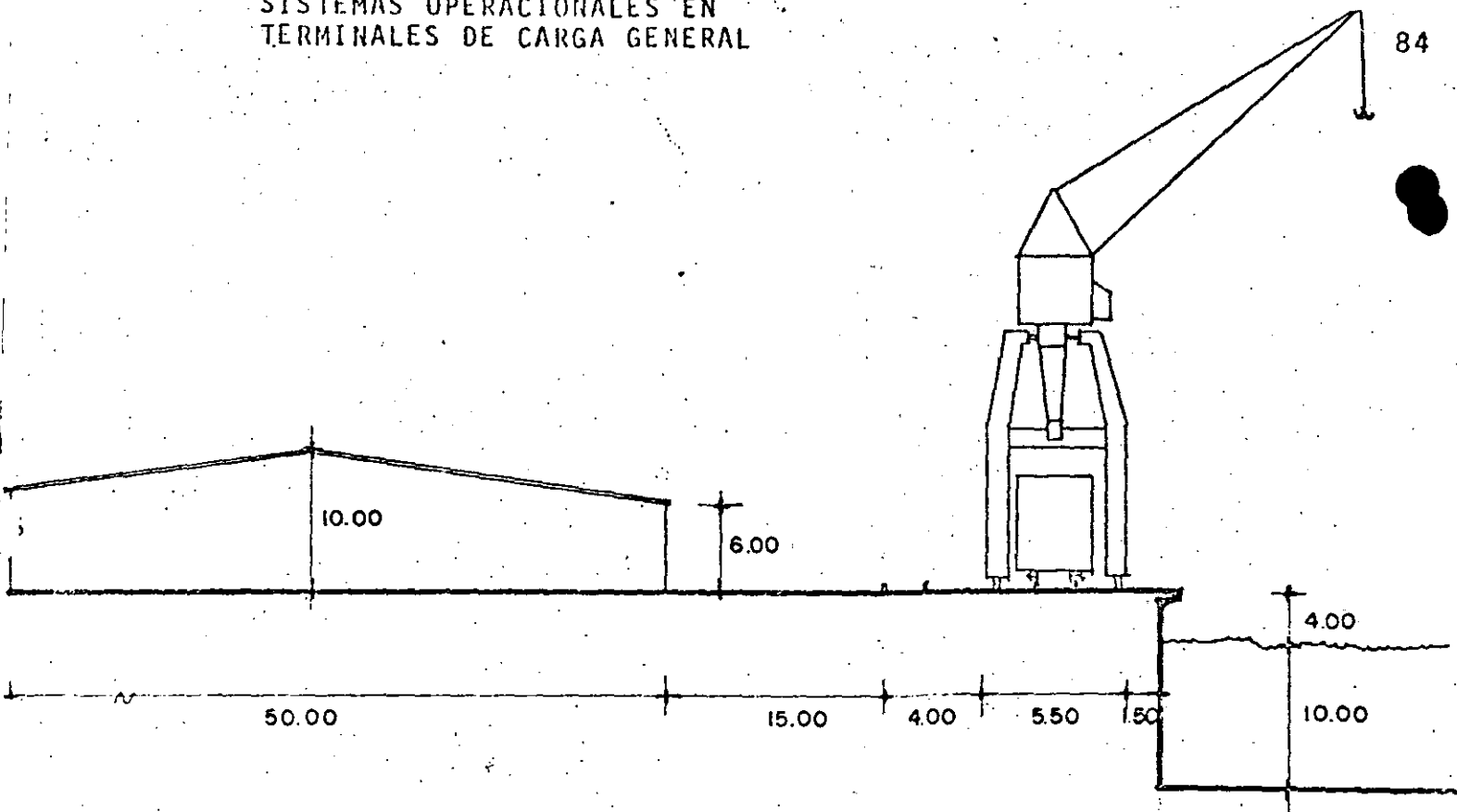
Para el almacenamiento de carga en tránsito a la intemperie, deben preverse patios localizados en zonas próximas a las bodegas de tránsito convenientemente diseñados de acuerdo con el tipo de carga que se maneje por el puerto.

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



DIMENSIONAMIENTO DE UNA TERMINAL PARA MANEJO DE CARGA GENERAL FRACCIONADA.

Las Naciones Unidas a través de UNCTAD a editado un manual "Desarrollo Portuario" el cuál cuenta con datos básicos para el dimensionamiento.

Dicho manual recopila datos de la actividad de un sin número de puertos del mundo y proporcionando datos básicos para la elaboración de anteproyectos, los cuales se deberán ajustar a las condiciones locales de la instalación que se pretende proyectar.

Empleando las graficas de planificación de la publicación-antes mencionada, se podrá obtener el número de atracaderos necesarios para un determinado volumen esperado de carga, tomando en cuenta los rendimiento en el manejo de carga en las embarcaciones.

El manual cuenta para este caso, con dos diagramas. Primer diagrama (grafica IA y IB), permite determinar las necesidades del puerto de atraque-día (número de días barco atracados) y el número aproximado de puertos de atraque necesarios.

Esos valores se utilizan como punto de partida para el segundo diagrama (IIA y IIB) que indica el tiempo previsto de permanencia del buque en puerto y puede utilizarse como base para un analisis de costo-beneficio..

Los diagramas IA y IIA son aplicables a puertos con 2 a 10 atracaderos y los IB y IIB para puertos de 10 a 30 atracaderos. Con lo que respecta al diagrama I, se toma la productividad media por cuadrilla (número de toneladas cargadas o descargadas por hora y por cuadrilla) para el grupo de puertos de atraque de carga general fraccionada, cabe aclarar al respecto que en los puertos Europeos la productividad se basa en Ton/Hr./Cuadrilla y en America --- Ton/Hr.gancho, por lo que es necesario tomar en cuenta este dato para la aplicación de los diagramas.

Esta cifra deberá obtenerse de los rendimientos efectivo - almacenados en el puerto o, en caso de un nuevo puerto de observación e información obtenida en otros puertos de la región.

EJEMPLO DE APLICACION

Supongamos un puerto con 2 a 10 atracaderos con los siguientes datos:

Predicción del movimiento de carga en un año determinado:	600,000 Ton.
Rendimiento manejo de carga:	12.5 Ton/Hr/cuadrilla
Tiempo de trabajo	dos turnos de 8 Hrs. y 6 días por semana
Numero de cuadrillas:	2.5 cuadrillas /buque
Número de días de servicio por año:	350.

APLICACION A LA GRAFICA IA

1.- En el eje de "Promedio de Ton./Hr./Cuadrilla, marcamos 12.5 se traza una línea vertical descendente, hasta el punto en que esa línea corta la línea que representa la fracción de tiempo durante la cual se trabaja en los buques atracados. En nuestro caso esa fracción será:

$$\frac{2 \text{ turnos} \times 8 \text{ Hrs.}}{24 \text{ Hrs. al día}} \times \frac{6 \text{ días a la semana}}{7 \text{ (semanas)}} = 0.572, \text{ este factor}$$

tiene en cuenta, los días en que no se trabaja en el puerto de atraque. (Se podrá observar el impacto del número de turnos de trabajo). En seguida se traza una línea horizontal hacia la izquierda hasta la intersección con la que representa el número de cuadrillas empleadas por buque en cada turno.

A continuación, se traza una línea descendente verticalmente hasta la curva que representa la predicción anual del tonelaje en nuestro caso 60,000 Ton. Continuando con una horizontal hacia la derecha hasta cortar la curva que representa el número de días de servicio del puesto de atraque para recibir barcos, se traza otra línea vertical hasta cortar el eje que indica el número aproximado de puestos de atraque necesarios. La trayectoria de las rectas trazadas al cortar los ejes nos dan la siguiente información adicional: Toneladas por día y por cuadrilla, toneladas por buque y por día y necesida

des de puesto de atraque. Es decir en nuestro caso se obtiene:

Productibilidad media por buque 450 Ton. diarias y una necesidad de puestos de atraque-día de 1330 días por año, lo que representa aproximadamente seis puestos de atraque.

Este es un dato aproximado ya que no toman en cuenta el costo del tiempo de permanencia del buque en el puerto. Para conocer este costo, se utiliza el diagrama II con los datos obtenidos en I.

Para la utilización del diagrama IIA emplearemos los siguientes datos. Número de puestos de atraque-día-1330

Número de puestos de atraque -5,6 ó 7

Numero de días de servicio al año 350

Costo diario de permanencia de barco en puerto 3500 dolares.

Con cinco puestos de atraque, el tiempo total de permanencia en el puerto es de 1800 días, mientras que con seis puestos, el tiempo total de permanencia en el puerto se reducen a 1500 días, si se dispone de siete puestos de atraque disminuirá el tiempo de permanencia del buque a 1400 días. Teniendo en cuenta que las pérdidas divididas a la insuficiencia de instalaciones portuarias en el caso de que, de manera imprevista, el desarrollo económico del país evolucione favorablemente, podrían ser superiores al costo de un nuevo puesto de

atraque. Por lo anterior el Ingeniero Portuario tendra que determinar se la reduccion del tiempo de permanencia del buque que trae consigo la opcion de seis puestos de atraque en relacion con la de cinco puestos, -- justifica la inversion del nuevo puesto y de la misma forma de opcion de siete puestos de atraque. Esto se efectua normalmente mediante un analisis costo-beneficio.

GRÁFICO 3

Terminal de carga general fraccionada — Diagrama de planificación I.A.: necesidades de puestos de atraque (de 2 a 10 puestos)

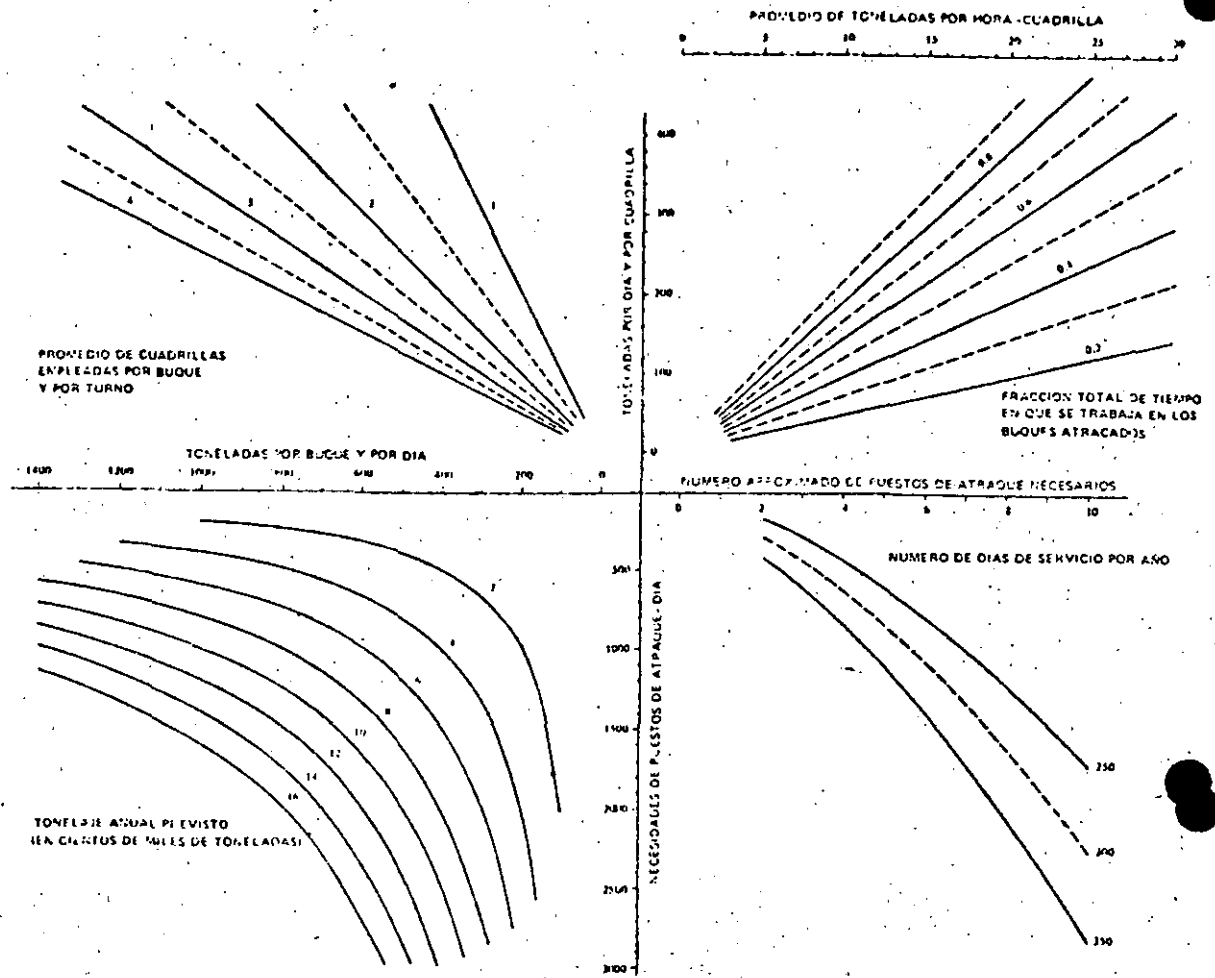


GRAFICO 4

Terminal de carga general fraccionada — Diagrama de planificación L.H.: necesidades de puestos de atraque (de 10 a 30 puestos).

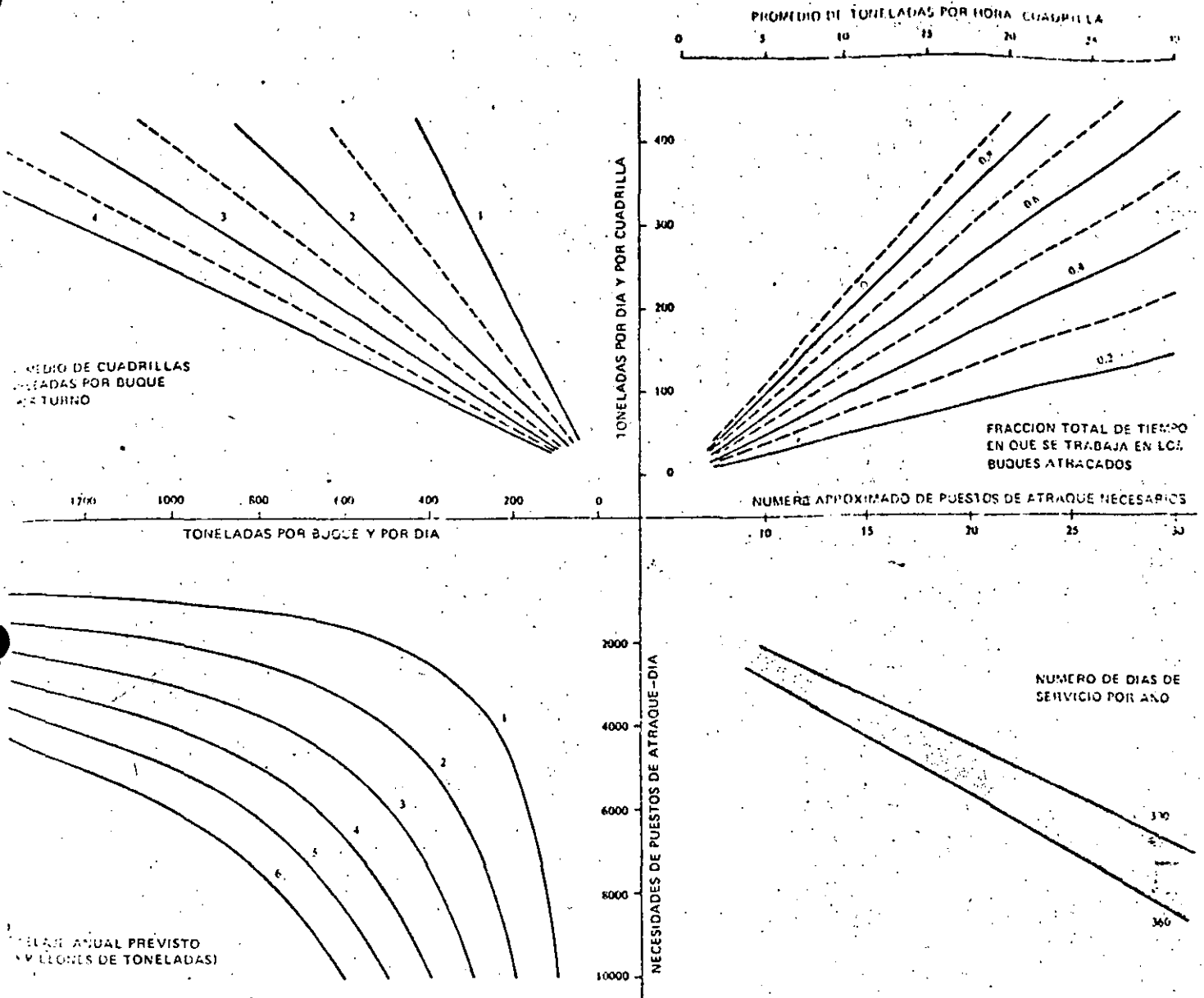


GRAFICO 5

Terminal de carga general fraccionada — Diagrama de planificación H.A.: costo de permanencia del buque en el puerto (de 2 a 10 puestos de atraque)

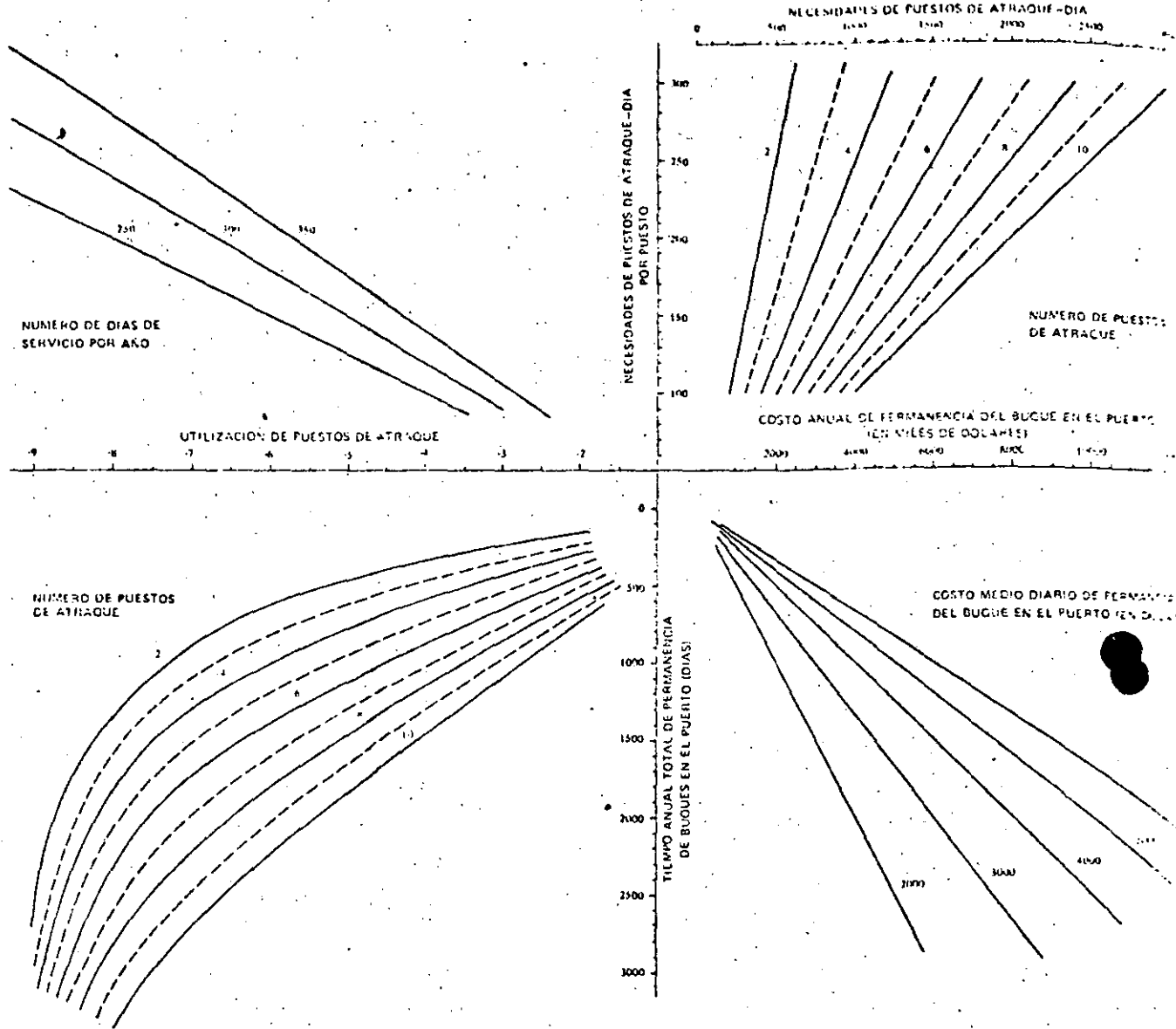


GRAFICO 6

Terminal de carga general fraccionada -- Diagrama de planificación H.B. costo de permanencia del buque en el puerto (de 10 a 30 puestos de atraque)

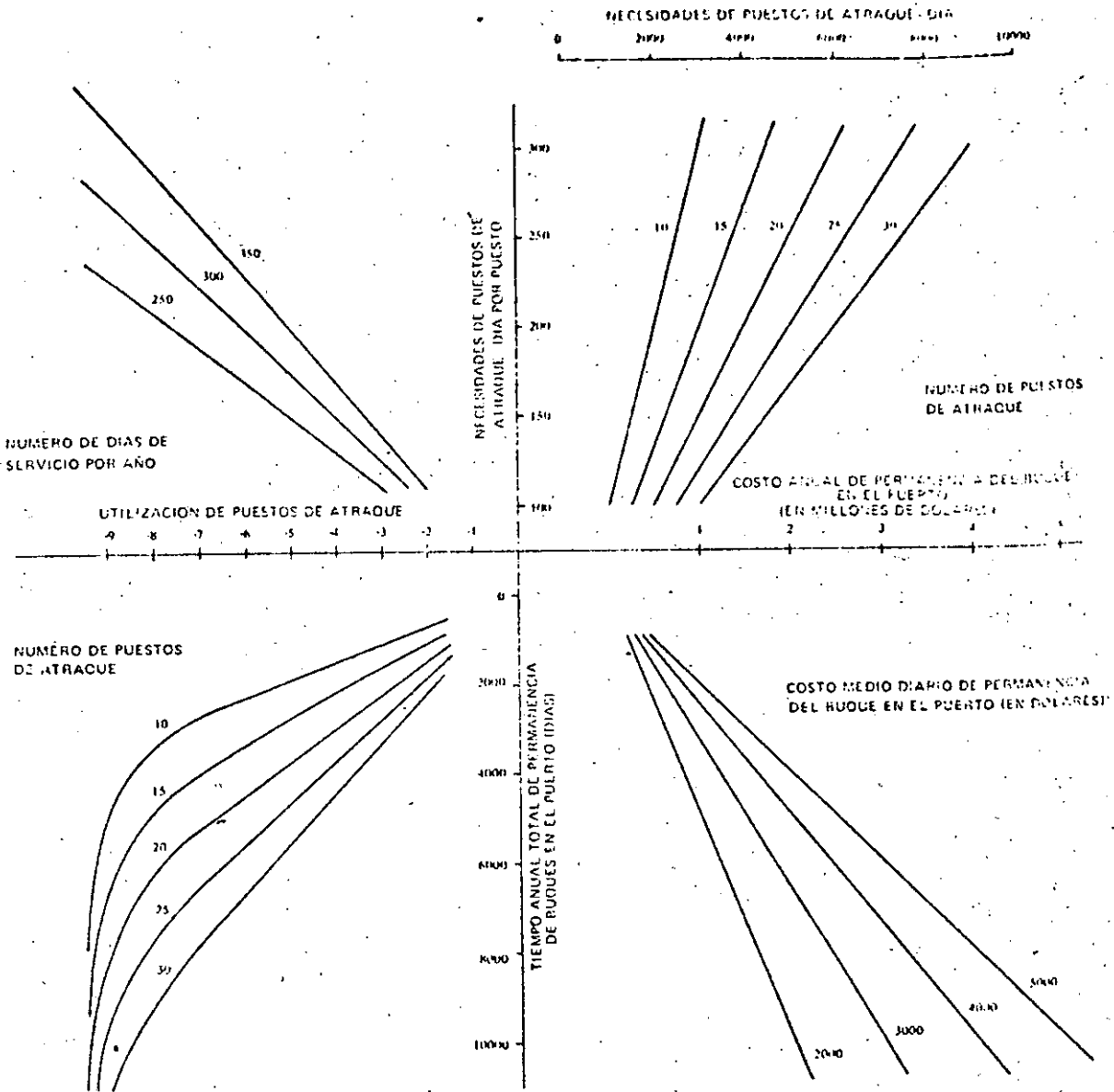


GRÁFICO 10

Terminal de carga general fraccionada -- Diagrama de planificación III: necesidades de superficie de almacenamiento.

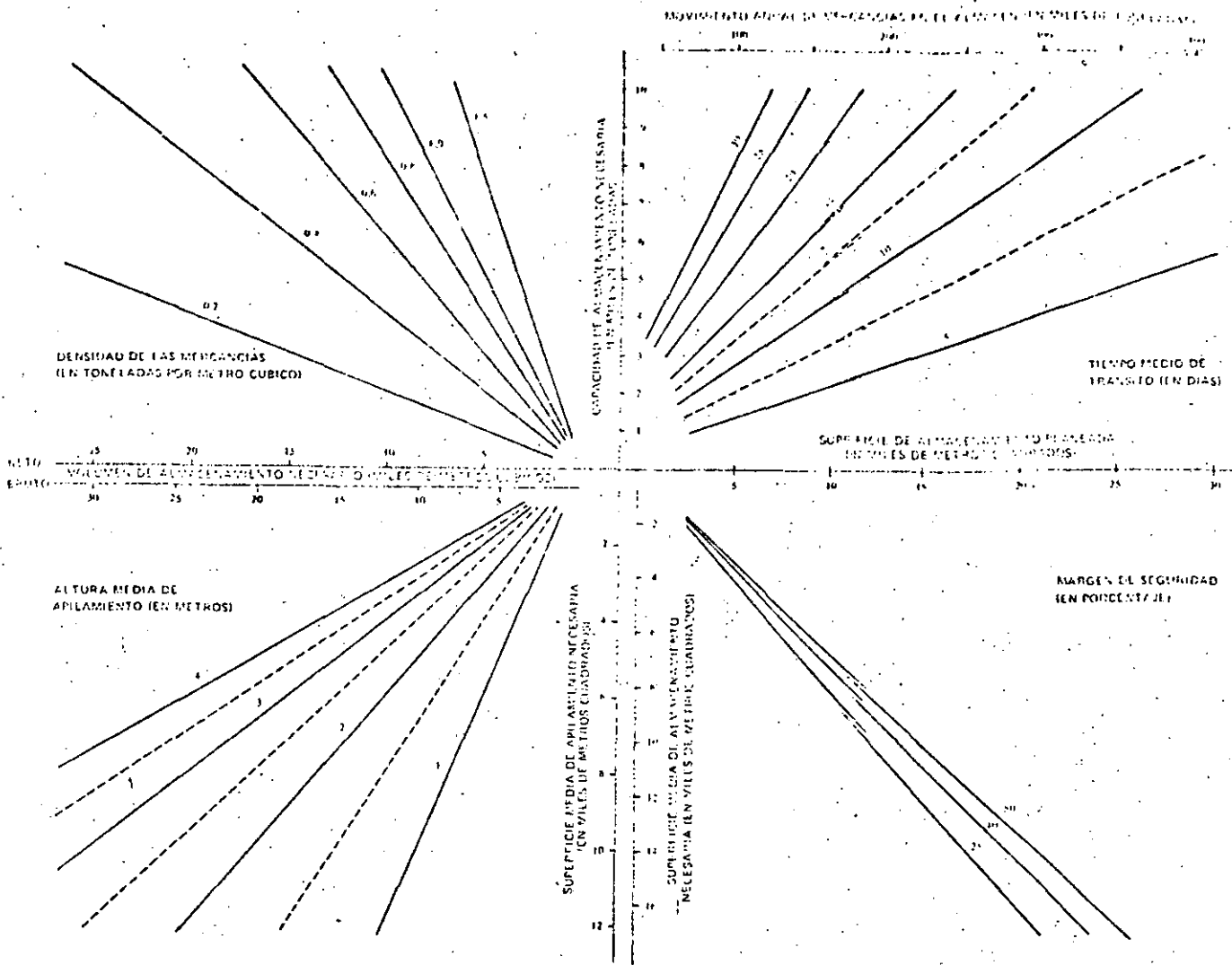


GRAFICO 7

Ejemplo de utilización del diagrama de planificación I.A.

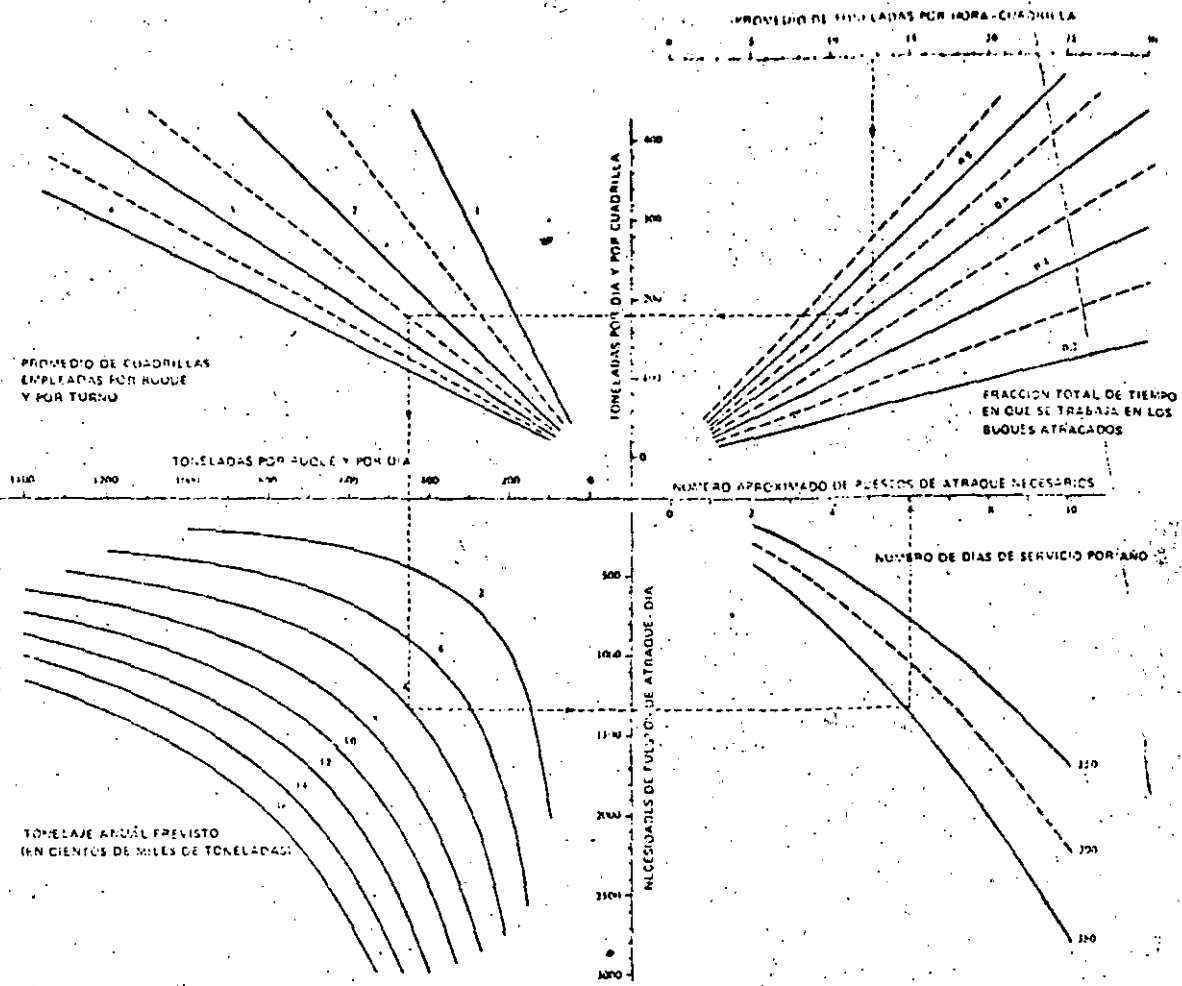
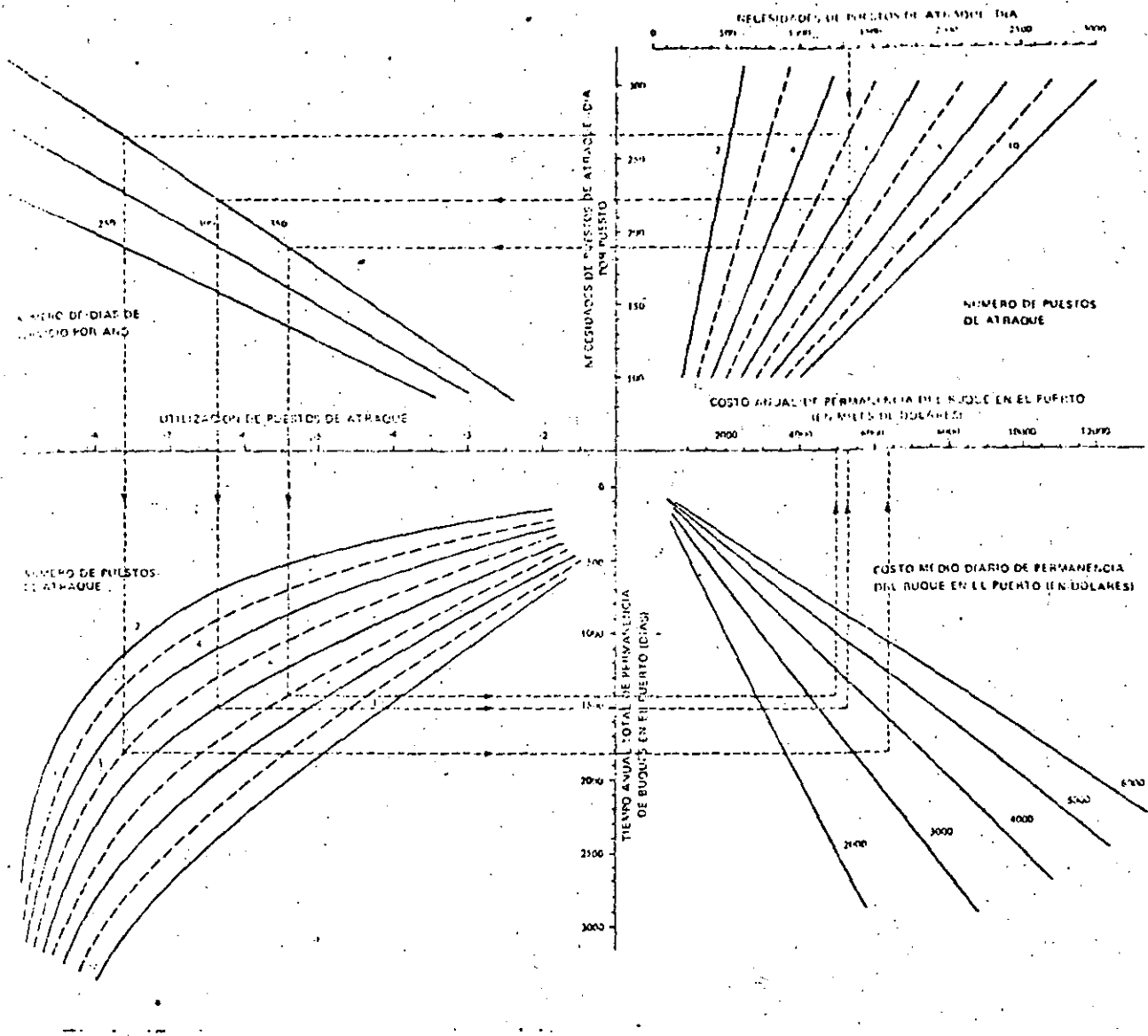
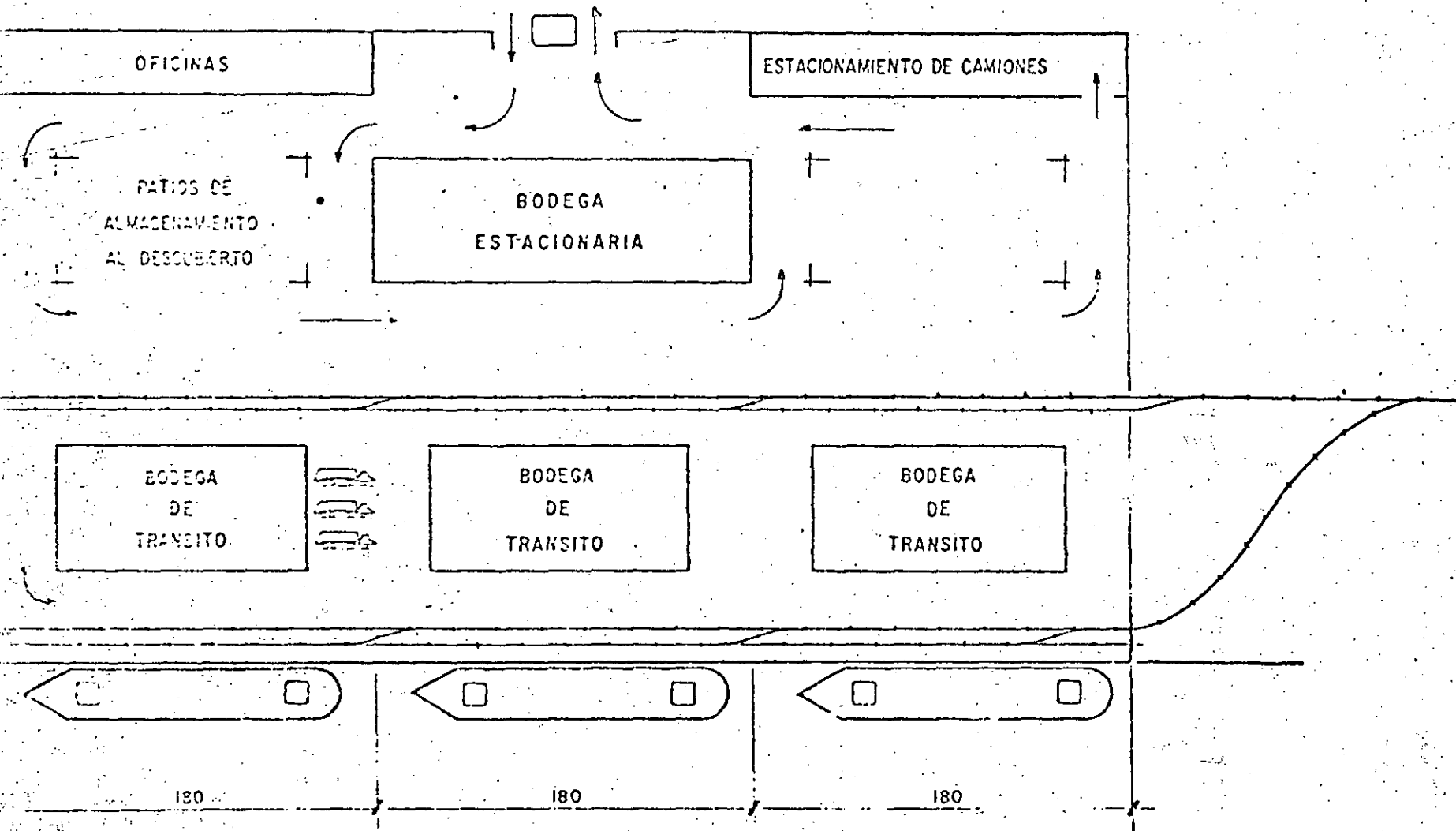


GRAFICO 8
Ejemplo de utilización del diagrama de planificación H.A.





TERMINAL TIPO, DE CARGA GENERAL MARGINAL.



BODEGA DE
TRANSITO

B.de T.

PATIOS

B.de T.

B.de T.



MUELLE DE CARGA GENERAL EN ESPIGON.

TERMINAL DE CONTENEDORES.

ANTECEDENTES:

El sistema se inició en 1960 en EE.UU. por la compañía ----- MATZON, empleando contenedores de 24' x 8' y 8' 6" de altura. En 1965 se introdujo el sistema en Europa y la Cia. MATZON - en 1967, introdujo el manejo en Japon, estos movimientos se iniciaron con barcos convencionales con grúas a bordo del -- barco, al mismo tiempo la Cia. SEELAND, con tractores y chasis, con grúas a bordo y en muelle introdujo esta versión en el manejo de contenedores de 35 x 8 x 8' 6". Posteriormente, dada la demanda en la utilización de los contenedores, se generalizo la utilización de grúas especializadas en muelle, - equipos de transferencia y almacenamiento en patio y contenedores de 20 y 40' con sección de 8 x 8'. En México se introdujo el sistema en 1980 en el puerto de Veracruz e incipientemente en Lázaro Cárdenas.

Para la utilización de este sistema se tendrán que tomar en cuenta:

- La reducción de mano de obra, que varia de 3a1 a 5a1, respecto a una terminal convencional de carga general.
- Una terminal de contenedores tiene un rendimiento en el manejo de carga del orden de 6 veces, respecto a una terminal de carga general, y con un costo de tres veces mayor. Por lo que el costo por tonelada manejada por -

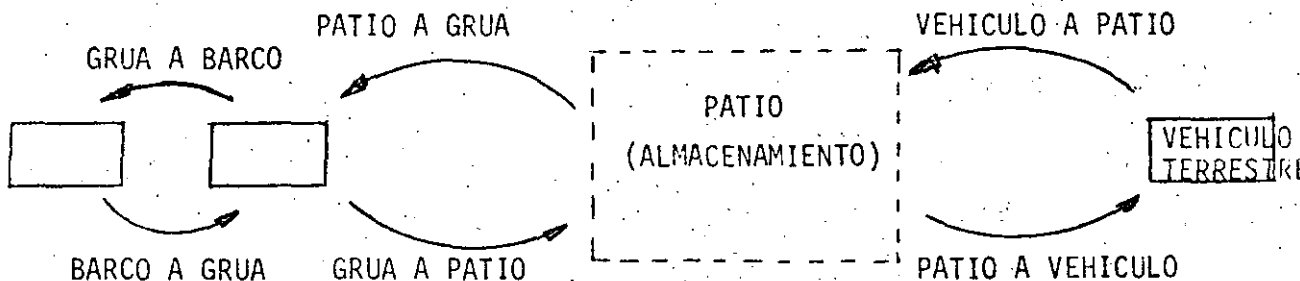
efecto de las inversiones realizadas, equivale a la mitad.

Planeación de una terminal de contenedores.

1.- Flujo de carga. Actividades de la terminal.

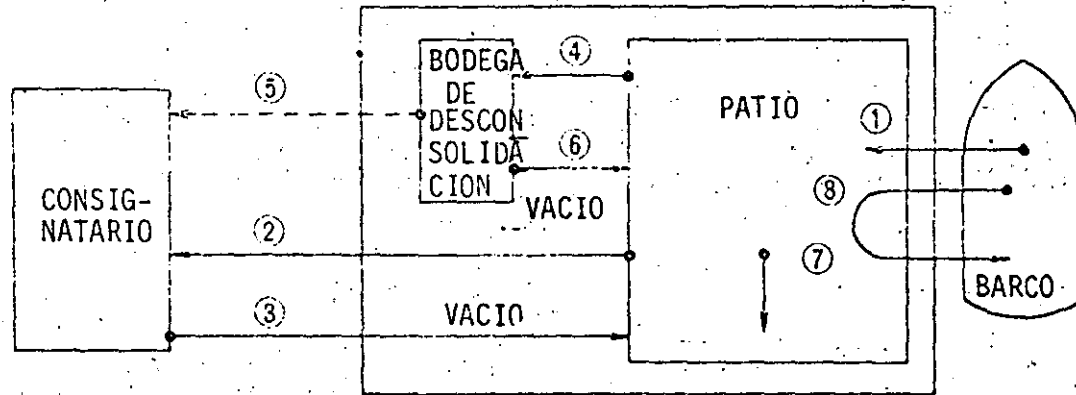
- Carga/descarga de contenedores.
- Recepción y despacho de contenedores vía transporte terrestre.
- Almacenamiento en patio.
- Consolidación y desconsolidación de contenedores.
- Mantenimiento y conservación de contenedores, vehículos y equipos de manipulación de carga.

En la siguiente figura se muestra el flujo de la carga en una terminal.



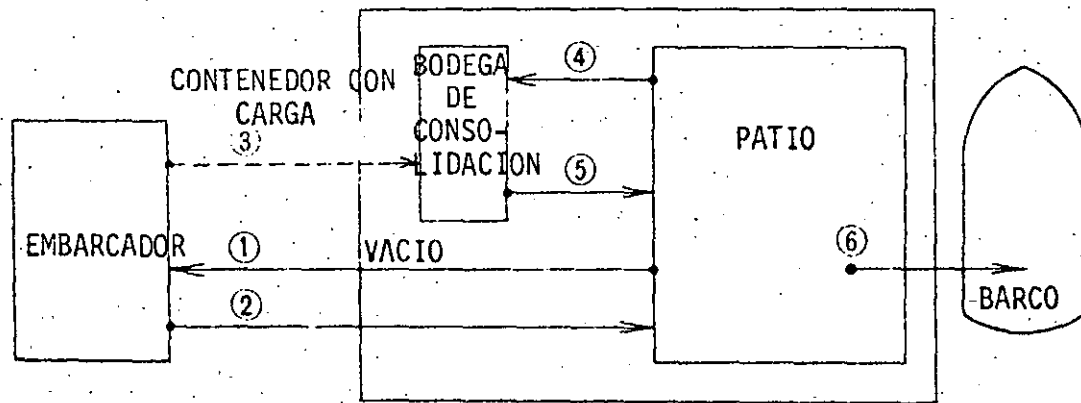
Las figuras muestran las líneas de flujo de contenedores de exportación y de importación.

No.	CONCEPTO	CONSIGNATARIO	BUEGA DE DESCONSOLIDACION	PATIO	BARCO
1	DESCARGA			○	○
2	ENTREGA	○		○	
3	REGRESO CONTENEDOR VACIO	○	VACIO	○	
4	TRANSLADO CONTENEDOR CARGADO		○	○	
5	REGRESO CONTENEDOR VACIO		○	○	
6	TRANSLADO POR CUARENTENA	○			○
7				○	○
8	REUBICACION DE CARGA			○	○



FLUJO DE IMPORTACION DE CONTENEDORES

No.	CONCEPTO	EMBARCADOR	BODEGA DE CONSOLIDACION	PATIO	BARCO
1	ENVIO DE CONTENEDOR VACIO	○ ←	VACIO	○	
2	RECEPCION CON CARGA	○ →		○	
3	RECEPCION EN BODEGA	○ - - - - - →	○		
4	A BODEGA DE CONSOLIDACION.		○ ←	VACIO	○
5	RECEPCION EN PATIO		○ →	○	
6	CARGA			○ →	○



FLUJO DE CONTENEDORES DE EXPORTACION

2.- Aspectos Generales.

- La terminal se proyectará de tal manera que los barcos porta-contenedores no tengan estadias prolongadas en espera de muelle.
- Que las operaciones de carga/descarga se puedan efectuar las 24 horas del día y durante todo el año.
- Disponer de amplias zonas de almacenamiento, dotadas de acceso carretero y ferroviario.

3.- Localización.

- El volúmen previsto de tráfico determinará la longitud de atraque y la extensión de los patios de almacenamiento de contenedores.

NOTA.- Con frecuencia, la importancia de las áreas de almacenamiento de contenedores, impide la utilización de los muelles convencionales de carga general, por sus dimensiones reducidas.

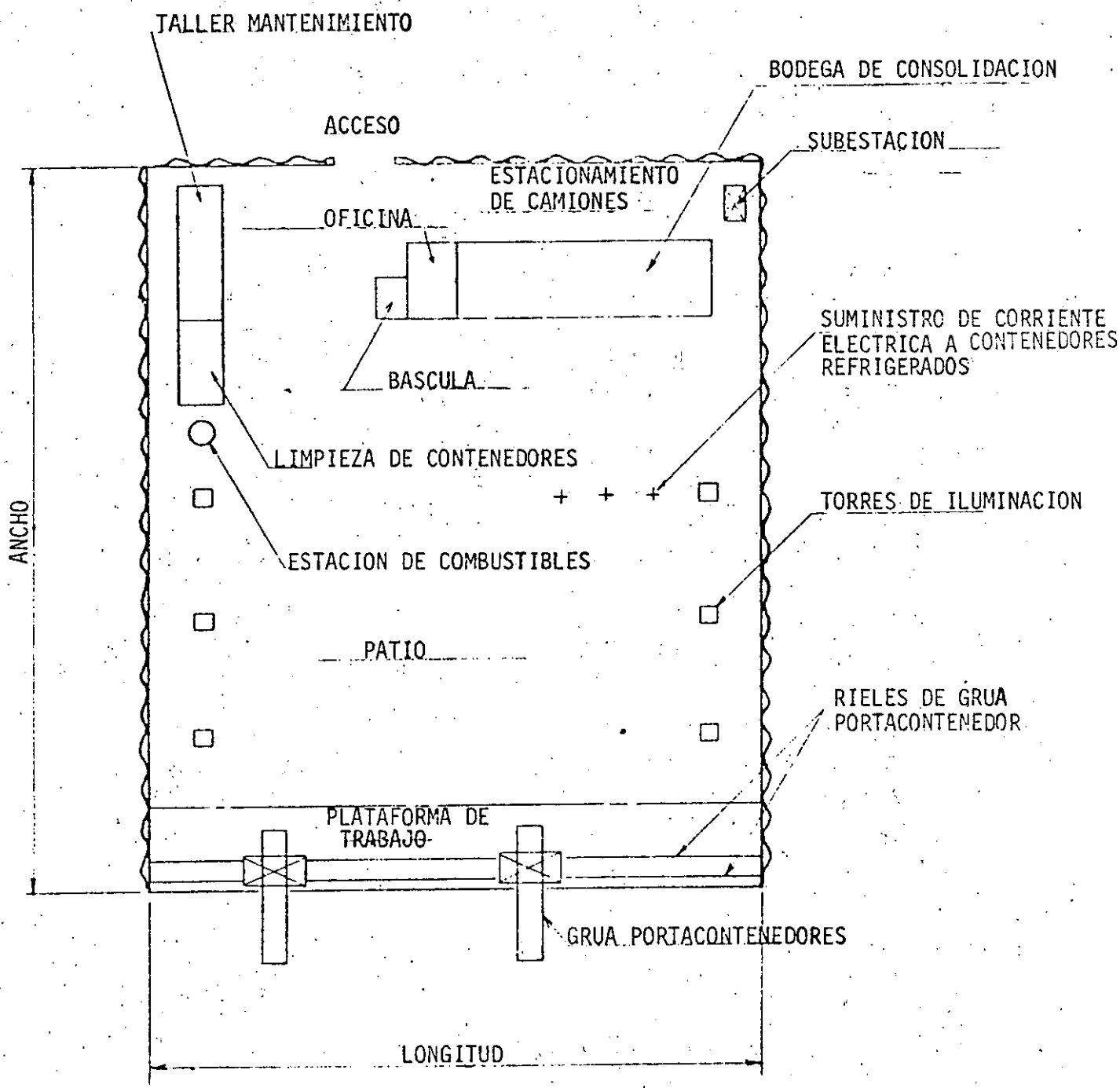
- Las condiciones físicas influyen en la localización, por lo que la zona elegida debe estar protegida de la agitación ya que el manejo de contenedores requiere una posición estable del barco (altura máxima de la ola de 0.75 m.). La calidad del suelo es importante por las grandes descargas producidas por los contenedores apilados y el equipo de manejo.
- Es deseable que la localización de la terminal no provoque largos trayectos del barco entre la bocana del

- puerto y la terminal para reducir el tiempo en puerto.
- Se deberá contar con reserva territorial para ampliación de patio y prever el aumento en el tamaño de los barcos.

La siguiente figura muestra una distribución general de una terminal.

4.- Muelles.

- Si la predicción del tráfico indica la posibilidad del envío de embarcaciones de la 3a. generación, deberá preverse una profundidad de 13 a 14 m.
- Los barcos de la 2a. generación requieren 11 m. de profundidad.
- El muelle deberá contar con una vía para la grúa porta-contenedores, cuyo peso fluctua entre 500 - 800 tons., y cuya altura es de hasta 80 m. con el brazo de carga elevado.
- La longitud media de un atraque varia de 250 a 300 m. para los barcos de 2a y 3a. generación. En el caso de requerirse varios tramos de atraque, estos deberán tener el mismo alineamiento para poder desplazar las grúas porta-contenedores de un tramo a otro.
- Para el empleo de barcos porta-contenedores alimentadores que comuniquen puertos pequeños con grandes terminales, es conveniente prever atraques de menores dimensiones, sin interferencia en su manejo.



DISTRIBUCION GENERAL DE UNA TERMINAL DE CONTENEDORES

- 1
- La utilización cada vez mayor a nivel mundial de barcos mixtos, es decir Lo/Lo y Ro/Ro, en donde el auto transporte juega un papel preponderante no obliga a prever rampas fijas en un extremo de la terminal ó bien el uso de rampas flotantes móviles.

5.- Patios.

- Una de las características del sistema de transporte por contenedores es la gran extensión de terreno necesaria para almacenamiento.
- Cuando se inician las operaciones en una terminal y hasta 20 000 teu. se requieren del orden de 300 m. de ancho, llegando a 500 m. para un manejo de 100,000 -- teu/año por terminal.
- Cuando existe un gran movimiento de contenedores vacíos, las experiencias en otras partes del mundo fijan a 600 m. el ancho del patio.
- Un patio de contenedores, se compone de tres partes principales:
 - A.- Zona de preparación del plan de carga (instalaciones de control)
 - B.- Zona de almacenamiento de contenedores.
 - C.- Circulación de vehículos y equipo. -

Las diversas áreas de la terminal se definiran en fun
cion de los volúmenes previstos de contenedores de --
importación y explotación, con carga y vacíos para --
contenedores de 20 ó 40', refrigerados o con cargas -
peligrosas, áreas para los que requieren reparación y
fundamentalmente el tipo de equipo para la transfe
ren
cia y estiva de contenedores.

Por regla general a una mayor densidad de almacena--
miento de contenedores, se requiere una administra--
ción rigurosa y un mayor valor del equipo para la es
tiva a gran altura.

El conjunto de patios debe proyectarse de manera uni
forme para poder modificar los límites de las diver--
sas áreas, de acuerdo con la demanda de los flujos -
de los tipos de contenedores que se manejen.

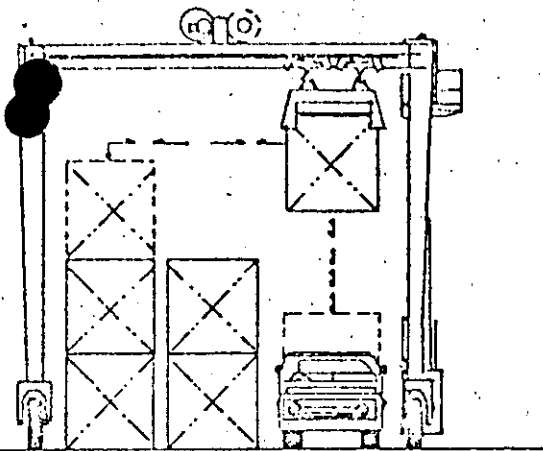
Es importante proyectar adecuadamente los patios para
obtener un dren de aguas pluviales eficiente y alumbra
do general que permita el trabajo nocturno con seguri
dad y eficiencia. Estos conceptos representan del or--
den del 30% del costo de los patios, y los patios tie
nen un costo en su totalidad de aproximadamente simi--
lar al del muelle.

6.- Comunicaciones terrestres.

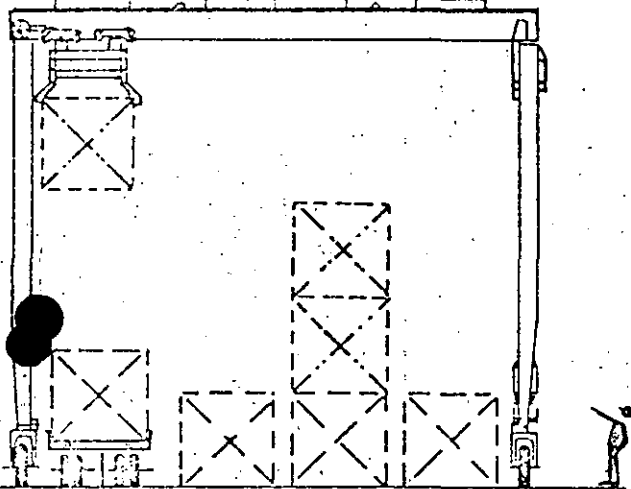
Dado que el ritmo del transbordo del sistema de transporte terrestre es menor que la carga/descarga de barcos, la terminal deber contar con una vialidad expedita y con estacionamientos de vehículos terrestres para evitar congestionamientos.

El dimencionamiento de la vialidad, tanto carretero como ferroviario estará en función del volúmen de carga del tráfico marítimo.

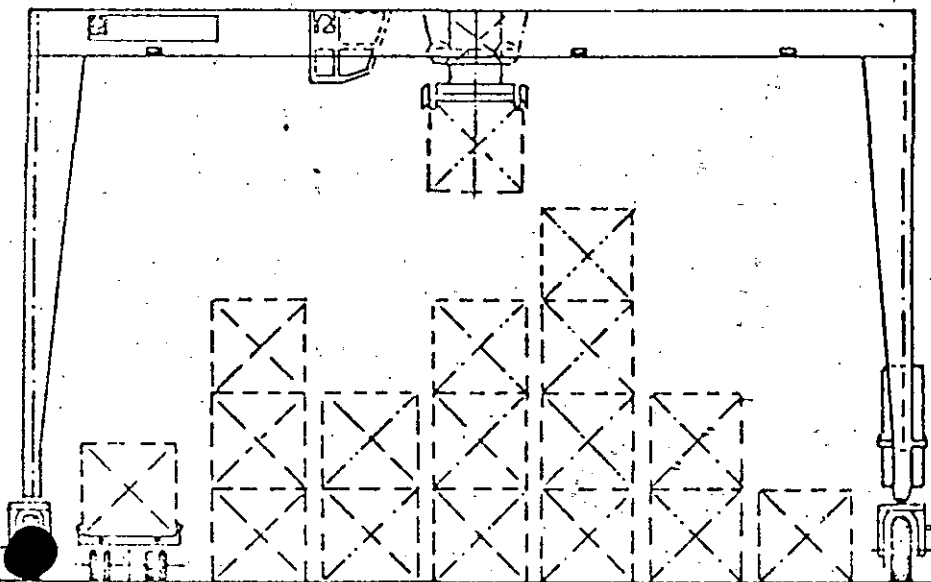
El proyecto detallará la operación ferroviaria, la cual formará por tres vías, equipadas con gruas sobre rieles que permita la carga/descarga de vagones. Las vías pueden instalarse ya sea perpendicularmente o paralelas al muelle, lo cual dependerá de la dirección de ampliación de la terminal, dado que es deseable no cortar los patios de almacenamiento con vías ferreas, generalmente se localizan éstas, al fondo de la terminal, es decir - en el extremo contrario a la dirección de ampliación de patios.



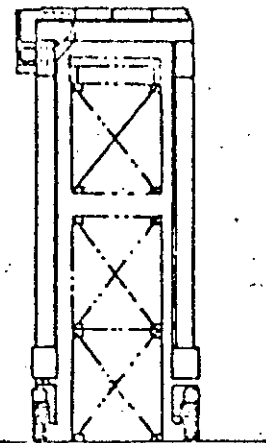
a) Grúa de Pátio sobre llantas: ancho 2+1/
 Altura 1 sobre 2
 (Trasteiner, Travelift, etc.)



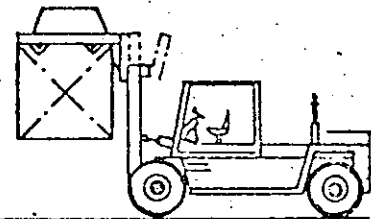
b) Grúa de patio sobre llantas: 3+1/
 1 sobre 3



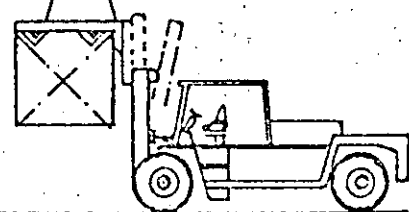
c) Grúa de patio sobre llantas: 6+1/1 sobre 4



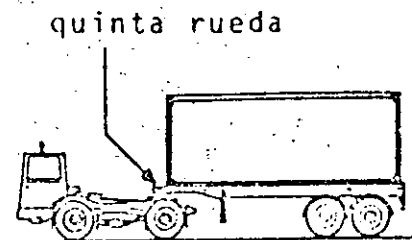
d) Grúa "U" de Patio
 Straddle carrier: 1 sobre 2



e) Montacargas
 Top loader: contenedor de 20 pie



f) Montacargas
 Top loader: contenedor de 40 pie



g) Tractor + Chasis

MANEJO ANUAL DE CONTENEDORES CON DISTRIBUCION MENSUAL

CONCEPTO	ENE		FEB		MAR		ABR		MAY		JUN		JUL		AGO		SEP		OCT		NOV.		DIC		
	I	E	I	E	I	E	I	E	I	E	I	E	I	E	I	E	I	E	I	E	I	E	I	E	
CONTENEDORES:																									
C/CARGA 20'																									
C/CARGA 40'																									
VACIOS 20'																									
VACIOS 40'																									
CONT. REFRIGERADOS 20'																									
" " 40'																									
Nº DE CONTENEDORES POR BARCO																									

I = IMPORTACION
E = EXPORTACION

EQUIPAMIENTO DE UNA TERMINAL DE CONTENEDORES.

Una vez concluidos los estudios económicos a nivel nacional y regional que determinen la necesidad de contar con una terminal de contenedores, su desarrollo puede ser por etapas.

La primera comprende la planeación general de la terminal, incluyendo largo y profundidad del muelle, extensión de áreas de tierra y los accesos terrestres. El muelle de referencia debiera estar con la preparación para los rieles de tránsito de una grúa de portico portacontenedores, los patios para almacenamiento de contenedores y la bodega de consolidación y desconsolidación de contenedores. En esta etapa se pueden utilizar las grúas del barco, una móvil sobre camión y el equipo para transferencia y estiba.

Lo anterior obedece a que la grúa porta-contenedores tiene un costo del orden de \$ 700 millones (1983), la cual se justifica económicamente a partir de los 20,000 TEU/año.

La segunda etapa consiste en que una vez logrado el manejo mínimo de contenedores por año para ser rentable la grúa, se analise al sistema de equipamiento total mas adecuado.

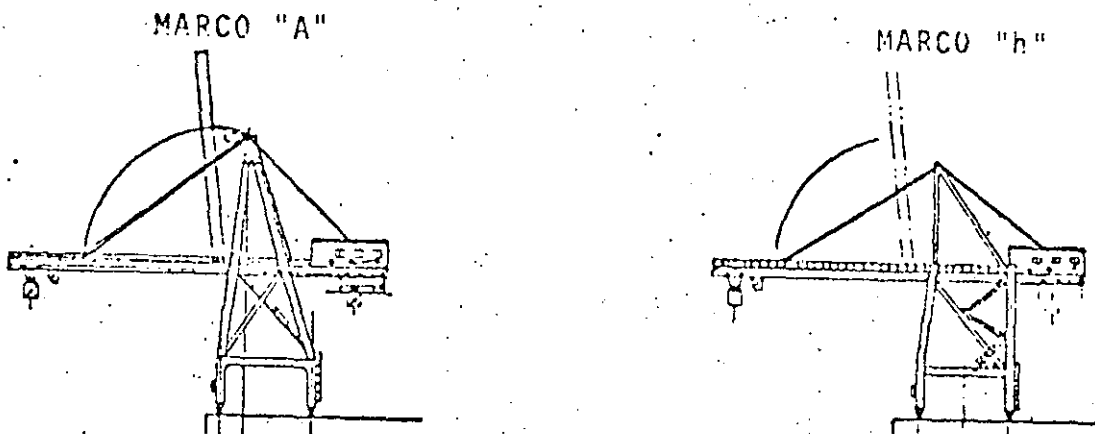
Una grúa porta-contenedores de portico puede manejar un promedio de 20 a 30 contenedores por hora y aproximadamente 40,000 contenedores al año.

La selección de las dimensiones de grúa porta-contenedores depende principalmente, del tamaño de los barcos a los que servirá la carga útil, varia de 30 a 40 tons., el alcance va de 25 m. para barcos de pequeños hasta 40 m. para barcos de la 2a y 3a generación.

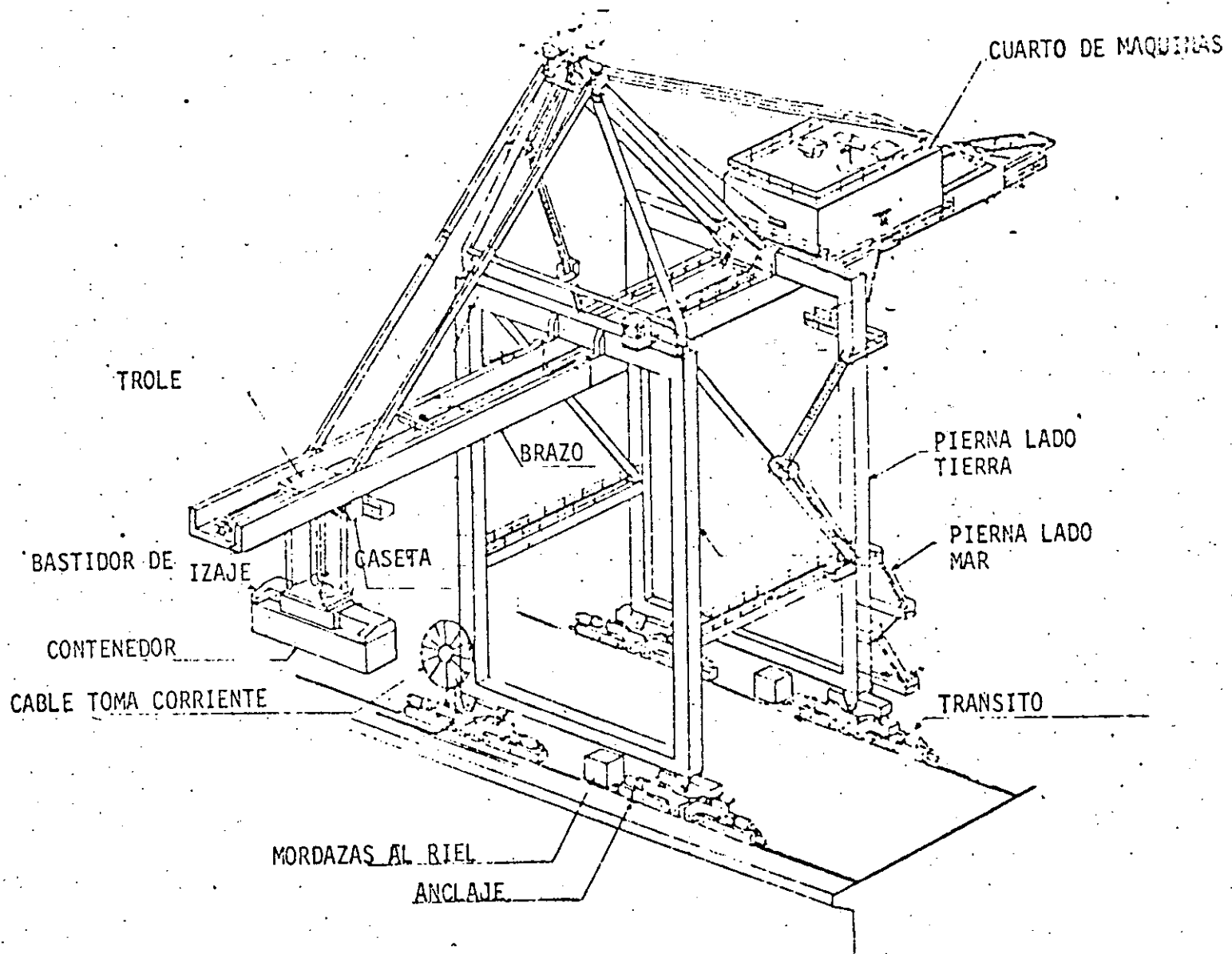
Las condiciones de operación fijan separación entre rieles que dependen de la decisión de pasar vías bajo el portico. Dicha separación varia entre 15 y 20 m.

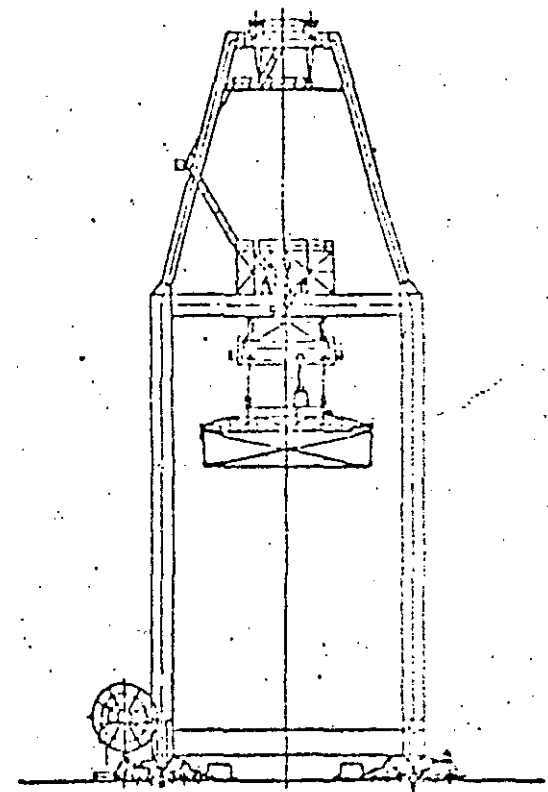
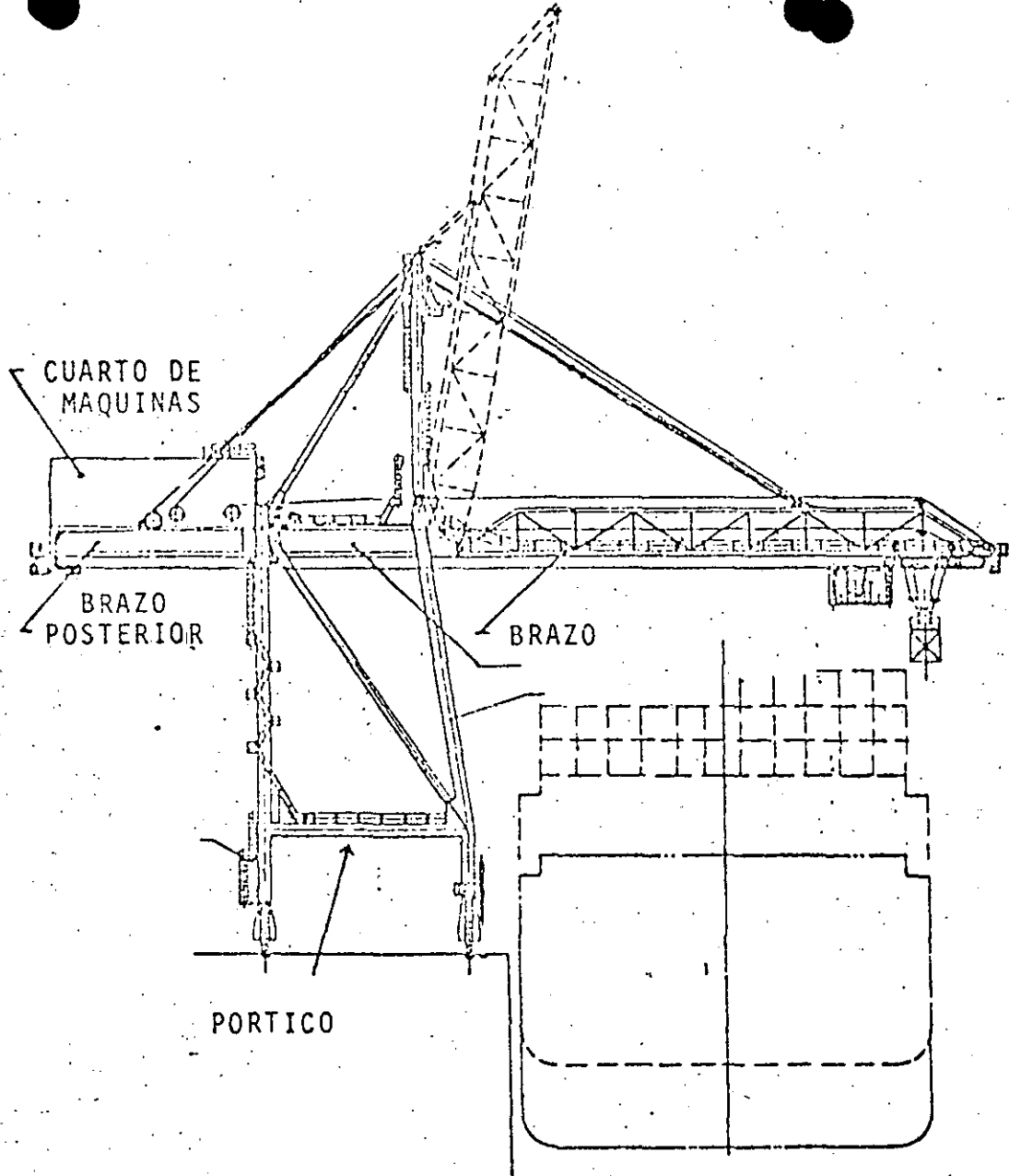
El número de grúas de portico depende del tráfico que se recibe, y es proporcionalmente mas elevado para un número reducido de tramos de atraque. En general es necesario una grúa más que el número de tramos de atraque, es decir, dos grúas para un tramo, tres grúas para dos tramos, etc.

Las siguientes figuras, muestran dimensiones; detalles de construcción y operación de una grúa portacontenedores.

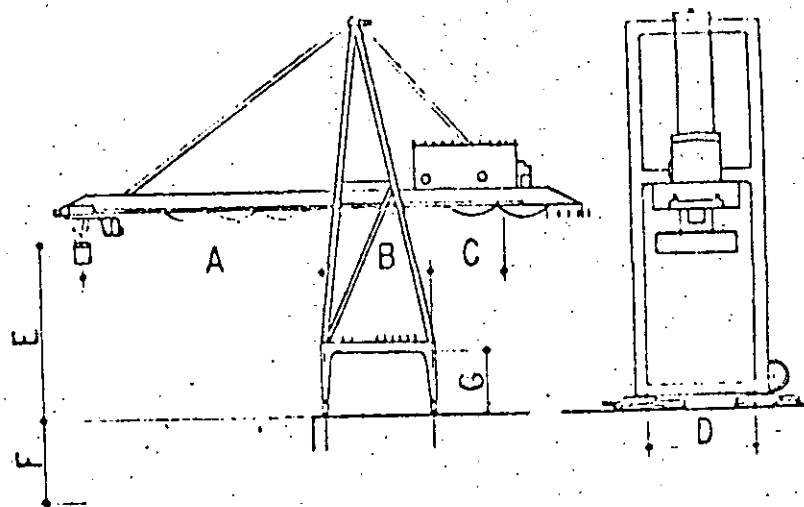


TIPO DE GRUAS PORTACONTENEDORES



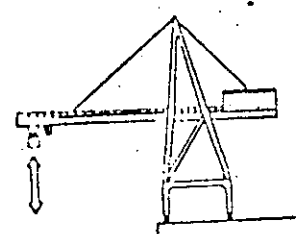


VISTA GENERAL DE UNA GRUA PORTACONTENEDORES



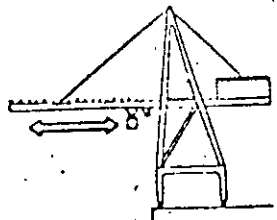
	CONCEPTO	FACTORES	DIMENSIONES
A	BRAZO	◦ MANGA	500 TEU : 27.5 m
			1000 " : 30.5 m
			2000 " : 35.5 m
B	SEPARACION RIELES	◦ ESTABILIDAD ◦ Nº CARRILES ◦ DE EQUIPO DE TRANSFERENCIA	2 LINEAS : 13 m
			3 " : 18.5 m
			1-LINEA : 4 m
C	BRAZO POSTERIOR	◦	2 LINEAS : 9.5 m
			40' : 14.5 m
D	ANCHO	◦ LARGO DEL CONTENEDOR	500 TEU : 21 m
E	ALTURA SOBRE MUELLE	◦ CALADO	1000 " : 22 m
			2000 " : 25 m
			500 TEU : 9 m
F	ALTURA ELEVACION BAJO EL MUELLE	◦ CALADO	1000 " : 10.5 m
			2000 " : 12 m
			500 TEU : 9 m
G	BALIBO	◦ ALTURA DEL EQUIPO DE TRANSFERENCIA	Straddle carrier DE 3 ALTURA DE CONTENEDORES (for 8'6" CONTENEDORES : 10 m (for 9'6" " " " : 11 m

REQUERIMIENTOS DE
ENERGIA ELECTRICA
(APROXIMADAMENTE)



	VELOCIDAD		
	VACIO	CARGADO	
IZAJE	70-120 m/min.	35-50 m/min.	

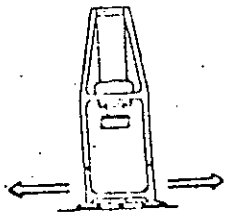
330 kW



TRANSLACION
CONTENEDOR

120-150 m/min.

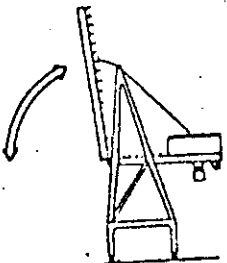
75 kW



TRANSLACION
GRUA

abt. 45 m/min.

8 x 12.5 kW

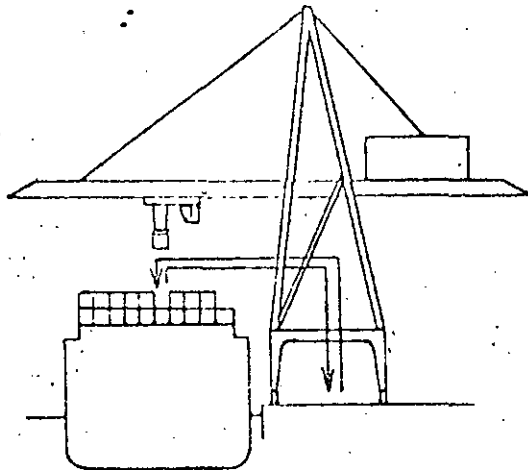


BRAZO

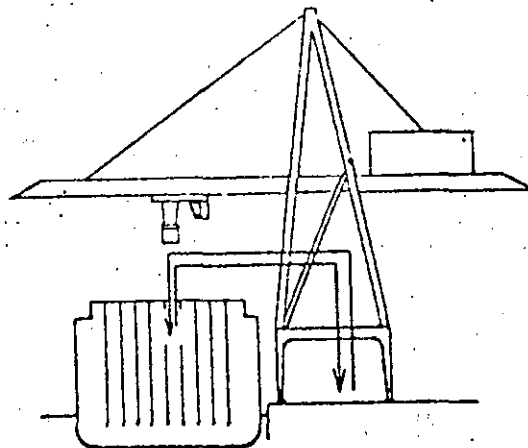
7-9 min./cycle

75 kW

VELOCIDADES DE OPERACION



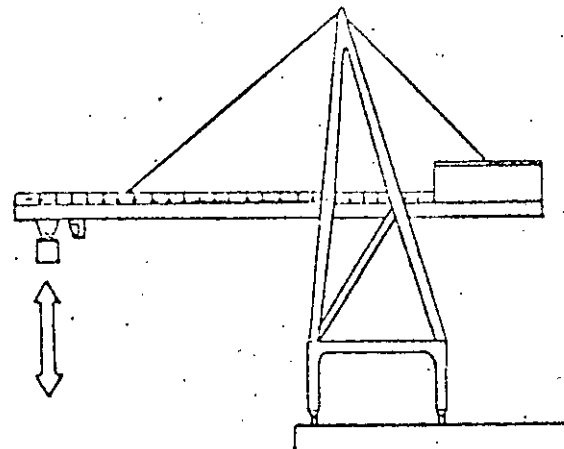
CICLO DE DESCARGA EN CUBIERTA DEL
BARCO 110 sec.
(32 units/hour)



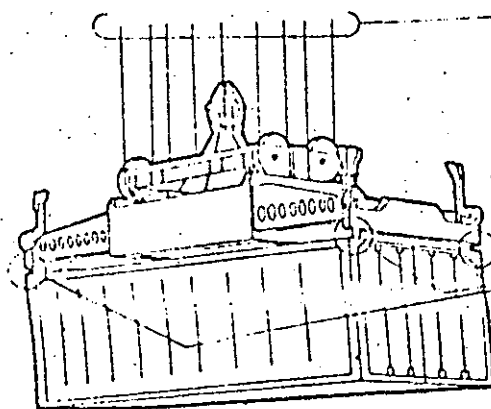
CICLO DE CARGA EN BODEGA DEL
BARCO 150 sec.
(24 units/hour)

CONDICIONES DE VIENTO

VELOCIDADES DE VIENTO ≤ 16 m/sec.



EN OPERACION



CARGA DE IZAJE

= PESO BASTIDOR (8 - 10 ton)

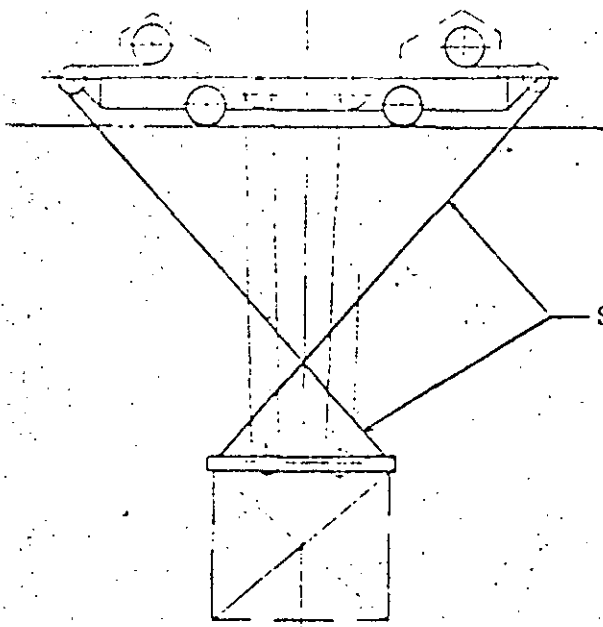
+ PESO CABLES

+ MARGEN DE SEGURIDAD

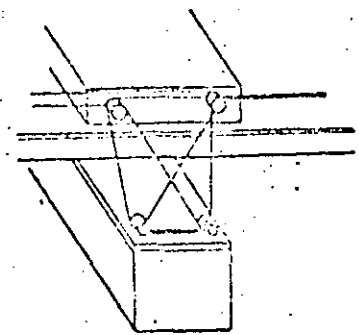
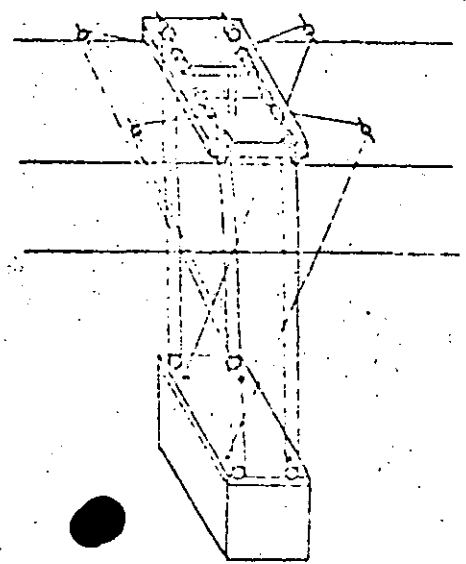
CARGAS ABAJO BASTIDOR DE CARGA

= PESO CONTENEDOR + MARGEN DE SEGURIDAD

CARGA DE IZAJE



SISTEMA ANTI-PENDULO



FIJO EN LA PIERNA LADO MAR DE LA GRUA

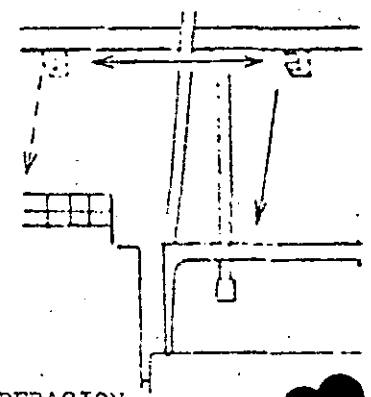
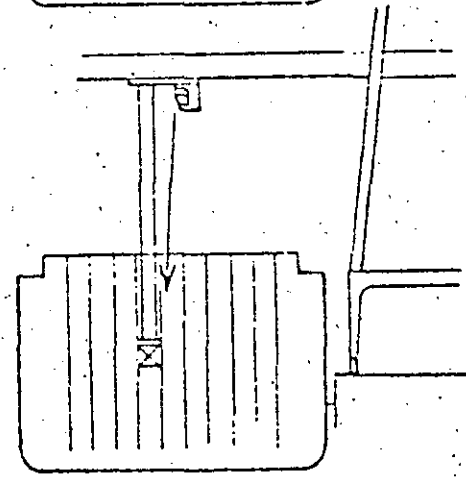
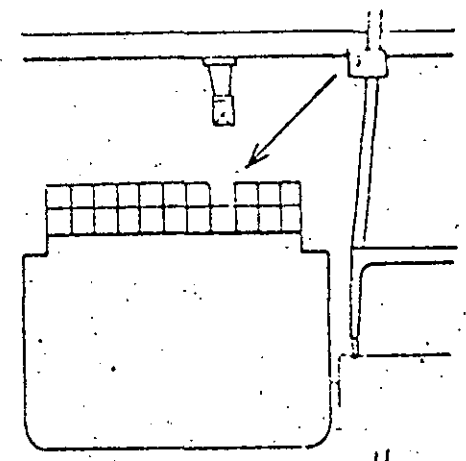
- BUENA VISIBILIDAD EN CUBIERTA DE BARCO

FIJA EN EL TROLE

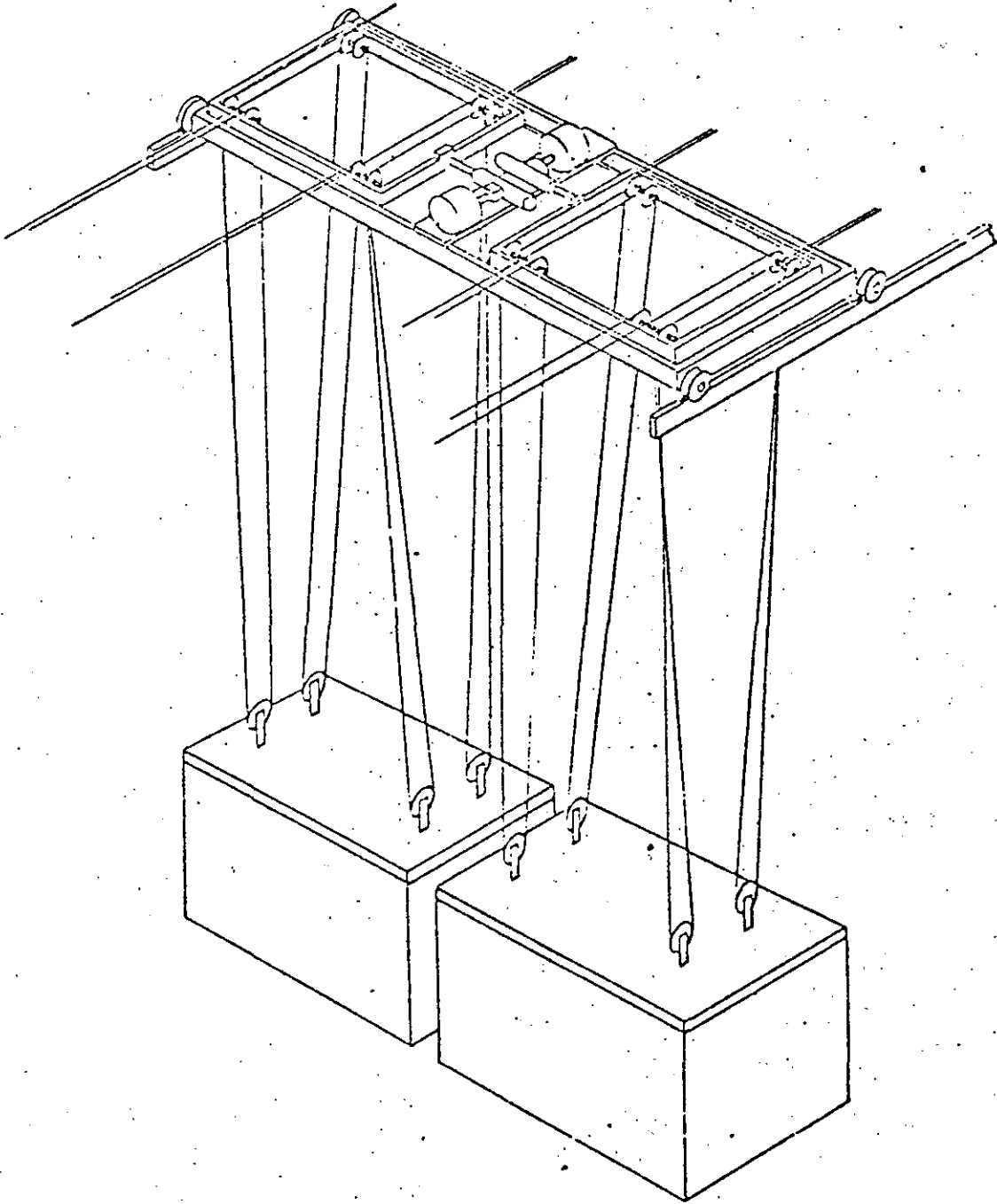
- BUENA VISIBILIDAD EN BODEGA DEL BARCO
- SISTEMA MAS EMPLEADO

MOVIL

- SE ELIGE LA MEJOR VISIBILIDAD
- ALTO COSTO



LOCALIZACION CASETA DE OPERACION



TRAJE DOBLE

SISTEMA DE MANEJO DE CONTENEDORES EN PATIO.

Los sistemas de manejo, se pueden dividir en:

- A.- Sistemas de chasis.
- B.- Sistema de grúas "U" de patio (straddle carrier)
- C.- Sistema de montacargas
- D.- Sistema de Grúa Portico de patio sobre neumaticos (Transteiner, travelift, etc.)
- E.- Sistema de Grúa de patio sobre rieles (Transteiner, travelift, etc.)

A continuación se describen los diversos sistemas:

- A.- Sistema de chasis.

La grúa porta-contenedores deposita el contenedor sobre el chasis que un tractor transporta al patio, el cual es almacenado sobre el chasis. Este sistema es el empleado por la Compañía SEA-LAND y presenta las siguientes ventajas.

- 1.- Los contenedores se manejan con mayor facilidad y rapidez que con cualquier sistema. El manejo de -- contenedores por año es del orden de 2 a 3 veces - el de los otros sistemas.
- 2.- Se reduce la frecuencia de movimientos directos de los contenedores, por lo que se reducen a un mínimo los daños.

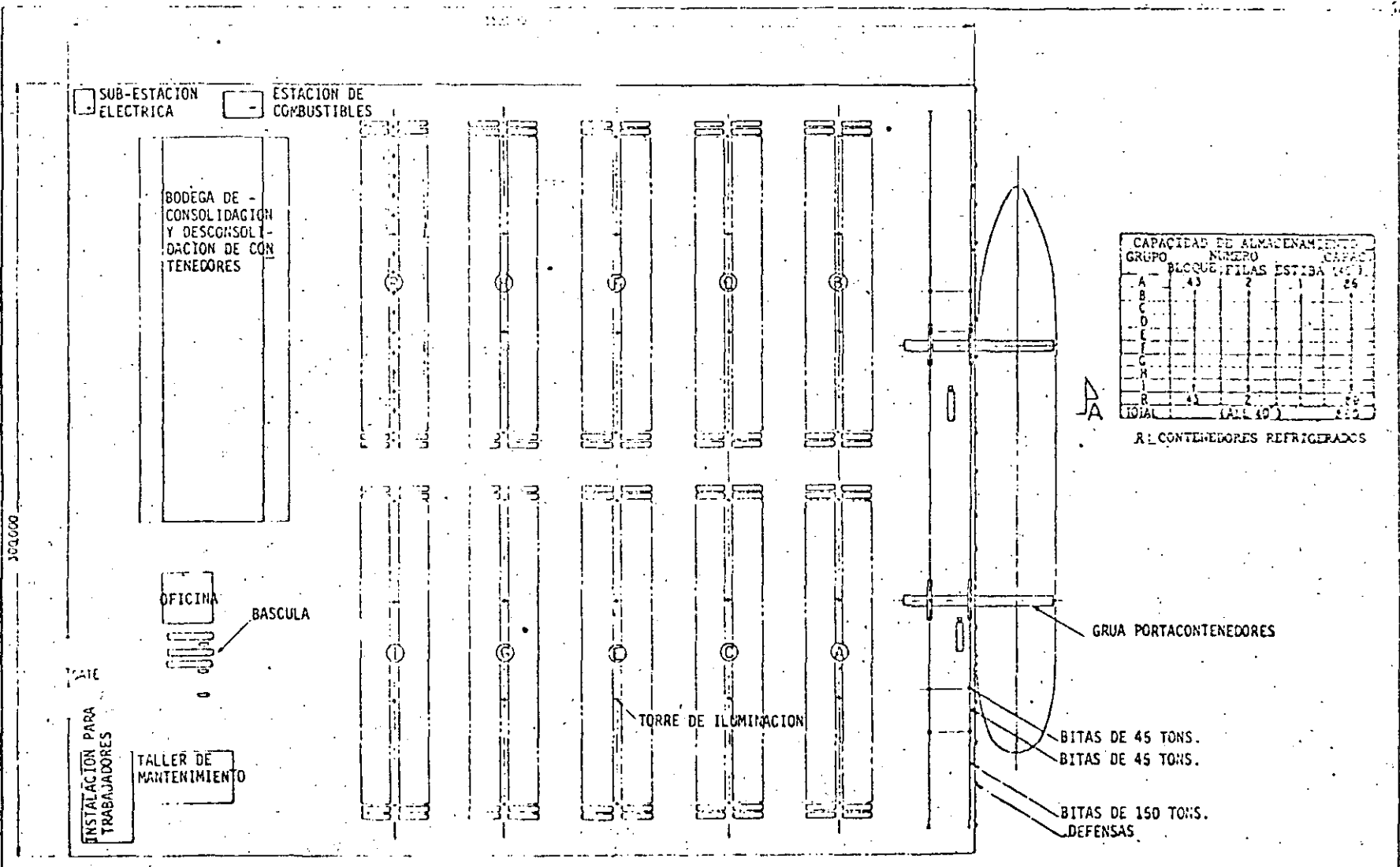
- 3.- Dado que no existen vehículos pesados, la superficie de rodamiento no demanda una pavimentación para servicio pesado.

Desventajas:

- 1.- Se requieren tantos chasis como contenedores en -- Patio, lo que elevará el valor inicial del equipamiento.
- 2.- Dado que los contenedores no pueden apilarse en ca pas múltiples, los patios son de gran amplitud. Lo cual aumenta la inversión en instalaciones y servicios en tierra.
- 3.- Los chasis no solo se utilizan internamente en los patios, sino también fuera del mismo, por lo que requieren ser chasis de carretera con alto valor y costo de mantenimiento.

Este sistema requiere de 40 m²./TEU de patios.

En la siguiente figura se muestra un terminal operada bajo el sistema de chasises.



GRUPO	CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO		CAPAC.
	NUMERO	ESTIBA	(TON.)
A	43	2	26
B			
C			
D			
E			
F			
G			
H			
R	43	2	26
TOTAL		(LATE 40)	252

R: CONTENEDORES REFRIGERADOS

BOGOTÁ

ESTE

INSTALACION PARA TRABAJADORES

TALLER DE MANTENIMIENTO

OFICINA

BASCULA

BODEGA DE CONSOLIDACION Y DESCONSOLIDACION DE CONTENEDORES

SUB-ESTACION ELECTRICA

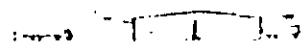
ESTACION DE COMBUSTIBLES

TORRE DE ILUMINACION

GRUA PORTACONTENEDORES

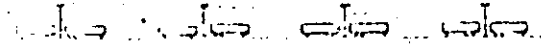
BITAS DE 45 TONS.
BITAS DE 45 TONS.

BITAS DE 150 TONS. DEFENSAS



CORTE

A



W.L.

35.	TERMINAL DE CONTENEDORES
	SISTEMA DE CHASIS

B.- Sistemas de Grúas "U" de patio (STRADDLE CARRIER)

Esta grúa de patio, estructuralmente es en forma de "U" invertida y transita sobre 40' 6 llantas orientables 90°, lo que le confiere una gran maniobrabilidad. El almacenamiento puede hacerse a dos alturas; su poca velocidad de translación (15 Km/hr.) limita su utilización al almacenamiento de contenedor en el patio propiamente dicho, ó en el patio de preparación de carga - próximo a la grúa porta-contenedores.

Para la transferencia de contenedores de la grúa al patio se emplean tractores y chasis. Los chasis pueden ser de "patio" que no salen de la terminal, por lo que no requieren suspensión ni frenos lo que reduce la inversión.

Actualmente existen del orden de 500 terminales de contenedores en el mundo, de las cuales el 40% utilizan este sistema.

El sistema presenta las siguientes ventajas y desventajas:

Ventajas:

- 1.- Es flexible para hacer frente a las modificaciones de la distribución de contenedores en los patios.

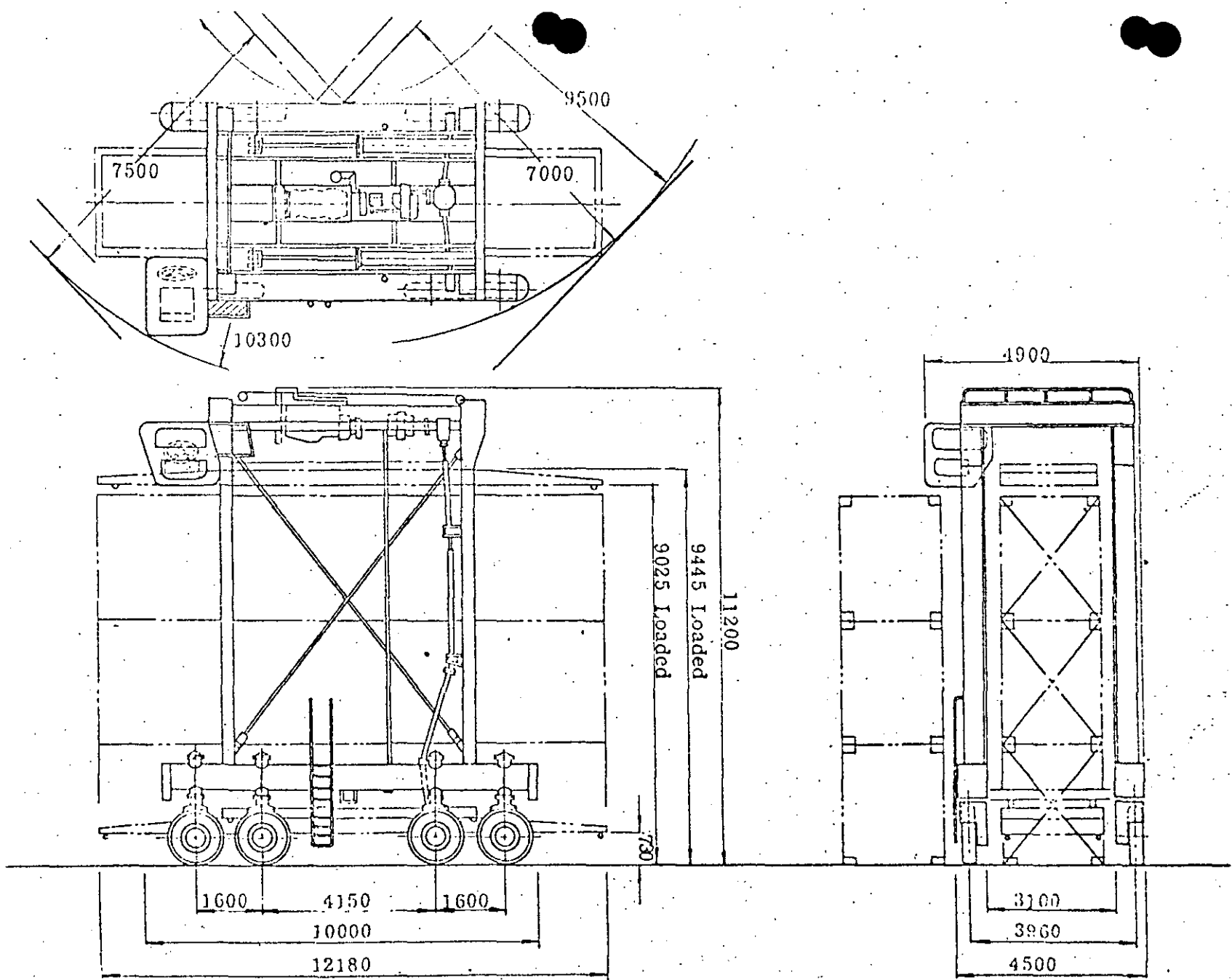
- 2.- Es posible despachar rápidamente los contenedores.
- 3.- Dado que los contenedores pueden apilarse en capas múltiples, se utilizan en forma eficiente los patios.

Desventajas:

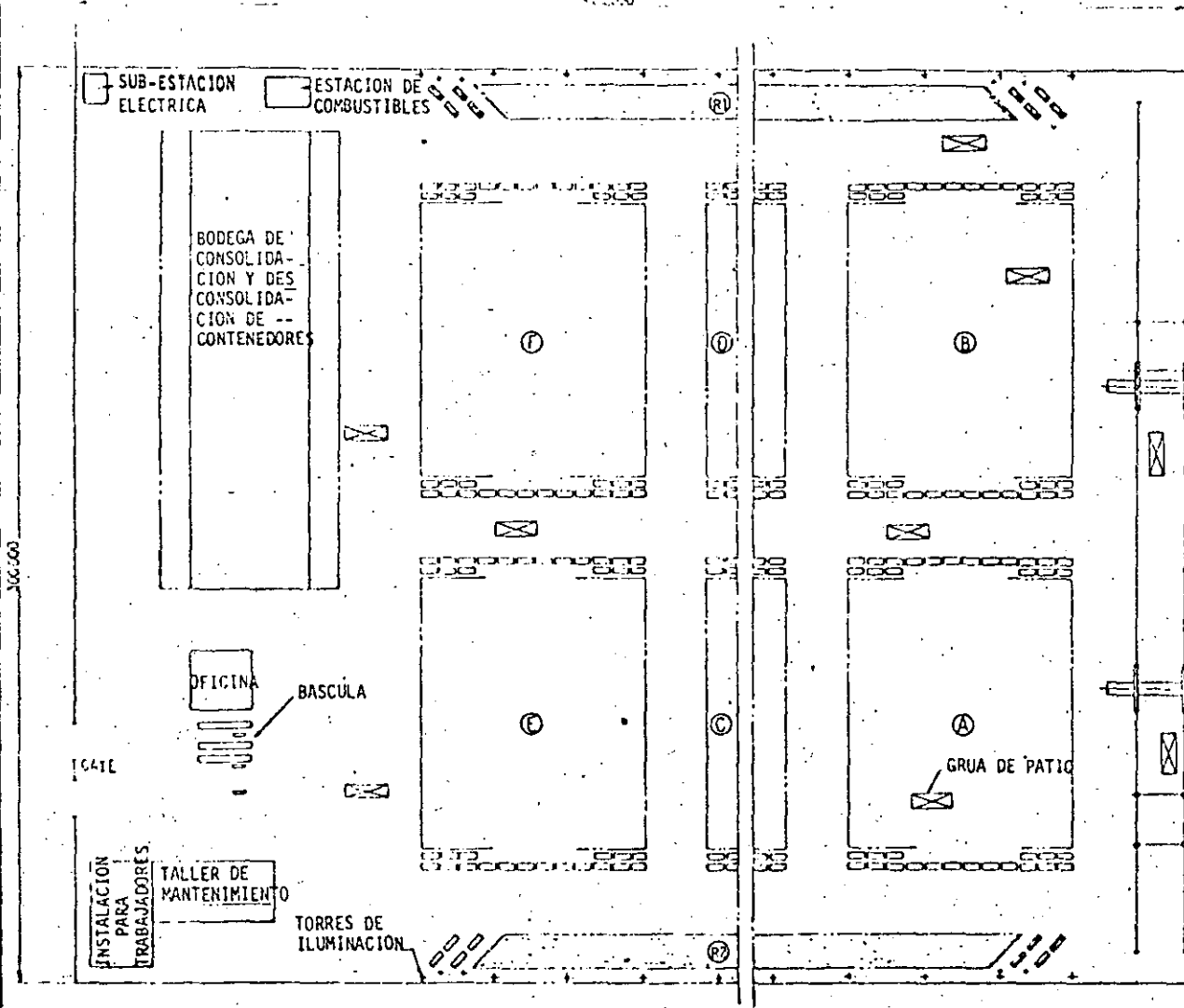
- 1.- El pavimento de los patios deberá diseñarse para soportar una mayor carga.
- 2.- Dado que en su mayoría son de accionamiento hidráulico, por lo general presentan gran número de escapes de líquido que dificultan el tránsito de otro tipo de vehículos y personal.
- 3.- Requieren un alto costo de mantenimiento, alta habilidad para operarlos.

Este sistema requiere del orden de 15 m²/TEU de patios para dos alturas de estiba.

En la siguiente figura se muestra una terminal manejada con el sistema de grúas "U" de patio.



GRUA "U" DE PATIO



CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO

GRUPO	NÚMERO	CAPACIDAD	ESTACIONES	TOTAL
A	12	26	2	64
B				
C				
D				
E	12	26	2	64
F	2	40	1	20
R1	2	40	1	20
R2	2	40	1	20
TOTAL				128

81221 CONTENEDORES REFRIGERADOS

A

GRUA PORTACONTEENEDORES

- BITAS DE 45 TONS.
- BITAS DE 45 TONS.
- BITAS DE 150 TONS.
- DEFENSAS

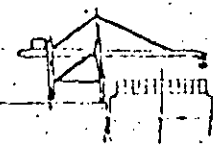
300-600

1041E

39. TERMINAL DE CONTENEDORES

SISTEMA DE GRUA "U" DE PATIO (STRADDLE CARRIER)

COPIE "A"



C.- Sistema de Montacargas.

Los montacargas pueden estibar los contenedores a dos alturas (los fabricantes recomiendan 3 alturas, pero se reduce la eficiencia).

Estos montacargas se utilizan con poca frecuencia en la transferencia de contenedores entre la grúa y el patio, por lo que se considera equipo auxiliar para carga-descarga de contenedores en patio.

Dado que los contenedores de 20' en un 95% cuentan con perforaciones para las agujas, se puede utilizar montacargas con agujas.

Los contenedores de 40' están diseñados para izarse por las cuatro esquinas superiores verticalmente, por lo que los montacargas requieren bastidor de izaje de contenedores. El 5 % de estos contenedores (aproximadamente) cuentan con perforaciones para la agujas del motarcargas.

La transferencia de contenedores de la grúa a los patios se realiza comunmente con tractores y chasis de patio.

Este sistema requiere del orden de 40 a 50 m²/TEU. de patios en promedio.

D.- Sistema de Grúas Portico de patio sobre nuematicos.

Con este sistema de grúas se pueden almacenar hasta 7 hileras y apilar 4 contenedores.

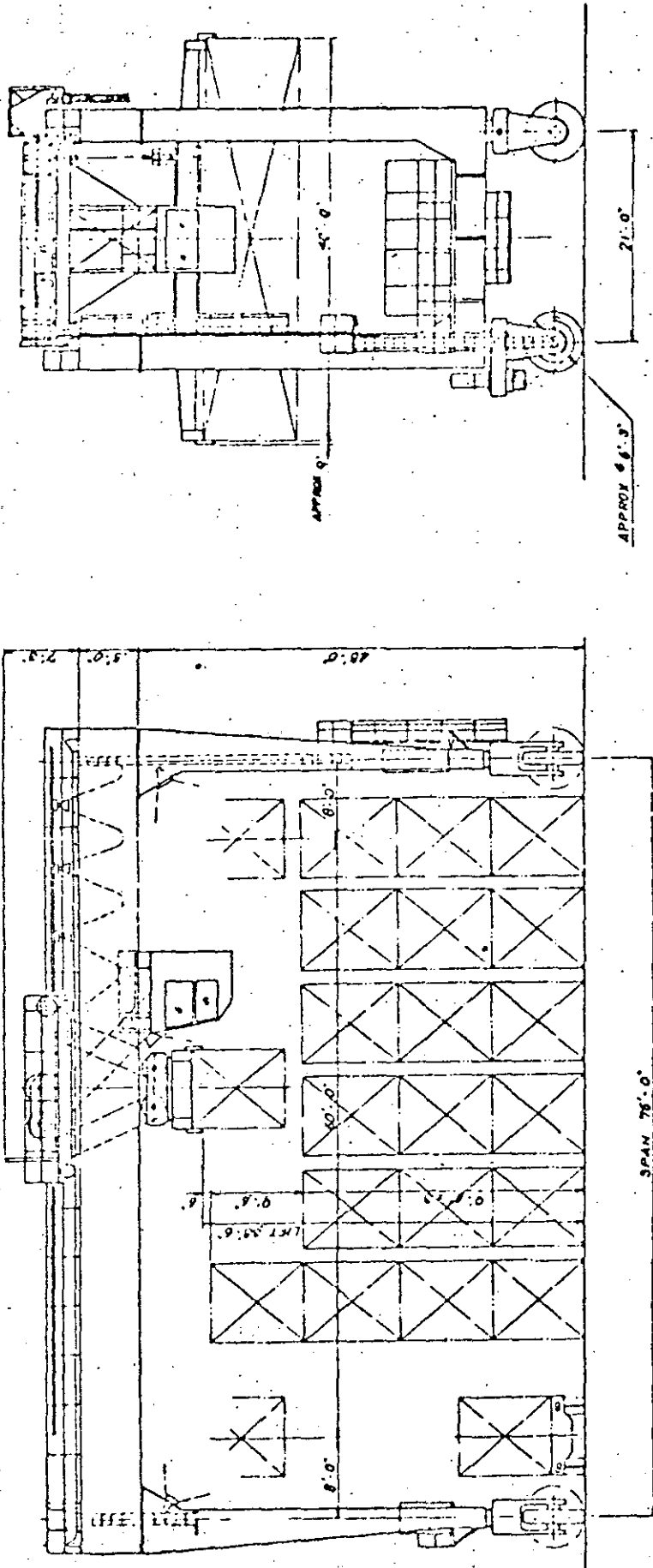
El tamaño mínimo de este tipo de grúas es para 3 hileras más un carril de transito, y 3 alturas de estiva.

La velocidad de transito varia de 100 a 150 m/min. y la transversal del bastidor de izaje de 40 a 70 m/min.

Este tipo de grúas requiere de un pavimento para servicio pesado, sin embargo dado que esta limitada la ruta de transito, se requiere reforzar el pavimento en el área de desplazamiento.

Este sistema requiere del orden de 10 - 12 m²/TEU. de patios.

En la siguiente figura se muestra una Grúa Portico de Patio.



GBRA DE PATIO SOBRE NEUMATICOS

SUB-ESTACION ELECTRICA
 ESTACION DE COMBUSTIBLES

BODEGA DE CONSOLIDACION Y DESCONSOLIDACION DE CONTENEDORES

OFICINA
BASCULA

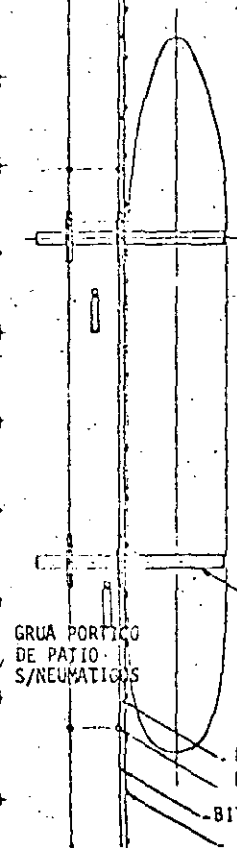
CATE.

TORRES DE ILUMINACION

INSTALACION PARA TRABAJADORES
TALLER DE MANTENIMIENTO

CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO			
GRUPO	NUMERO	ESTILOS	CAPAC.
A	19	6	142
B			
C			
D			
E			
F			
G			
H			
I			
J			
K	19	1	142
L	5	3	120
R	12	6	144
TOTAL			408

21 CONTENEDORES REFRIGERADOS



40 TERMINAL DE CONTENEDORES
 SISTEMA DE GRUA DE PATIO SOBRE NEUMATICOS



COPIE

F.- Sistema de Grúas Portico de patio sobre rieles.

Estas grúas, denominadas "del mañana", permiten el máximo de almacenamiento de contenedores en la menor -- área de patios, permitiendo la total automatización del sistema.

La translación y movimiento del bastidor de izaje son a base de motores electricos con toma corriente paralela a uno de los rieles.

Aunque, en patio se pueden apilar hasta 8 contenedores, seguridad, ante todo por sismo y viento, de acuerdo con la norma 150 1496 (provisional), sección uno, fija en 5 la altura máxima de contenedores cargados del mismo tamaño.

Por lo anterior, para este tipo de grúas la altura máxima de apilamiento es de 4 y 5 contenedores.

Las dimensiones máximas en la práctica son: 35 a 45 m. de claro con dos volados en uno ó ambos extremos de -- 5 a 7 m.

En su interior pueden almacenar hasta 15 hileras de contenedores con 5 alturas de apilamiento, uno de los volados es para la carga-descarga de plataformas de F.C. ó

tracto-camiones; en el otro volado se almacenan de 2 a 3 hileras de contenedores.

La velocidad de tránsito es 100 a 150 m./min. y la de desplazamiento transversal del bastidor de izaje de 80 a 100 m./min.

Esta grúa requiere de un diseño especial de cimentación por las grandes descargas que provoca.

Este sistema es adecuado para un alto manejo de contenedores sobre todo transportador con barcos de 3a. generación, donde se requiere una total automatización.

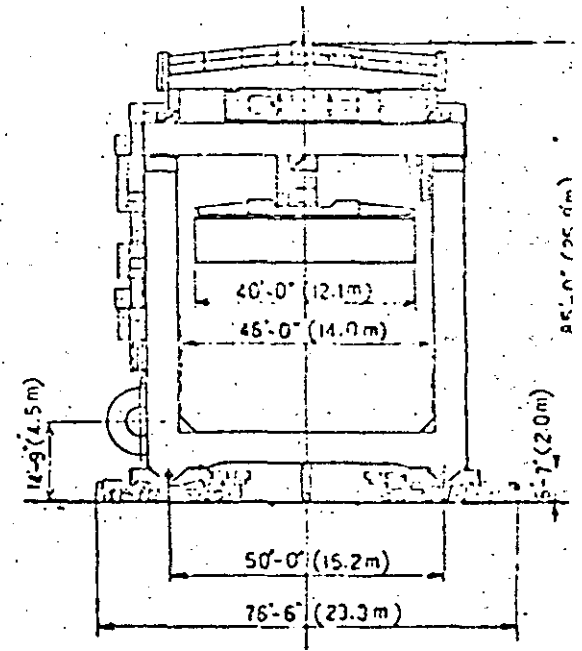
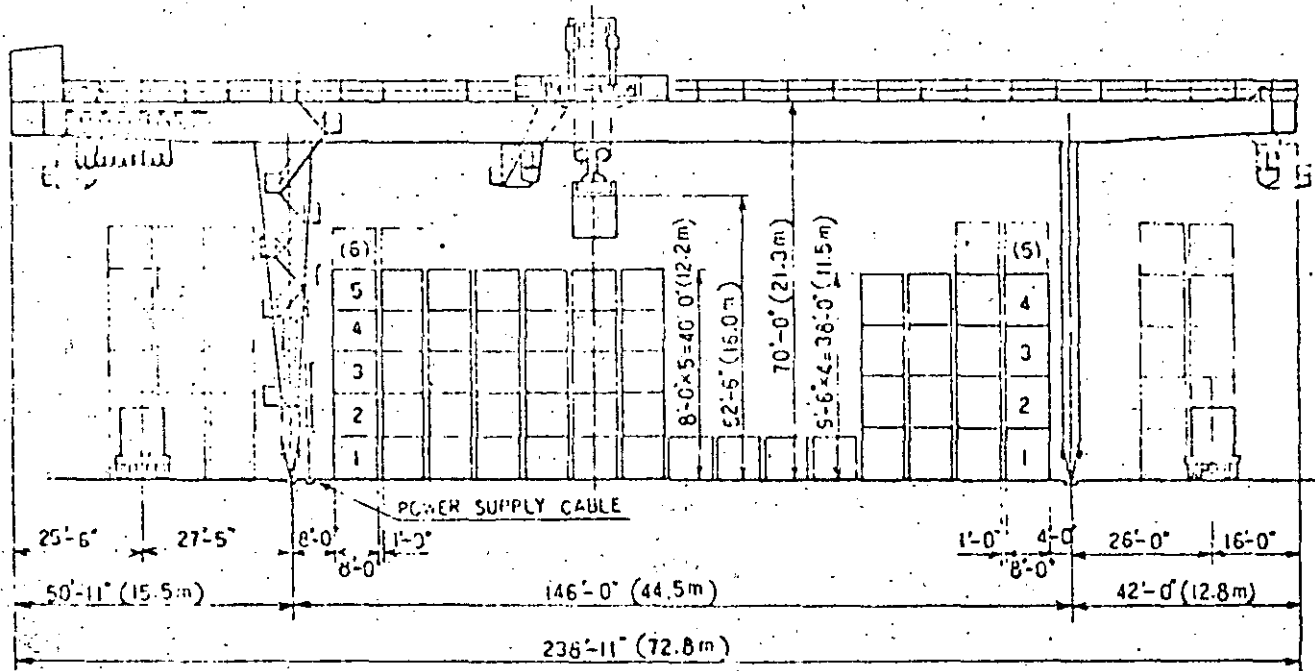
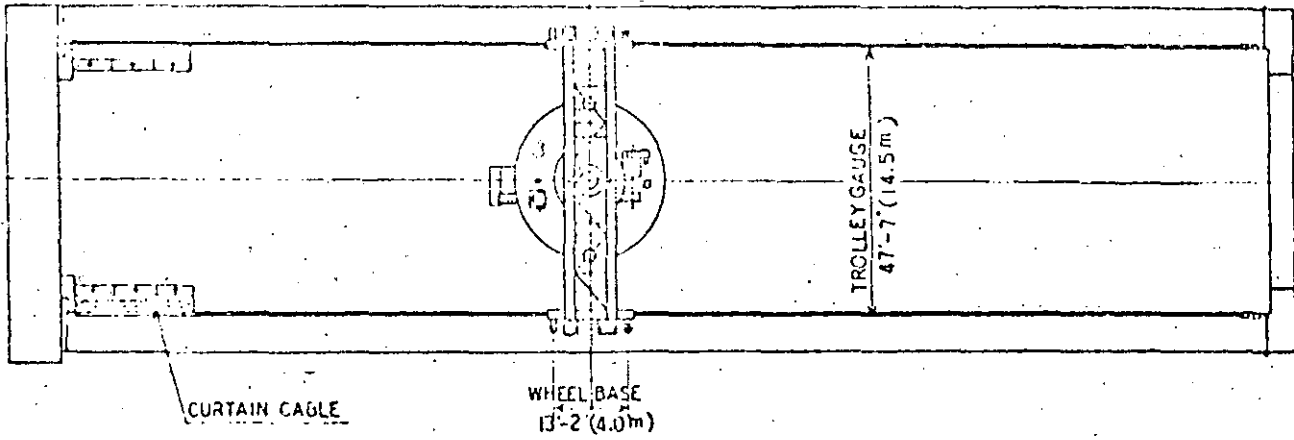
La transferencia de contenedores de la grúa a los patios se realiza por medio de tractores y chasis. Respecto a los tractores, se prevé para un futuro cercano la transferencia de mas de 4 a la vez.

Este tipo de grúas es la que requiere menos costo de mantenimiento y de operación con respecto a los otros sistemas. En patio se requiere del orden de 9 m²/TEU.

En la siguiente figura se muestra una grúa de este tipo.

CARACTERISTICAS

RATED LOAD	35 LT
RAIL SPAN	144'-0" (43.92 m)
HEIGHT OF LIFT	52'-6" (16.02 m)
HOIST / LOWER	LOADED 150ft/min (45.72 m/min)
HOIST / LOWER	UNLOADED 300ft/min (91.44 m/min)
TROLLEY TRAVEL	400ft/min (121.92 m/min)
GANTRY TRAVEL	300ft/min (91.44 m/min)
TROLLEY ROTATION	3/4 °/min
GANTRY RAIL	73 kg/m
POWER SUPPLY	AC 3300V 50HZ



GRUA DE PATIO SOBRE RIELES

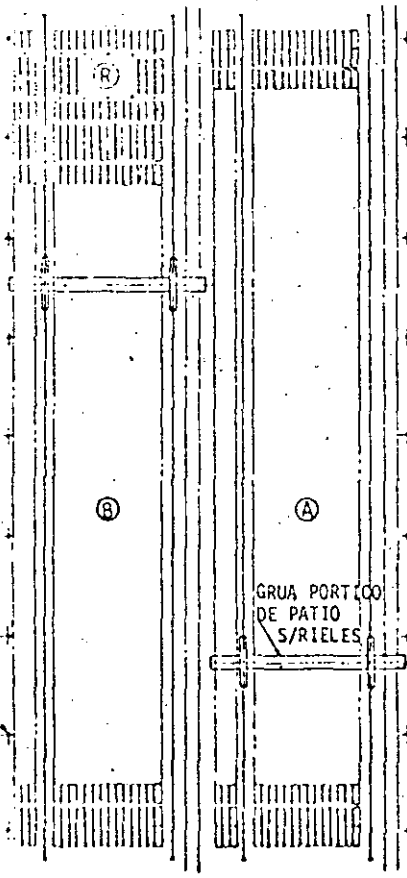
70000

SUB-ESTACION ELECTRICA
 ESTACION DE COMBUSTIBLES

BODEGA DE CONSOLIDACION Y DESCONSOLIDACION DE CONTENEDORES

OFICINA BASCULA
 TORRES DE ILUMINACION

GATE
 TALLER DE MANTENIMIENTO
 INSTALACION PARA TRABAJADORES



CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO				
GRUPO	NUMERO	ESTIBAS	CAPAC.	
A	49	17	3	7047
B	36	17	3	1836
R	6	17	2	204
TOTAL				9087

R: CONTENEDORES REFRIGERADOS

Δ
A

GRUA PORTACONTEENEDORES

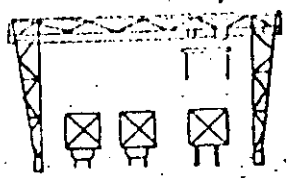
BITAS DE 45 TONS.
 BITAS DE 45 TONS.
 BITAS DE 150 TONS.
 DEFENSAS



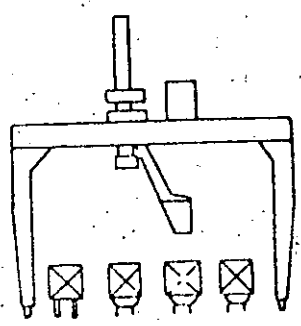
CORTE "A"

41. TERMINAL DE CONTENEDORES
 SISTEMA DE GRUA PORTACONTEENEDORES S/RIELES

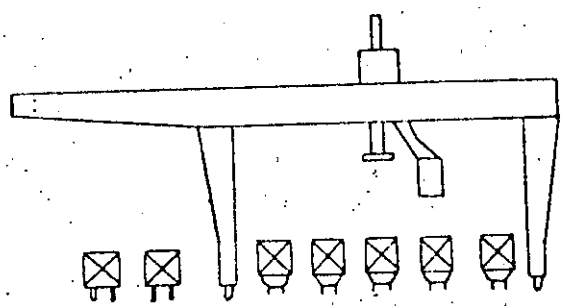
030



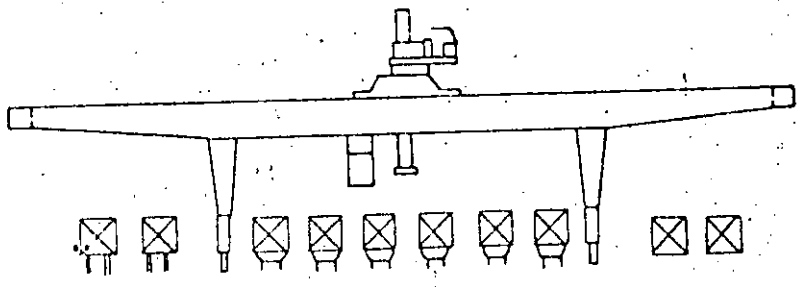
040



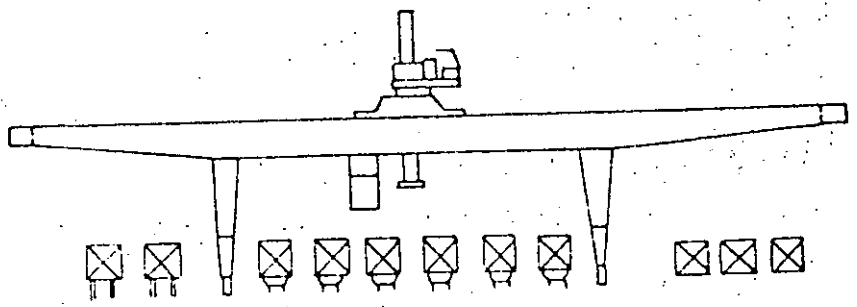
250



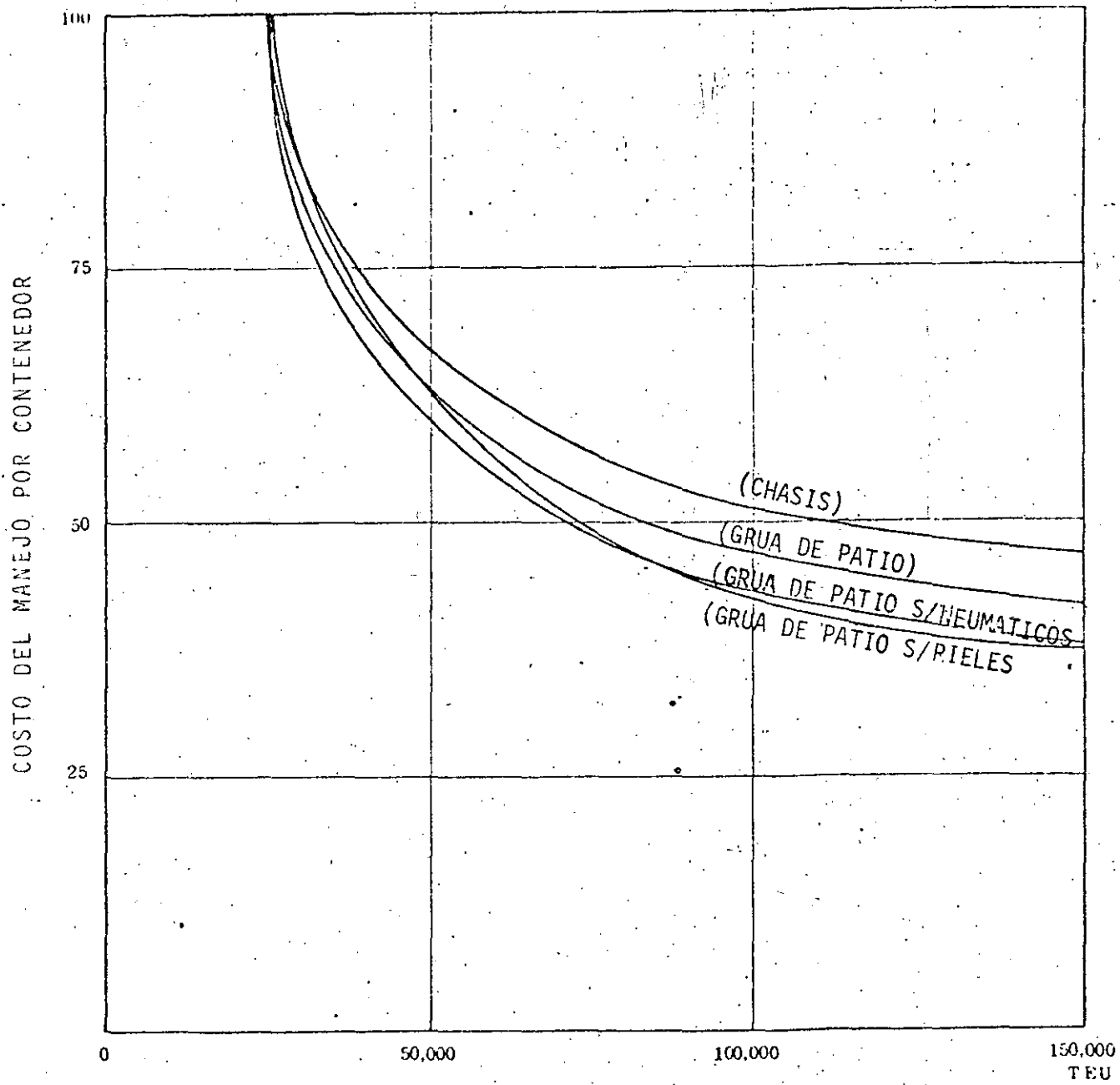
262



263

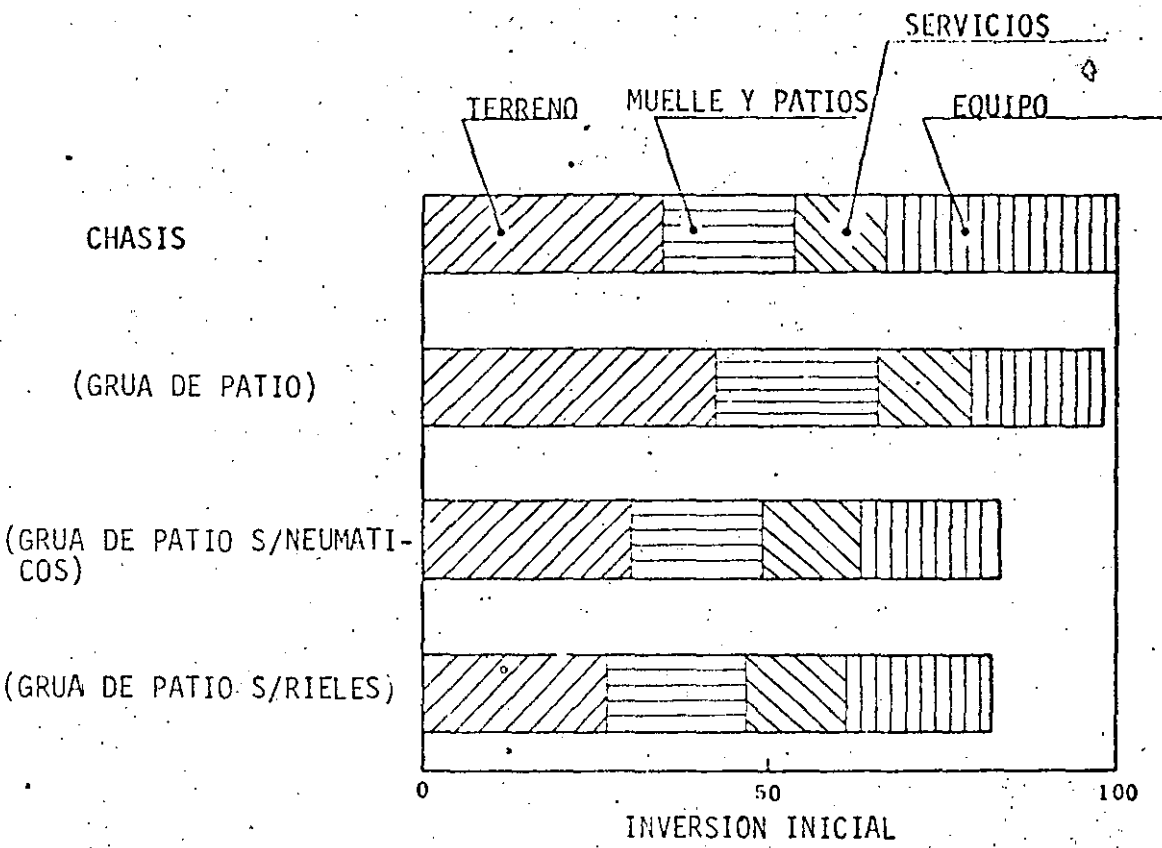


VISTA DE FRENTE DE GRUAS PORTICO S/RIELES
 PARA CARGA/DESCARGA DE FF.CC. Y CAMIONES



MANEJO DE CONTENEDORES POR AÑO

COSTO DEL MANEJO POR CONTENEDOR



COSTO RELATIVO A LOS DIVERSOS SISTEMAS DE MANEJO DE CONTENEDORES EN EL JAPON

COMPARACION CUALITATIVA DE SISTEMAS PARA MANEJO DE CONTENEDORES

S I S T E M A C O N C E P T O	TRACTOR CON CHASIS	GRUA DE PATIO	GRUA DE PATIOS/ NEUMATICOS	GRUA DE PATIO S/RIELES
CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO	△	○	◎	◎
COSTO INICIAL	△	○	◎	◎
SIMPLICIDAD	◎	○	△	△
EFICIENCIA EN LA TRANSFERENCIA	◎	○	△	○
EFICIENCIA EN MUELLE	△	◎	△	△
FLEXIBILIDAD DE LAS OPERACIONES	◎	○	△	△
SEGURIDAD DE LOS CONTENEDORES	◎	△	○	○
COSTO DE MANTENIMIENTO DE EQUIPOS	○	△	◎	◎
FLEXIBILIDAD DE LAS OPERACIONES	◎	◎	△	△
POSIBILIDAD DE AMPLIACION DE AREAS	◎	○	△	△
ADAPTACION A LA AUTOMATIZACION	△	△	○	◎
CARGA /DESCARGA A F.C.	△	△	○	◎

(142)

◎ EXCELENTE

○ BUENO

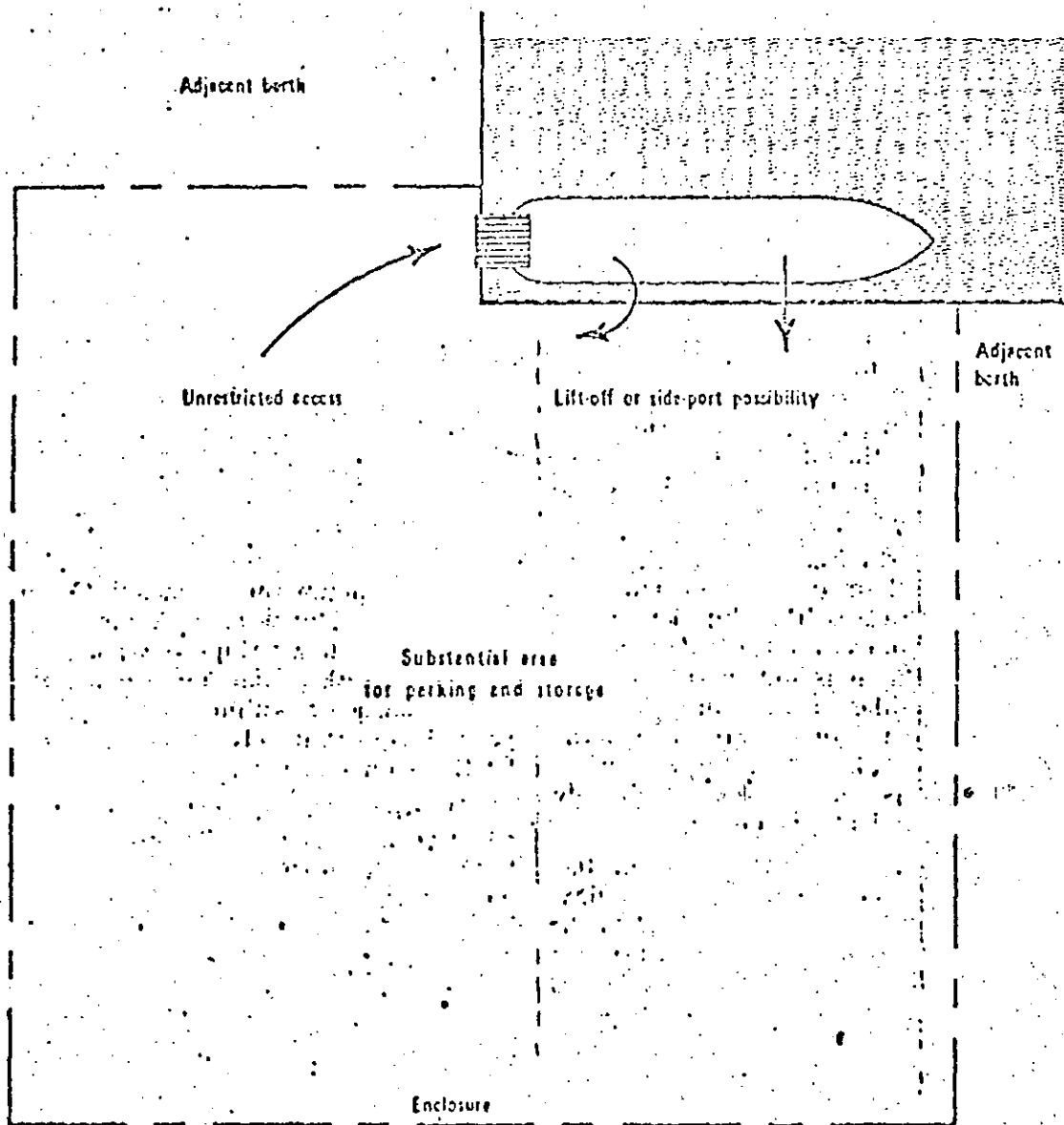
△ CUESTIONABLE

TERMINALES PARA EL TRANSBORDO POR RODADERA -- (TRANSBORDADORES). Las instalaciones para dar servicio a los transbordadores, dependiendo del tipo de barco. Existen embarcaciones exclusivas para el transporte de carga, el cual se encuentra sobre equipo rodante ya sea en trailers convencionales y especializados para este fin con ruedas pequeñas para un mejor acodo y de esta forma reducir los espacios vacíos del barco. Otro tipo de barco es el mixto, que transporta carga y pasajeros. Ambos tipos cuentan con rampas en el propio barco para la transferencia de la carga a los atracaderos y otros no, por lo que hay que disponer en los muelles rampas para su operación.

Una disposición general para este tipo de instalaciones se muestra en las Figuras Nos. 18,

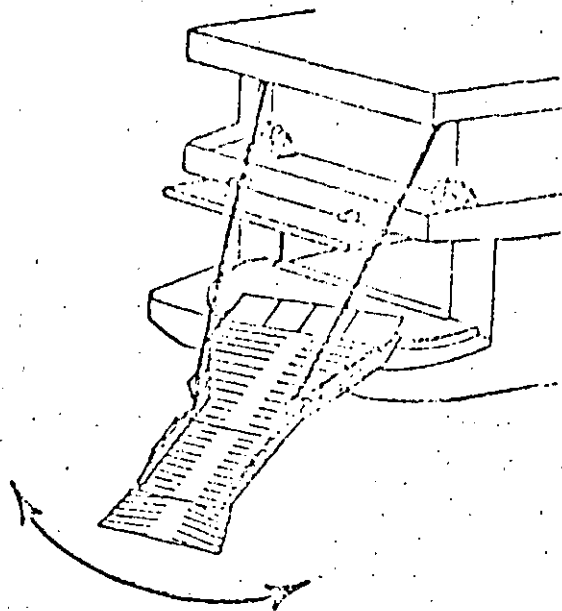
La eficiencia en la operación de una terminal de este tipo dependerá del volumen de carga y pasajeros.

En México se cuenta con mayor número de transbordadores que transportan carga y pasajeros y no cuentan con rampas las embarcaciones. -- Por lo que en la disposición general deberá incluirse patios para estacionamiento de --- trailers y una terminal de pasajeros.

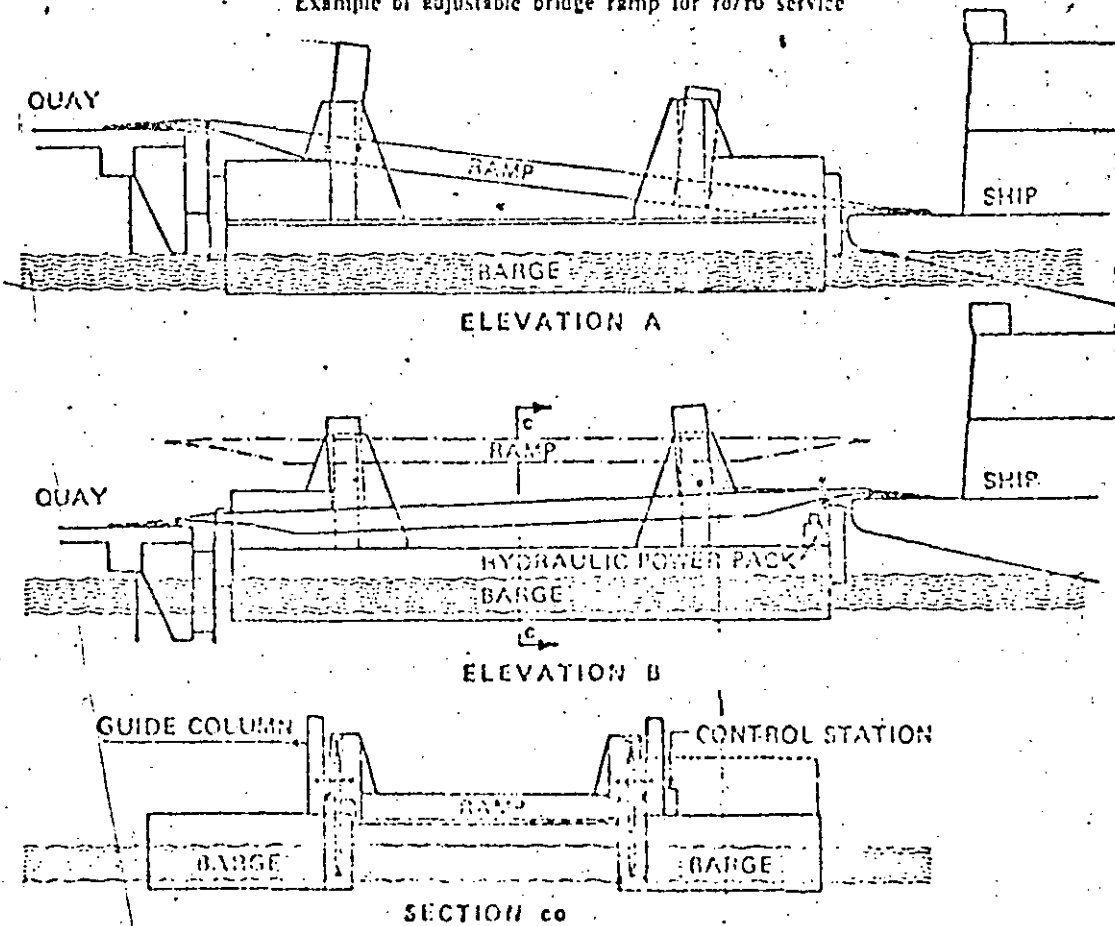


ATERRIZAJERO PARA TRANSPORTADOR

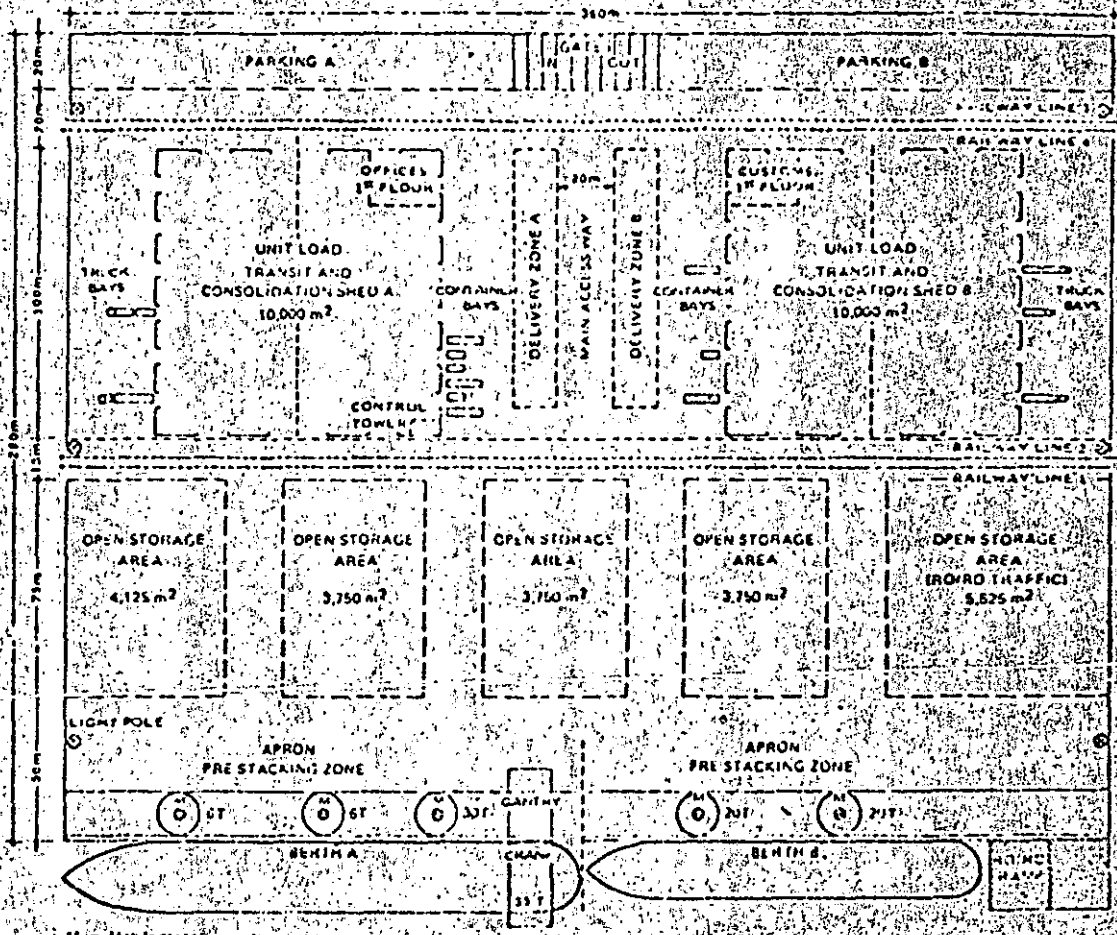
Example of slewing ramp for ro/ro service



Example of adjustable bridge ramp for ro/ro service

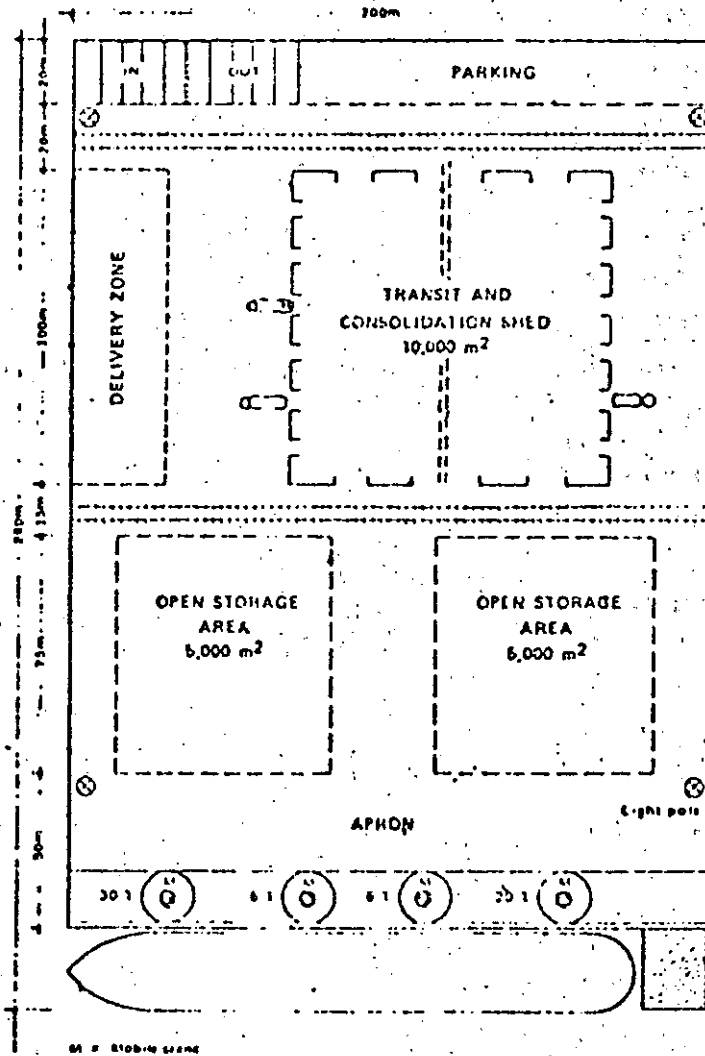


PAMPAS PARA LA MOVILIZACION DE LOS VEHICULOS
QUE TRANSPORTAN CARGA EN TRANSBORDADORES.

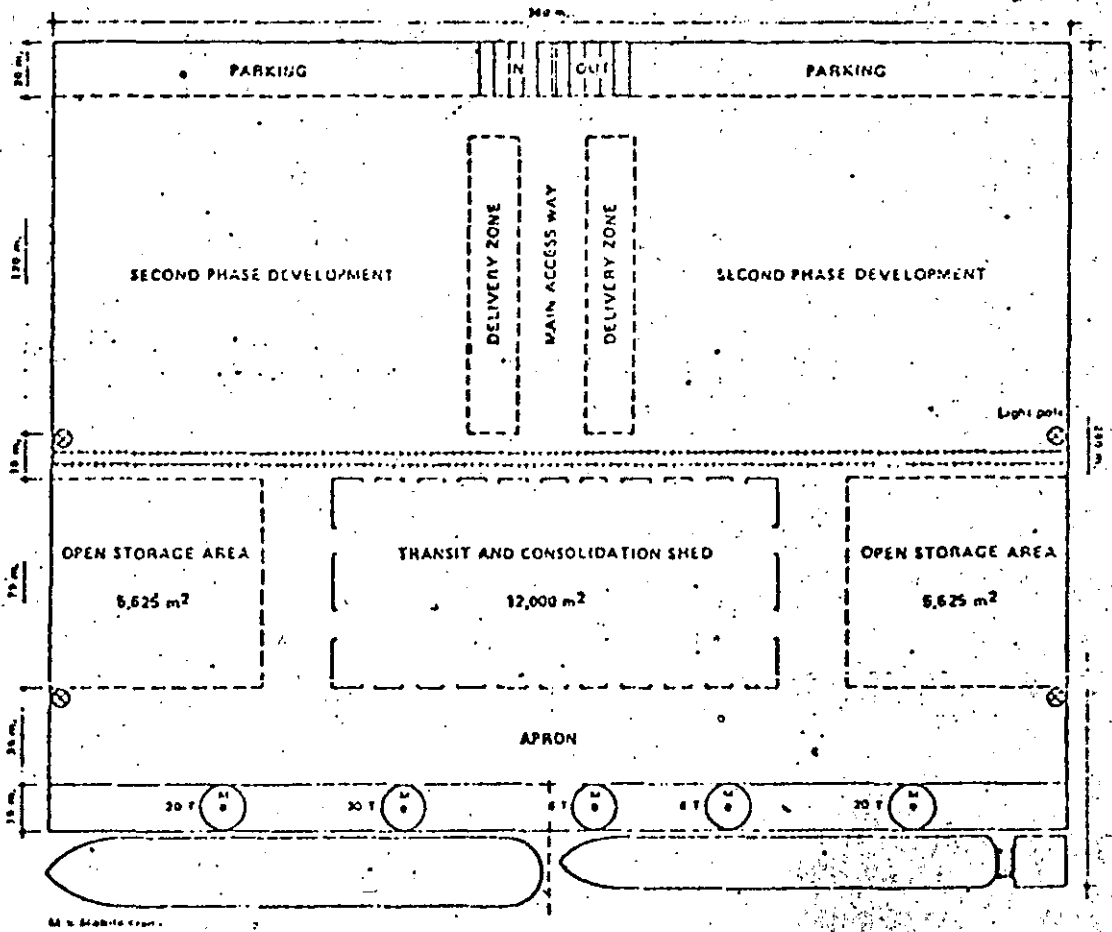


M = 500kg crane

TERMINAL PORTUENÇA PARA USOS MÚLTIPLOS



ALTERNATIVA



2a. ALTERNATIVA

INSTALACIONES DESTINADAS A PRESTAR
SERVICIO A EMBARCACIONES DE PLACER TALES COMO
YATES, VELEROS, ETC.

Las instalaciones de este tipo, requeriran de aguas tranquilas, así como de servicios complementarios en tierra.

El distanciamiento entre instalaciones de este tipo en una costa, depende de la autonomia de la flota significante.

Dependiendo del número de embarcaciones deportivas se presta servicio en un puerto específico o en instalaciones deportivas en puertos existentes.

Las necesidades portuarias a este tipo de embarcaciones, depende de sus dimensiones, por lo general, menores de 8-metros, requeriran instalaciones para traslado a tierra y las mayores necesitan bandas de atraque.

Dado que en lo general este tipo de embarcaciones no requieren por ley de utilización del servicio de practice por ser menor de 500 Ton. de desplazamiento, el dimensionamiento deberá estar regido por los siguientes lineamientos:

Acceso marítimo facil al puerto o a las instalaciones de atraque.

Contar con accesos terrestres adecuados.

Bandas de atraque y/o amarre que permita la seguridad de-

las embarcaciones.

Servicio en tierra: agua, luz, iluminación, teléfono, casa club, avituallamiento, instalaciones navales, agentes de viajes.

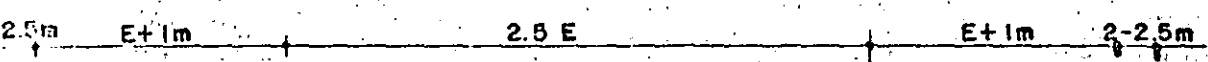
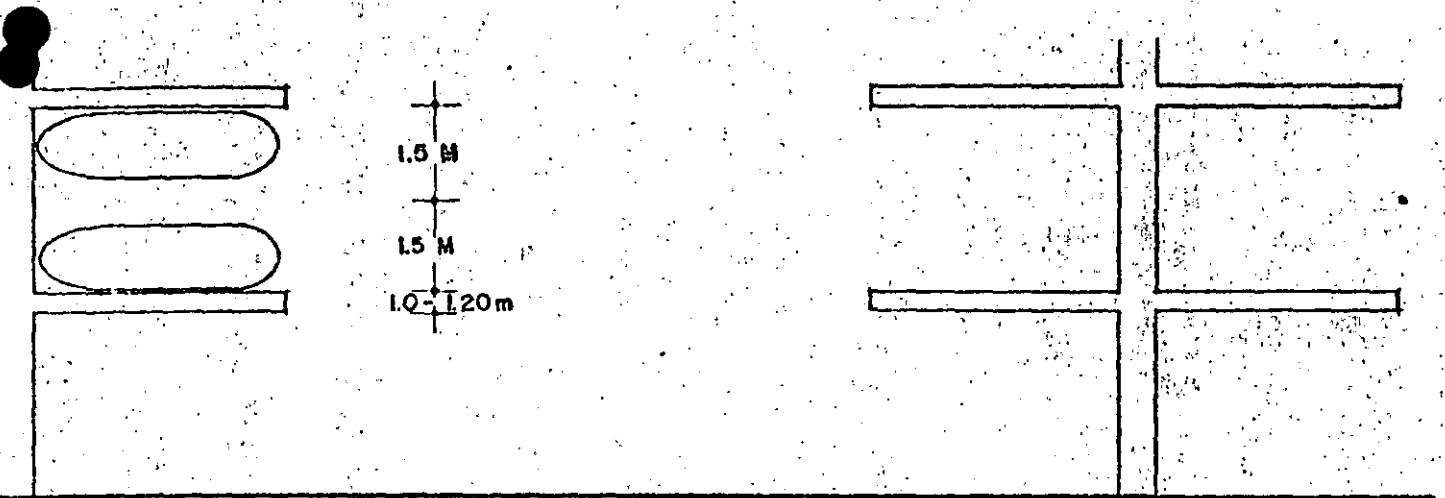
Los aspectos importantes para la planeación de una terminal o puerto deportivo son: acceso marítimo, zona de maniobras, atraques y servicios a flote.

De cualquier manera, lo fundamental en este tipo de embarcación son aguas tranquilas en un puerto existente u obras de protección y abrigo (rompeolas) y las bandas de atraque. Los rompeolas por lo general se desplantan en la batimetría -7 M. requiriendose una profundidad en canal y darsena de 5 M. y bocana un ancho de 50 a 70 M.

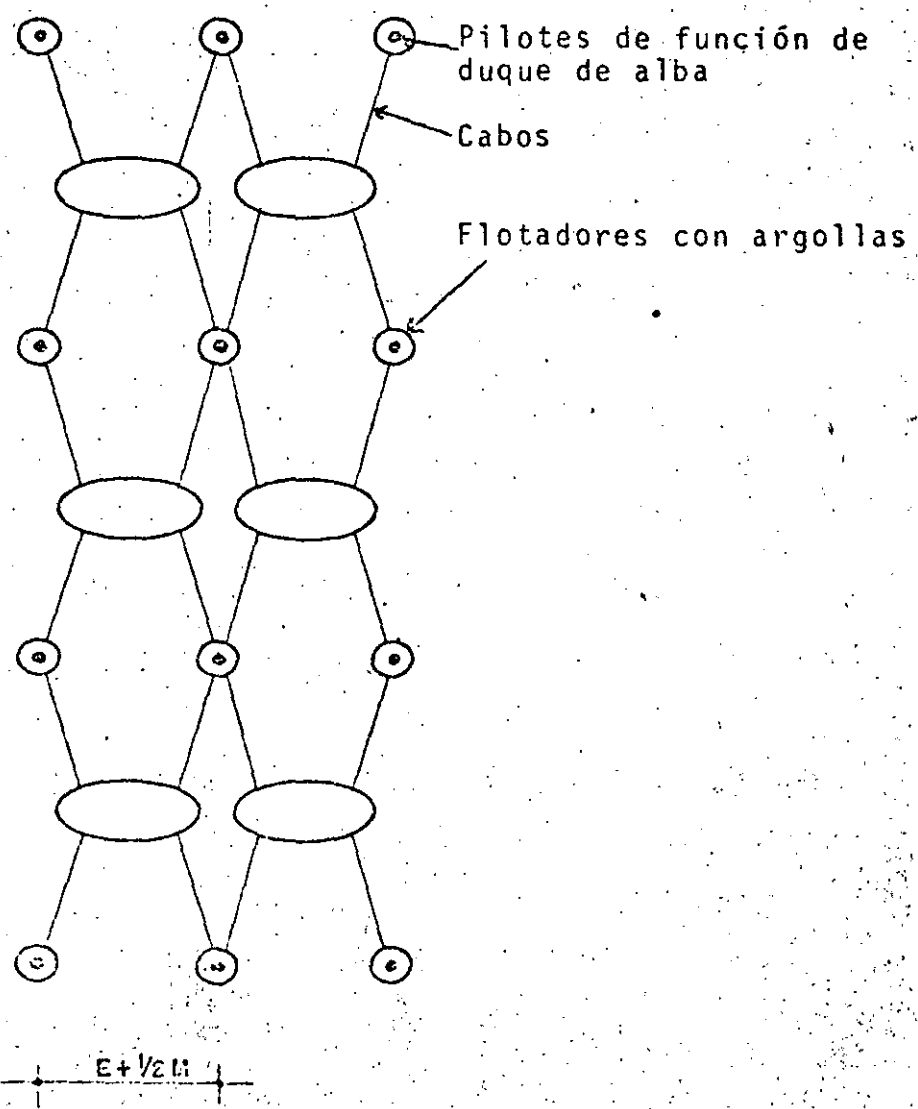
El acceso a un puerto deportivo requiere que los morros de los rompeolas no permitan el paso del oleaje y atravez un acceso facil de las embarcaciones

Por lo general en México estas instalaciones se alojan en puertos existentes cuyas características de acceso y profundidad son mayores que las requeridas para embarcaciones deportivas por lo que su localización debe ser en zonas de aguas tranquilas de poca profundidad y acceso terrestres adecuados.

Una disposición de las instalaciones de este tipo podrán observarse en la siguiente figura.



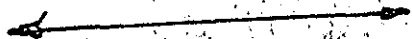
AMARRADERO PARA YATES



A= 50-70 M.

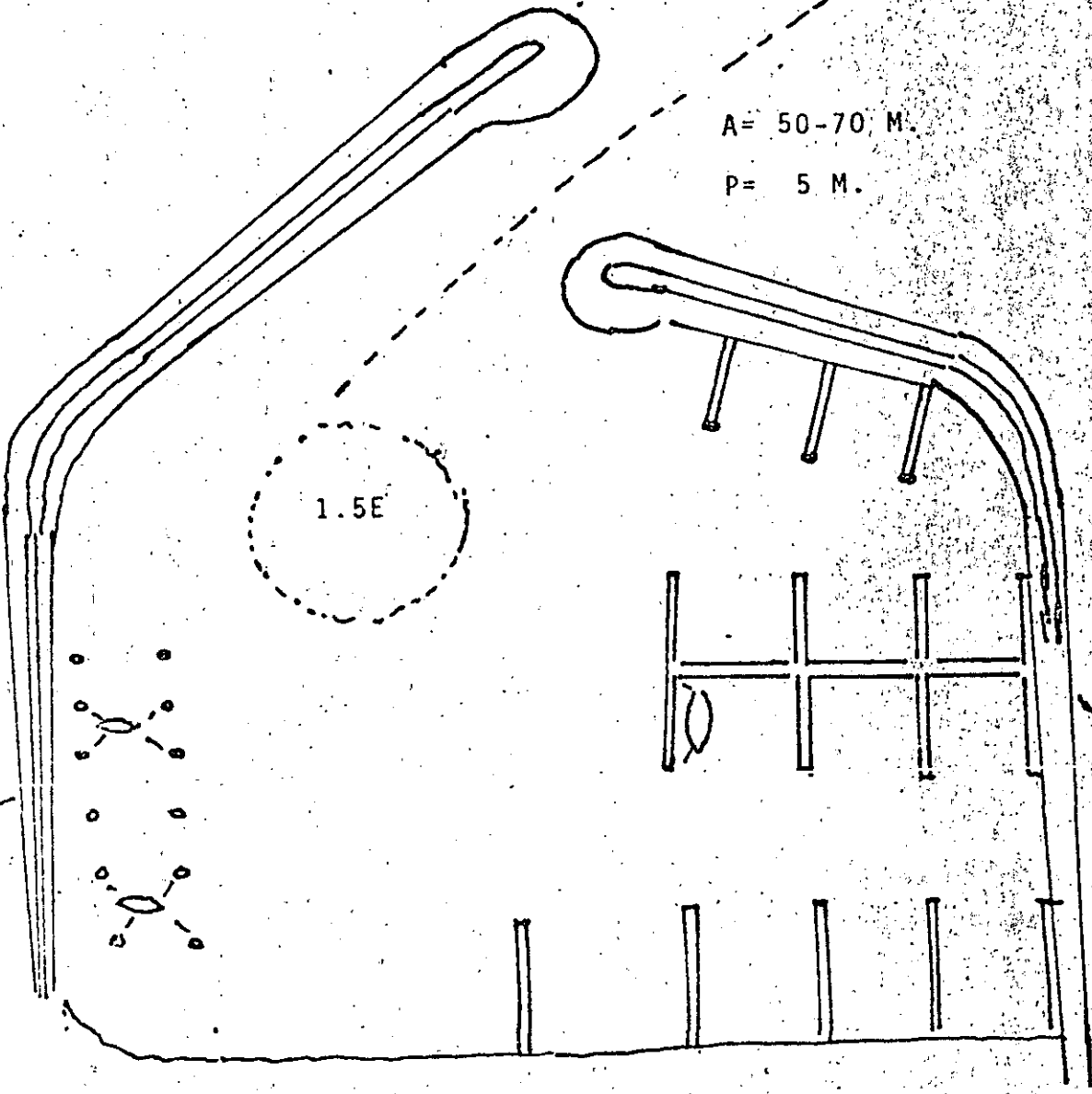
P= 5 M.

1.5E



100-120 M.

PUERTO DEPORTIVO



PUERTOS E INSTALACIONES PESQUERAS

La actividad pesquera que requiere una mayor atención en el país, por la gran potencia del recurso de nuestros litorales, reclama estudios específicos en planeación y administración portuaria para atender los requisitos en este campo.

La flota pesquera en el pasado, utilizava las facilidades en puertos existentes posteriormente construyeron terminales en el interior de los Puertos Comerciales y en la actualidad se desarrollan programas para la construcción de Puertos Pesqueros.

Esta actividad, eminentemente Industrial Portuaria, se ha desarrollado en tal forma que una parte del producto de la captura unicamente es tranbordado en Puerto para su transporte al centro de la República. Al propiciar el establecimiento de zonas Pesqueras Industriales Marítimas redundará en veneficio de los consumidores al abatirse el costo final del producto.

La localización de terminales Marítimas Pesqueras en Puertos Comerciales existentes, deberá quedar integrada a la zona Industrial Marítima de pequeñas profundidades, alejadas de la zona urbana sin interferir con el tránsito de grandes embarcaciones. Cuando se trata de un Puerto Pesquero el dimensionamiento de la entrada, deberá asegurar el cruce a las embarcaciones en todo tiempo, es decir prever el arribo en temporadas cuando esto resulte antieconomico, por el excesivo ancho de la bocana y la mayor profundidad para es-

ta condición, el refugio de embarcaciones en temporales, -
deberá efectuarse en los Puertos Comerciales de la zona ó
de lo contrario se tendrá que cumplir con el dimenciona-
miento en temporales.

Por el tipo de embarcaciones, la pesca se divide en pesca-
costera y de alta mar. La primera cuenta con una flota de
pequeñas embarcaciones con esloras menores de 10 Mts., la
pesca de alta mar se realiza con embarcaciones destinadas
a capturas específicas, de las cuales adquieran su denomi-
nación, tales como: Camaroneros, Escameros, Sardineros, --
Atuneros y arrastreros entre otros. De las embarcaciones-
anteriores los atuneros y arrastreros son los de mayor ca-
lado, con 5.70 Mts. al respecto es conveniente hacer no-
tar que la profundidad máxima para alojar dicha flota se-
rá del orden de los 6.5 - 7. Mts.

Para el dimencionamiento de las terminales Pesqueras, a -
continuación mostramos las características del barco tipo
por especialidades de captura:

TIPO DE BARCO	ESLORA	MANGA	CALADO	FRANCO	CAPASIDAD	DESPLAZAMIENTO
	TOTAL M E T R O S			BORDO	DE CARGA TON.	A PLENA CARGA TON.
CAMARONEROS	21.95	6.25	3.30	0.60	65	175
ESCAMEROS	20.42	6.00	3.00	0.60	50	150
SARDINERO	26.25	7.50	3.75	0.30	150	300
ATUNERO	53.00	12.00	5.70	2.20	800	1,600
ARRASTRERO	53.00	12.00	5.70	0.60	800	1,600

NOTA: En la columna "Capacidad de carga" se incluye...
El franco bordo en los atuneros corresponde a la altura de entre puente.

Para el canal de navegación, Darsena y Atracaderos, la siguiente tabla ilustra las dimensiones medias, las cuales dependerán de las condiciones locales, tales como agitación del mar, densidad del agua y vientos dominantes entre otros.

TIPO DE BARCO	LONGITUD DE MUELLE QUE UN BARCO NECESITA PARA ATRACARSE		ANCHO PLANTILLA CANAL NAVEGACION	PROFUNDIDAD MINIMA EN CANAL DE NAVEGACION, DARSENA Y ZONA DE ATRAQUE.
	M	E	T	R
CAMARONERO	25.00		30.00	3.50
ESCAMERO	23.00		30.00	3.50
SARDINERO	30.00		30.00	4.00
ATUNERO	59.00		60.00	6.00
ARRASTRERO	59.00		60.00	6.00

NOTA: La profundidad está referida al nivel de Bajamar media inferior y se deberá ajustar dependiendo de la agitación del mar en canal de navegación, Darsena y zonas de atraque.

Para obtener la longitud de bandas de atraque para barcos Pesqueros empleamos la siguiente formula:

$$L = \frac{T}{D} \times N \times E$$

- L : Longitud de atraque necesaria.
- T : Tiempo en días de estadia en muelle.
- D : Tiempo de duración en días de un viaje, incluyendo estadio en muelle y las maniobras de navegación y-captura.
- N : Número de barcos del mismo tipo que operan en el Muelle.
- E : Longitud en metros de atraque necesaria para un buque, se define en función de la eslora total del barco tipo.

Al aplicar la fórmula, el resultado deberá redondearse a "N" espacios enteros "E". "N" Se obtiene dividiendo el resultado entre "E" .

La esta en Muelle corresponde a las maniobras de avituallamiento, descarga del producto y reparación a flote correspondiente al mantenimiento preventivo de la nava. El mantenimiento corrector deberá realizarse en la zona de reparaciones navales que por la importancia en número de barcos se tendrá que prever. El abastecimiento de combustible se se realiza en el tiempo destinado del avituallamiento y descarga del producto, está incluido en "T".

En la fórmula se supone que las embarcaciones ociosas no ocupan muelle, por lo que deberá preverse un atracadero específico de espera.

Para dar una idea de los tiempos medios de operación de una flota (días) en la tabla siguiente podrá observar,

debiendose ajustar dependiendo de la localización del recurso pesquero:

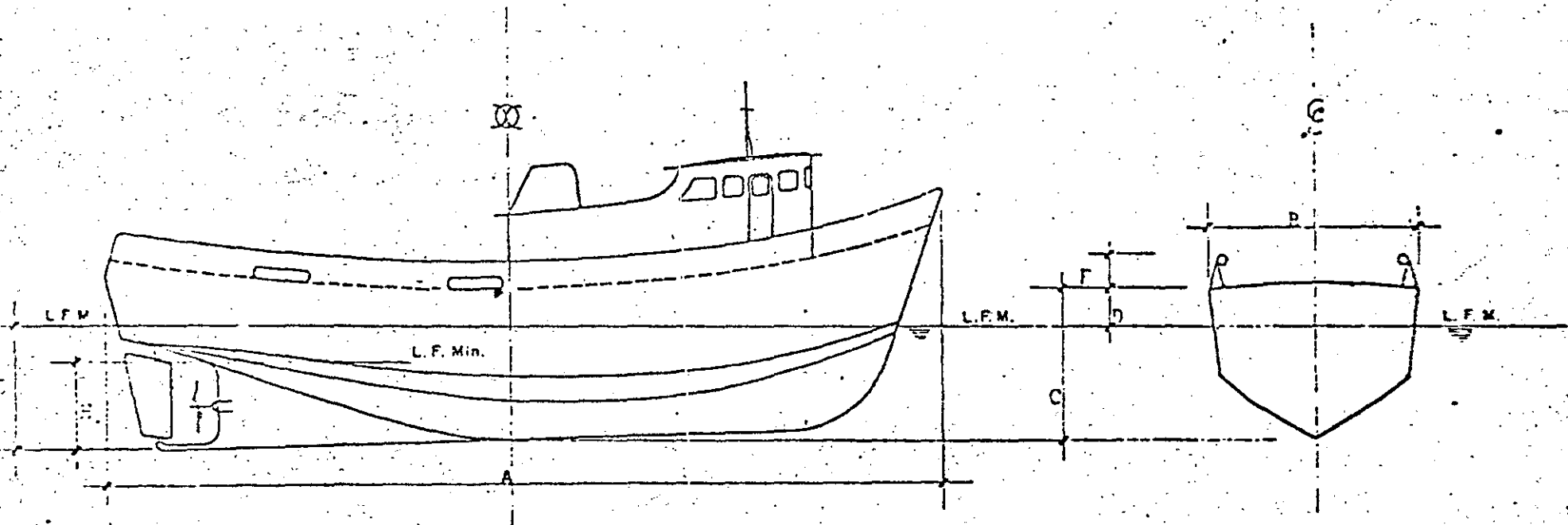
TIEMPO DE OPERACION (DIAS)

TIPO DE BARCO	ESTADIA EN MUELLE	MANIOBRAS DE NAVEGACION Y CAPTURA	DURACION DE UN VIAJE
CAMARONERO	2	13	15
SARDINERO 0 ANCHOVETERO	1	2	3
ESCAMERO	2	8	10
ATUNERO	15	60	75
ARRASTRERO	10	30	40

Con los datos anteriores la formula para calcular la longitud util de atraque para barcos pesqueros, queda de la siguiente manera:

- Muelle Camaronero : L = 3.85 N.
- Muelle Sardinero : L = 10.00 N.
- Muelle Escamero : L = 4.50 N.
- Muelle Atunero : L = 11.80 N.
- Muelle Arrastrero : L = 14.50 N.

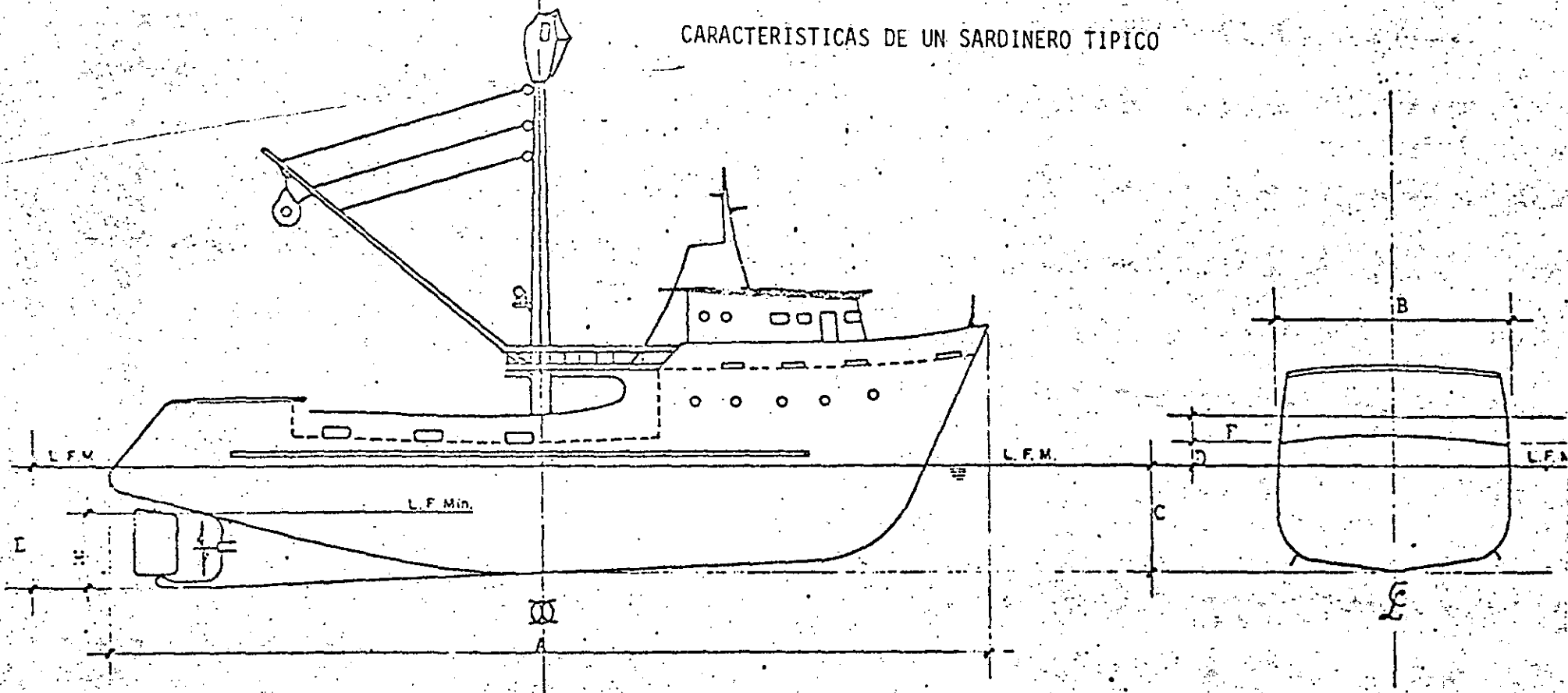
CARACTERISTICAS DE UN CAMARONERO TÍPICO



- A.- Eslora total _____ 22.00m.
- B.- Manga _____ 6.25m.
- C.- Puntal _____ 3.50m.
- D.- Franco bordo _____ 0.60m.
- E.- Calado máximo en popa _____ 3.30m.
- F.- Borda _____ 0.90m.
- H.- Calado mínimo en popa _____ 2.30m.

- D¹ Desplazamiento barco cargado _____ 175 ton.
- D² Desplazamiento barco descargado _____ 110 ton.
- L.F. Max. Línea de flotación barco cargado
- L.F. Min. Línea de flotación barco descargado

CARACTERÍSTICAS DE UN SARDINERO TÍPICO

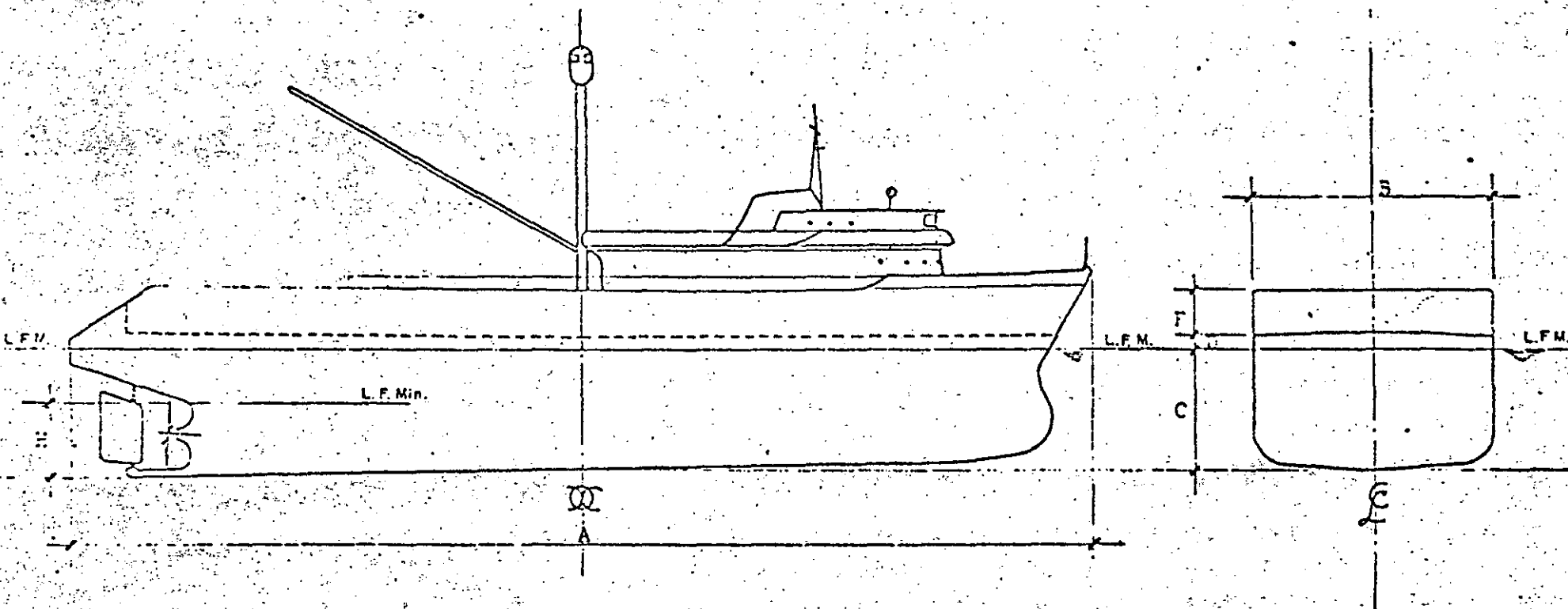


A.- Eslora total	_____	26.25m.
B.- Manga	_____	7.50m.
C.- Puntal	_____	3.65m.
D.- Franco bordo	_____	0.30m.
E.- Calado máximo en popa	_____	3.75m.
F.- Borda	_____	0.75m.
F.- Calado mínimo en popa	_____	2.60m.

D¹ Desplazamiento barco cargado _____ 300 ton.
 D² Desplazamiento barco descargado _____ 150 ton.
 L.F.Max. línea de flotación barco cargado
 L.F.Min. línea de flotación barco descargado

NOMBRE DE LA EMBARCACION	CARACTERISTICAS FISICAS				MOTOR (H.P.)	MAT. - CASCO	TONS. B R U T O	CAPACIDAD TONS. NETO	TONS. ACARREO
	ESLORA	MANGA	CALADO	PUNTAL					
Santa Isable	33.07	8.02	-	3.78	600	madera	291.21	154.00	220.00
Calafia	32.94	8.82	-	4.86	675	acero	273.00	195.00	300.00
El Sauzal	32.94	8.83	-	4.86	675	acero	272.00	195.00	200.00
Mino	32.94	8.82	-	4.86	675	acero	273.00	195.00	300.00
Libertador del Sur	32.94	8.82	-	4.86	675	acero	273.00	195.00	200.00
Viscaino	32.94	8.82	-	4.86	675	acero	273.00	195.00	300.00
Ciprés	32.94	8.82	-	4.86	675	acero	273.00	195.00	300.00
San Juan	28.50	6.63	-	6.07	225	madera	204.09	155.10	150.00
Santa María	27.29	7.52	-	3.20	400	madera	194.84	132.60	68.00
San Pedro	24.40	7.04	-	3.12	500	madera	139.42	75.52	110.00
Ponix	23.00	6.61	-	2.89	425	madera	120.00	80.00	95.00
Senador	26.57	6.93	-	2.43	365	madera	116.29	74.21	95.00
Marino II	22.80	6.43	-	2.95	400	madera	105.14	84.00	90.00
Nora Elena	19.65	6.17	-	2.20	365	madera	95.73	74.77	75.00
Tito	24.32	8.20	-	6.20	365	madera	88.12	55.30	90.00
Playero	17.90	5.50	-	2.50	240	madera	85.34	64.80	58.00
Propemex B-9	20.78	5.87	-	2.32	460	madera	80.90	61.60	65.00
Propemex M-12	18.67	5.50	-	2.00	220	acero	80.60	51.12	60.00
Propemex M-11	18.67	5.50	-	2.00	220	acero	80.45	51.06	60.00
Criser	20.37	5.80	-	2.74	225	madera	79.38	58.71	80.00
San Martín	22.05	6.30	-	3.00	365	madera	79.27	53.00	50.00
Libertador	16.60	6.76	-	2.83	342	madera	73.95	43.07	75.00
San Arturo	10.60	4.90	-	2.63	100	madera	72.37	61.01	43.00
Tortugas	16.76	4.57	-	2.43	180	madera	51.77	16.47	45.00
Punta Banda	16.76	4.58	-	2.63	336	madera	51.77	45.47	44.00
Sunray's	18.50	4.60	-	2.10	225	madera	51.00	38.00	40.00
Aries	15.24	4.26	-	2.05	165	madera	51.00	36.06	35.00
Colta I	16.50	4.90	-	1.80	240	madera	48.87	42.93	40.00
Largo	14.80	4.08	-	1.90	165	madera	40.58	26.90	25.00
Celta II	15.00	3.90	-	1.80	165	madera	38.88	27.50	28.00
César	13.00	4.20	-	1.87	165	madera	33.70	13.41	30.00
Susana	17.50	3.00	-	5.00	165	madera	29.46	24.08	14.00
Noble	22.55	6.70	2.44	3.66	425	acero			120.00

CARACTERÍSTICAS DE UN ATUNERO TÍPICO



A.- Eslora total	_____	53.00m
B.- Manga	_____	12.00m
C.- Puntal	_____	5.90m
D.- Franco bordo	_____	0.40m
E.- Calado máximo en popa	_____	5.70m
F.- Altura de entrepuente	_____	2.20m
H.- Calado mínimo en popa	_____	3.70m

D¹ Desplazamiento barco cargado _____ 1,600 ton.
 D² Desplazamiento barco descargado _____ 600 Ton.
 L.F. Max. Línea de flotación barco cargado
 L.F. Min. Línea de flotación barco descargado

CARACTERISTICAS DE LA FLOTA ATUNERA DEL PUERTO DE ENSENADA, B.C.

NOMBRE DE LA EMBARCACION	CARACTERISTICAS FISICAS				MOTOR (H.P.)	MAT.-CASCO	TONS. BRUTO	CAPACIDAD TONS.NETO	TONS. ACARREO
	ESLORA	MANGA	CALADO	PUNTAL					
Quo Vadis	61.87	8.53	6.10	-	3,100	-	1,325.00	641.00	930
Todos Santos	53.23	11.32	5.22	7.55	2,910	acero	1,145.10	406.06	650
Albatún	53.16	11.30	5.25	7.53	2,910	acero	1,145.10	406.06	650
Indomable	53.18	11.31	5.24	7.54	2,910	acero	1,145.10	406.06	650
Estado 29	53.04	11.30	5.24	7.54	2,910	acero	1,145.10	406.06	650
General Zapata	52.98	11.30	5.25	7.54	2,910	acero	1,145.10	406.06	650
Lázaro Cárdenas	52.95	11.30	5.25	7.54	2,910	acero	1,145.10	406.06	650
Cuauhtémoc	52.00	11.10	-	7.70	2,500	acero	1,129.13	388.17	725
Gral. A. I. Rodriguez	49.39	11.10	5.0	7.80	2,500	acero	1,004.42	328.91	660
Juan A.R. Sullivan	51.10	11.10	5.0	7.80	2,500	acero	1,004.42	328.91	660
María Amalia	53.80	10.85	-	5.22	2,875	acero	1,000.00	500.00	950
Conquistador	50.41	10.97	-	5.95	2,575	acero	863.00	445.00	650
Flamingo	45.63	11.63	-	4.50	1,800	madera	613.46	203.12	400
San Martín	40.66	8.95	-	4.53	925	madera	546.00	381.00	380
Vencedor	43.07	8.97	-	5.19	840	madera	519.34	342.46	350
Ensenada	41.38	9.30	3.90	4.50	1,100	acero	495.32	205.31	320
Guaymas	41.38	9.30	3.90	4.50	1,100	acero	495.32	205.31	320

<u>NOMBRE DE LA EMBARCACION</u>	<u>CARACTERISTICAS FISICAS</u>				<u>MOTOR (H.P.)</u>	<u>CASCO</u>	<u>TONS. BRUTO</u>	<u>CAPACIDAD TONS.NETO</u>	<u>TONS. ACARREO</u>
	<u>ESLORA</u>	<u>MANGA</u>	<u>CALADO</u>	<u>PUNTAL</u>					
Mazatlán	41.83	9.30	3.90	4.50	1,100	acero	495.32	205.31	320
Delfín Azul	37.18	6.58	5.20	-	950	acero	495.00	415.00	320
Baja California	36.75	8.36	-	4.39	900	acero	470.92	290.63	220
Gavilán	40.23	6.71	5.20	-	1,125	acero	468.00	395.00	320
Virgilio Uribe	35.50	9.27	-	5.76	950	acero	350.00	165.00	300

La mecanización en este tipo de instalaciones se hace necesaria sobre todo si los minerales a transportar son de baja ley ya que para hacer competitiva su colocación en el mercado Internacional por vía marítima se tiene que recurrir a embarcaciones de gran porte cuyo valor y costo de estadía en puerto es alto, debido a lo anterior la productividad en puerto debe ser tal, que la permanencia de barco en puerto sea mínimo. El volumen y tipo de producto, nos indica las características y tamaño del equipo de carga y descarga, así como de la profundidad de agua que se requiere para el barco tipo que se espera arribará al puerto.

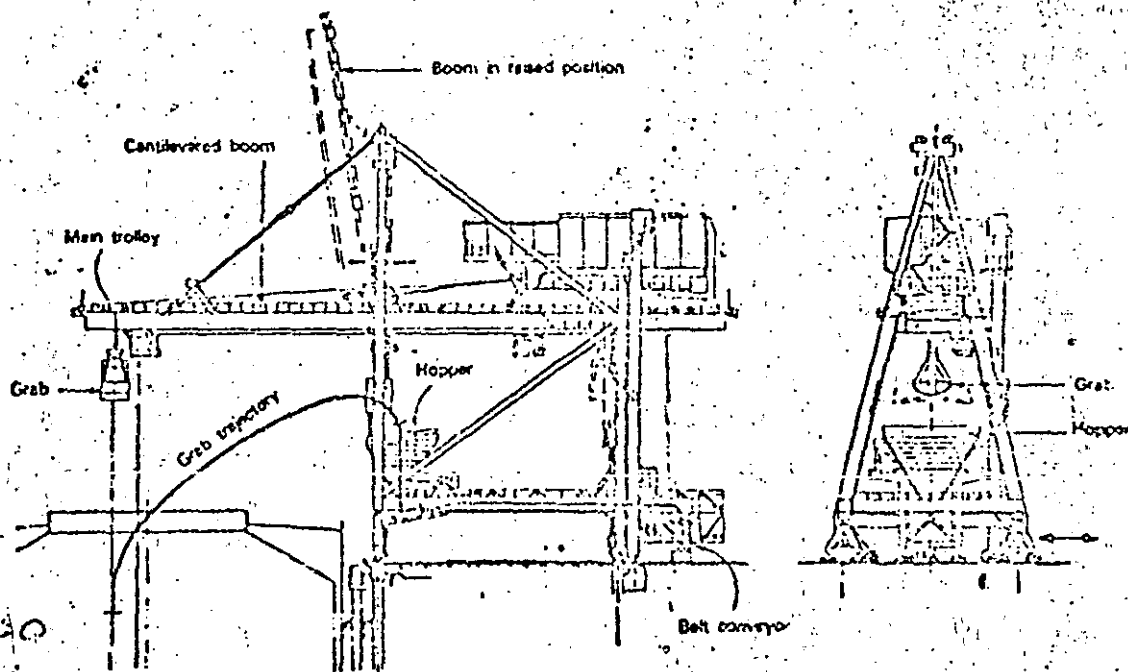
El costo del transporte marítimo se reducirá al aumentar el tamaño del barco. Por lo que se deberá tender a llevar a un mínimo los costos de terminal al propiciar la mecanización.

Para puertos con áreas adecuadamente dispuestas para el manejo de minerales, el almacenamiento al descubierto es lo más indicado.

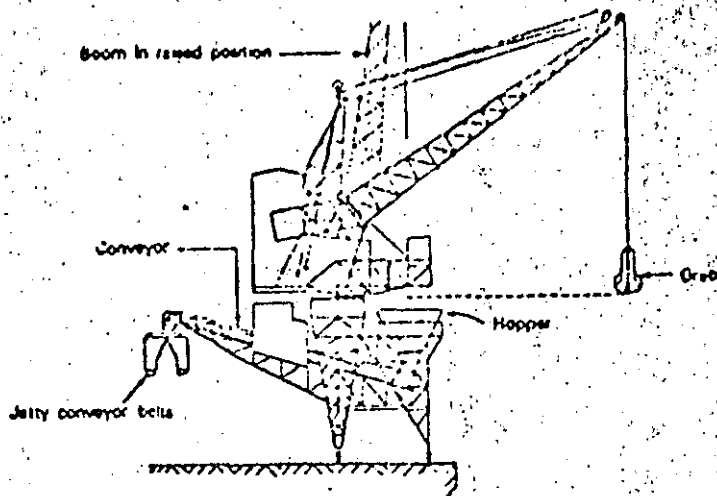
En puertos con áreas restringidas, con fuerte precipitación pluvial y con frecuentes rafagas de viento conviene instalar bodegas especializadas para el almacenamiento del mineral, la cuál protegerá el mineral de la humedad y a las zonas habitadas las protege del polvo.

Varios tipos de cargadores y descargadores de barcos se muestran en las Figuras No.

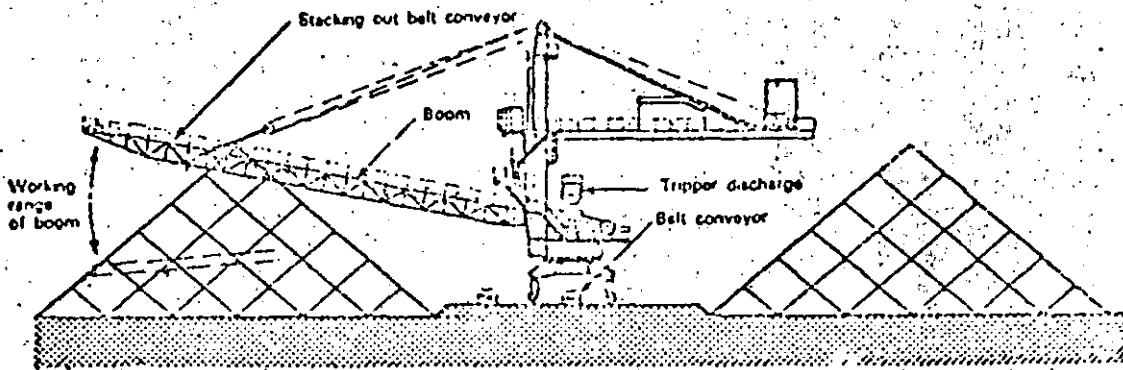
Los sistemas de almacenamiento se muestran en Fig. No. 28. Una disposición de terminal de minerales es la mostrada en Fig. No.



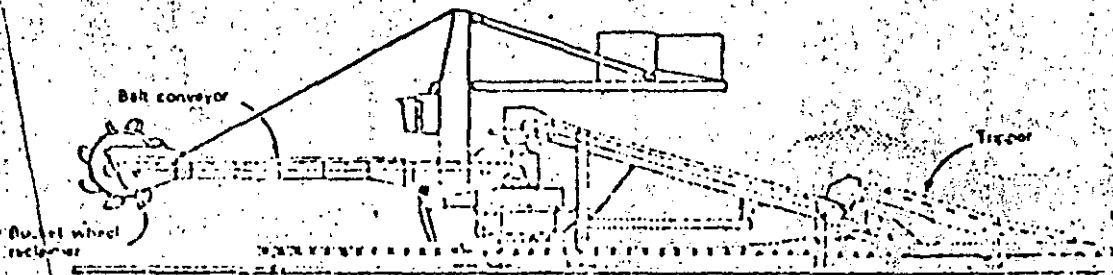
500-2000 TON/HORA DESCARGADORES



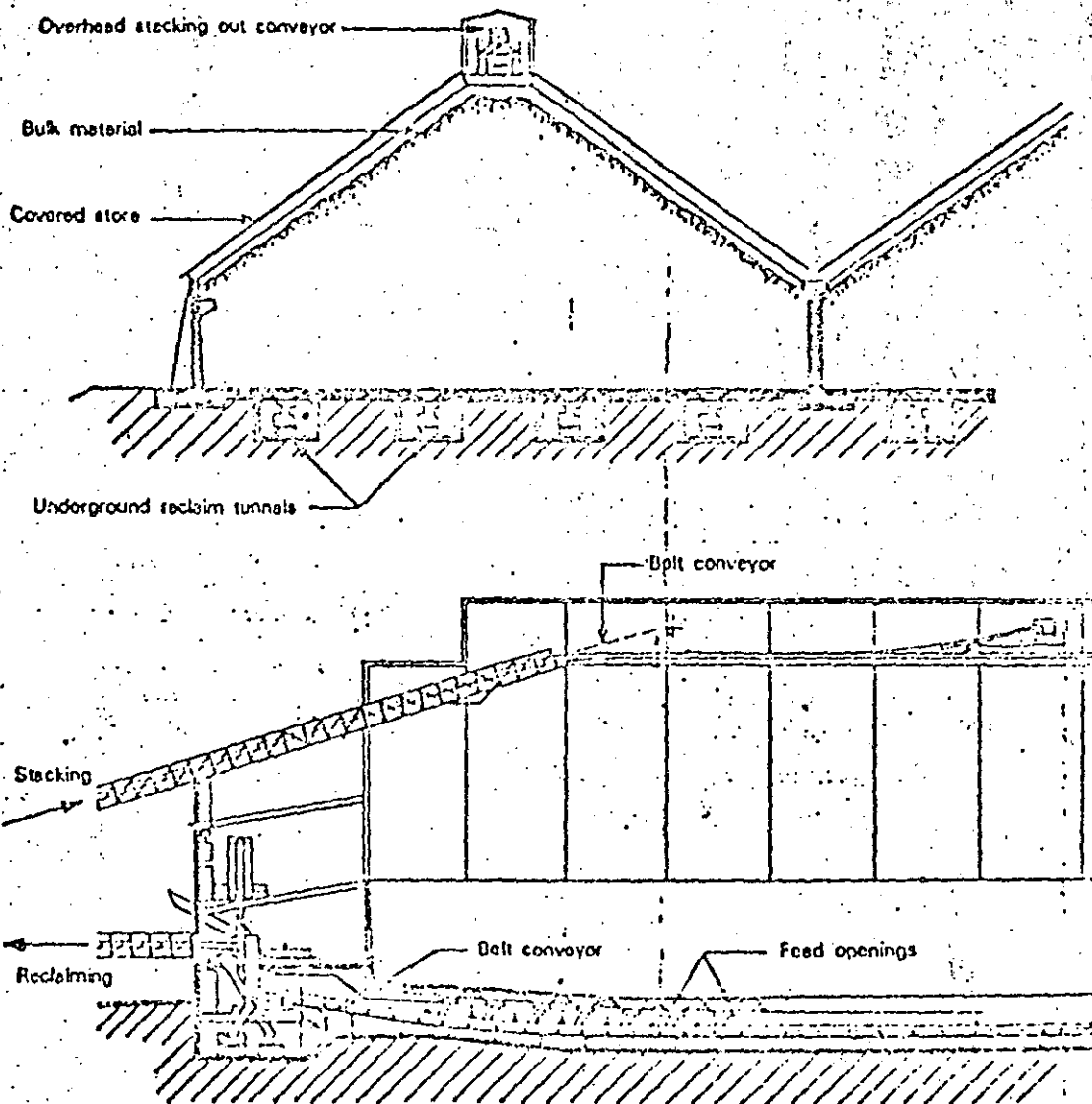
500-700 TON/HORA DESCARGADOR



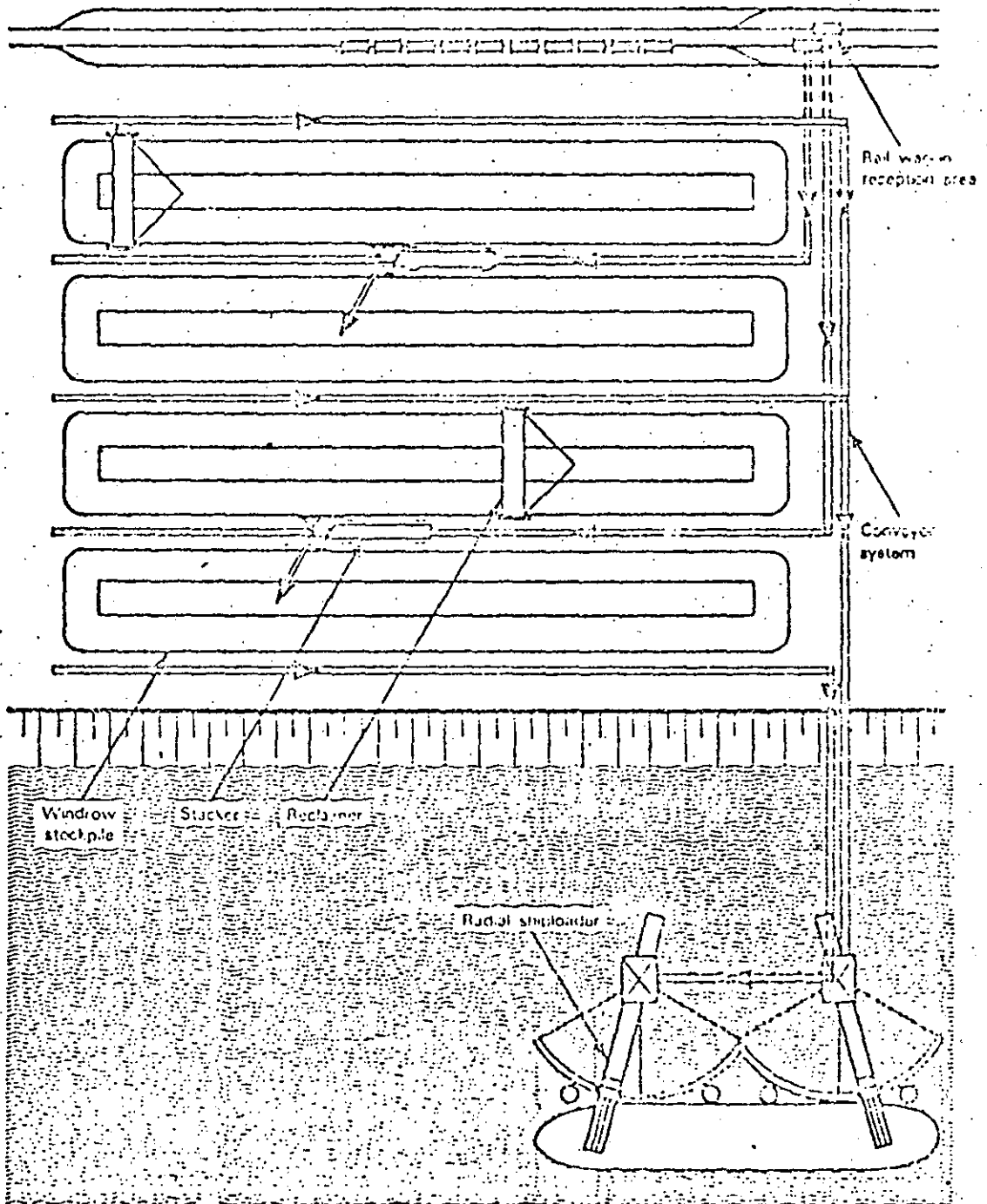
EQUIPO DE APILAMIENTO EN TIERRA



EQUIPO PARA DESAPILAR



BODEGA MECANIZADA de MINERALES



DISPOSICION GENERAL DE UN TERMINAL DE MINERIAS

INSTALACIONES MARITIMAS EN MEXICO PARA LA OPERACION DE BUQUES TANQUE: (A ABRIL DE 1983)

Golfo de México:

Tuxpan, Ver.	{	Para Barcos de 60,000 TPM	Tipo CALM.
Rabon Grande (2) Ver. (Pajaritos)	{	1- 150,000 TPM 1- 250,000 "	" "
Dos Bocas, Tab. (2)	{	2- 250,000 "	" "
Cayo Arcas, Yuc. (3)	{	3- 250,000 "	Una Tipo Columna fija Dos Tipo Calm.

Oceano Pacifico;

Rosarito BCN (1)	{	60,000 "	Tipo Calm
Salina Cruz, Oax. (3)	{	2- 60,000 " 1- 250,000 "	" "

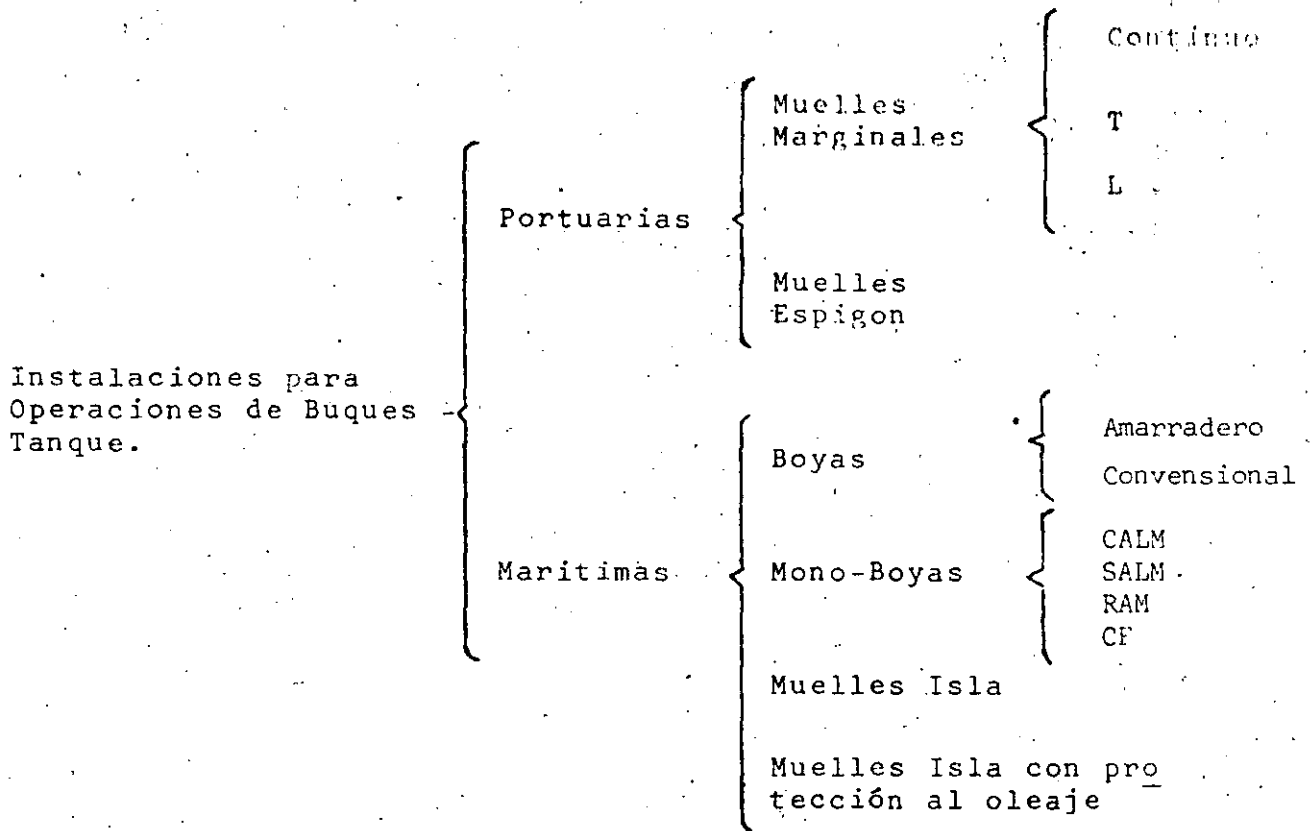
T O T A L . (13)

INSTALACIONES MARITIMAS A BASE DE MONOBOYAS,
PARA LA OPERACION DE PUNDE - TANQUES

LOCALIZACION	FECHA DE INSTALACION	EMBARCACION DE DISEÑO (TPM)	DIAMETRO DE MANGUERA	TIPO DE MONOBOYA
SUECIA (DALARO)	1959	3,000	1 X 4"	CALM
SAHARA ESPAÑO (EL AAIR)	1961	3,000	1 X 6"	CALM
ALEMANIA OCCIDENTAL (WEST GERMANY)	1962	2,000	1 X 4"	CALM
ITALIA (FIUNICINO)	1963	50,000	2 X 12"	CALM
ITALIA (RAVENNA)	1963	50,000	2 X 12"	CALM
JAPON (OITA)	1963	100,000	2X12" Float/Sink	CALM
GUNEA (BATA)	1963	20,000	1 X 6"	CALM
COREA DEL SUR (ULSAN)	1964	75,000	1X4"/1X6"/2X12"	CALM
JAPON (CHIBA)	1965	100,000	3X12" Float/Sink	CALM
JAPON (KOSHIBA)	1967	100,000	2X12" Float/Sink	CALM
FILIPINAS (BAHIA DE SUBIC)	1967	108,000	1X10" / 2X16"	CALM
TAIWAN (TAI CHUNG)	1967	50,000	1 X 12"	CALM
BANGLADES (CHILTAGON)	1967	45,000	1 X 12"	CALM
NIGERIA (LAGOS)	1967	2,000	1X3" / 1X4"	CALM for LPG
COREA DEL SUR (YOSU)	1968	100,000	2 X 16"	CALM
COREA DEL SUR (ULSAN)	1968	200,000	1X12"/2X16"	CALM
TAIWAN (KAON SIUNG)	1968	100,000	1X10"/2X16"	CALM
JAPON (HAKOSAKI)	1968	100,000	1X10"/1X12"/2X16" Float/Sink	CALM
TAIWAN (TAI - CHUNG)	1968	50,000	1 X 12"	CALM
NIGERIA (ESCRAVOS)	1968	100,000	2 X 16"	CALM
JAPON (HAKODATE)	1968	32,000	1X16" Float/Sink	CALM
JAPON (TOYANA)	1969	150,000	2X16" Float/Sink	CALM
LIBIA (GREGA)	1969	300,000	1 X 24"	SALM
INDONESIA (PANGKALAN)	1970	100,000	2 x 12"	CALM
ARGENTINA (PUERTO ROSALES)	1970	40,000	1X12"/1X16"	CALM
SINGAPUR	1970	252,000	2 X 24"	CALM
JAPON, OKINAWA (TENGAN)	1970	50,000	2 X 12"	CALM
IRAN (IMAN, HASAN)	1970	250,000	2 X 16"	CALM
JAPON, OKINAWA (BAHIA BUCKNER)	1970	100,000	2 X 16"	CALM
JAPON (HIMEJI)	1970	220,000	2X20" Float/Sink	CALM
MARRUECOS (MOHAMEDIA)	1970	100,000	1X8"/1X20"	CALM
NUEVA ZALANDIA (WAIPIPI POINT)	1971	75,000	1 X 12"	CALM for oil ore slurry transfer
NIGERIA (QUA IBOE)	1971	225,000	2 X 24"	CALM
INDONESIA (MAR DE JAVA)	1971	55,000	2 X 12"	CALM
JAPON (OKINAWA)	1971	250,000	2 X 24"	SALM
NUEVA ZELANDIA (TAHAROA)	1972	70,000	2 X 12"	CALM Mineral
ABU DNABI (ISLA DAG)	1972		1X16"/2X24"	CALM
QATAR (UMM, SAID)	1972	300,000	1X20"/1X24"	CALM
INDONESIA (MAR DE JAVA)	1972	133,000 (Barco Activo)	1X12"/2X16"	CALM
NIGERIA (RIO BRAS)	1972	220,000	2 X 20"	CALM
INDONESIA (MAR DE JAVA)	1972	1'000,000 BBL (Barco Cautivo)	2X12"/2X20"	CALM

LOCALIZACION	FECHA DE INSTALACION	EMBARCACION DE DISEÑO (TPM)	DIAMETRO DE MANGUERA	TIPO DE MUNDOYA
INDONESIA (MATIBARANG)	1972	150,000	3 X 20"	CALM
MEXICO (TUXPAN)	1973	60,000	2 X 16"	CALM
TRINIDAD (POINTE A FIERRE)	1973	260,000	1X12"/2X24"	CALM
FRANCIA (FRONTIGNAN)	1973	270,000	2 X 20"	CALM
MEXICO (TUXPAN)	1974	60,000	1X10"/3X16"	CALM
MALASIA (TEMBUNGO)	1974	100,000	1 X 10"	SALM
ARGENTINA (CALETA OLIVIA)	1975	60,000	1X12"/1X20"	CALM
ZAIRE (AFRICA OCCIDENTAL)	1975	100,000	2 X 16"	CALM
BRASIL (SAN FRANCISCO DO SUL)	1976	200,000	2 X 20"	CALM
NIGERIA (RIO BRASS)	1976	250,000	2 X 20"	CALM
ARABIA SAUDITA (SUEZ)	1976	250,000	2 X 24"	CALM
ARABIA SAUDITA (SUEZ)	1976	250,000	2 X 24"	CALM
ARABIA SAUDITA (ALEJANDRIA)	1976	250,000	1X24"/1X20"	CALM
ARABIA SAUDITA (ALEJANDRIA)	1976	250,000	2X24"/1X20"	CALM
MEXICO (SALINA CRUZ)	1976	60,000	3X16"/1X12"	CALM
TAIWAN (CHU-WEI)	1976	250,000	2 X 20"	SALM
ZAIRE (AFRICA OCCIDENTAL)	1976	79,200	2 X 16"	CALM
MEXICO (ROSARITO)	1976	60,000	1X20"/2X16"	CALM
LIBIA (AZZAWIYA)	1976	140,000	2 X 20"	SALM
LIBIA (AZZAWIYA)	1976	110,000	2 X 20"	SALM
ARABIA SAUDITA (JU'AYMAH)	1976	500,000	2 X 24"	SALM
ARABIA SAUDITA (JU'AYMAH)	1976	700,000	2 X 24"	SALM
USA (SANTA INES CALIFORNIA)	1977	50,000 (Barco Cautivo)	Piping 1X12"/1X4" 1X8"/2X1"/1X6" & Electrical	SALM with mooring yoke
GRAN BRETAÑA (THISTLE FIELD)	1977	100,000	1 X 12" 1X12" Deslastre	SALM
TRINIDAD (PUNTA GALEOTA)	1976	250,000	2 X 20"	CALM
CAMERUN (KOLE-FIELD)	1977	150,000	1 X 20"	CALM
ABU DABI (ISAL DAS)	1977	300,000	2X24"/1X6"	CALM
MAR DEL NORTE (CAMPO NINIAN)	1977	3,500		Amarre Abastecedores
KOREA DEL SUR (ONSAK)	1978	250,000	2 X 24"	CALM
GANA (SALTPOND FIELD)	1978	64,000	10 X 6"	SALM
BADALONA, SPAIN	1979	50,000	2 X 12"	SALM
LUISIANA, USA	1979	700,000	2 X 24"	SALM
LUISIANA, USA	1979	700,000	2 X 24"	SALM
LUISIANA, USA	1979	700,000	2 X 24"	SALM
USA, SANTA INES, CALIFORNIA	1979	50,000	1 X 12"	SALM

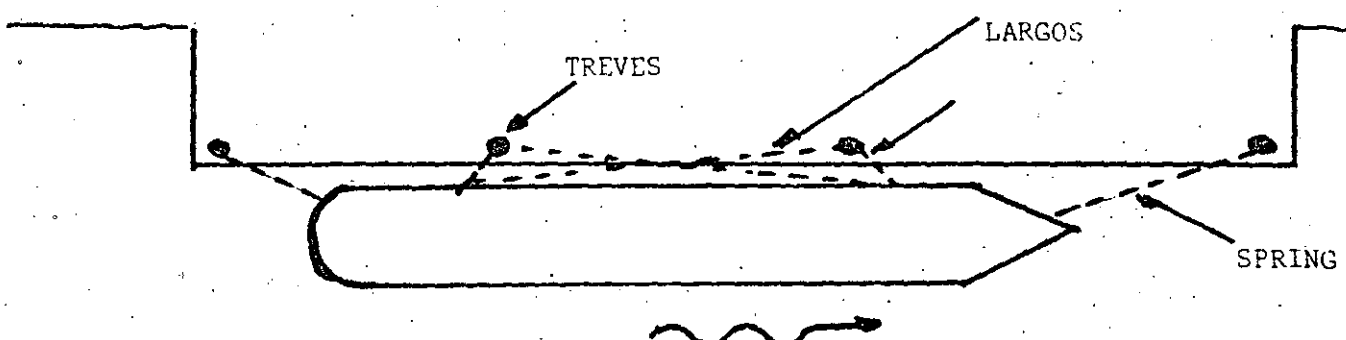
RESUMEN A 1979



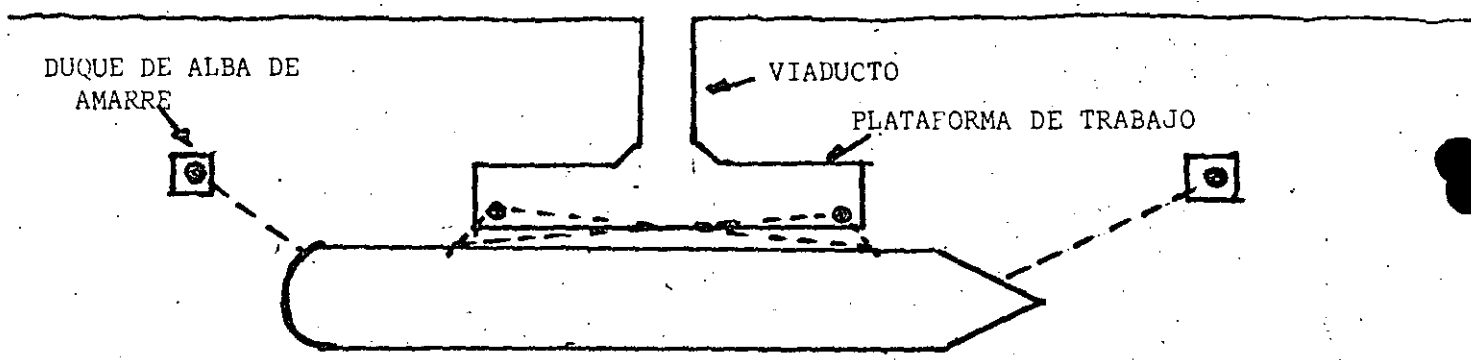
Muelles Marginales.- Son instalaciones de atraque para la operación de Barcos, comunmente utilizados en las margenes de un río en Darsenas angostas paralelos a la corriente, - para aprovechar los perimetros de las Darsenas en Puertos Maritimos artificiales ó el espacio entre dos Muelles en - Espigon.

Este tipo de Muelle, puede ser continuo a lo largo de la - eslora del Barco, en "T" ó en "L".

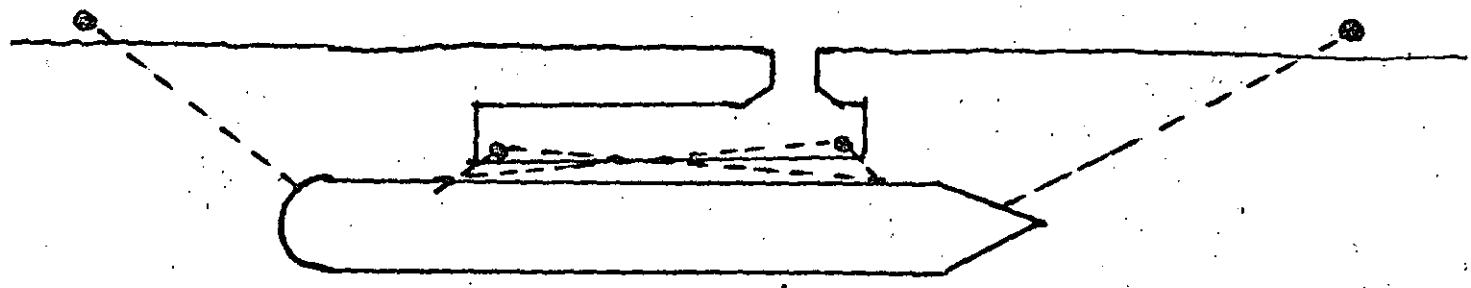
Estos muelles se construyen a base de estructuras de grave - dad ó sobre pilotes. Los muelles en "T" y "L", requieren - de Duques de alba para el amarre.



MUELLE MARGINAL CONTINUO (PLANTA)



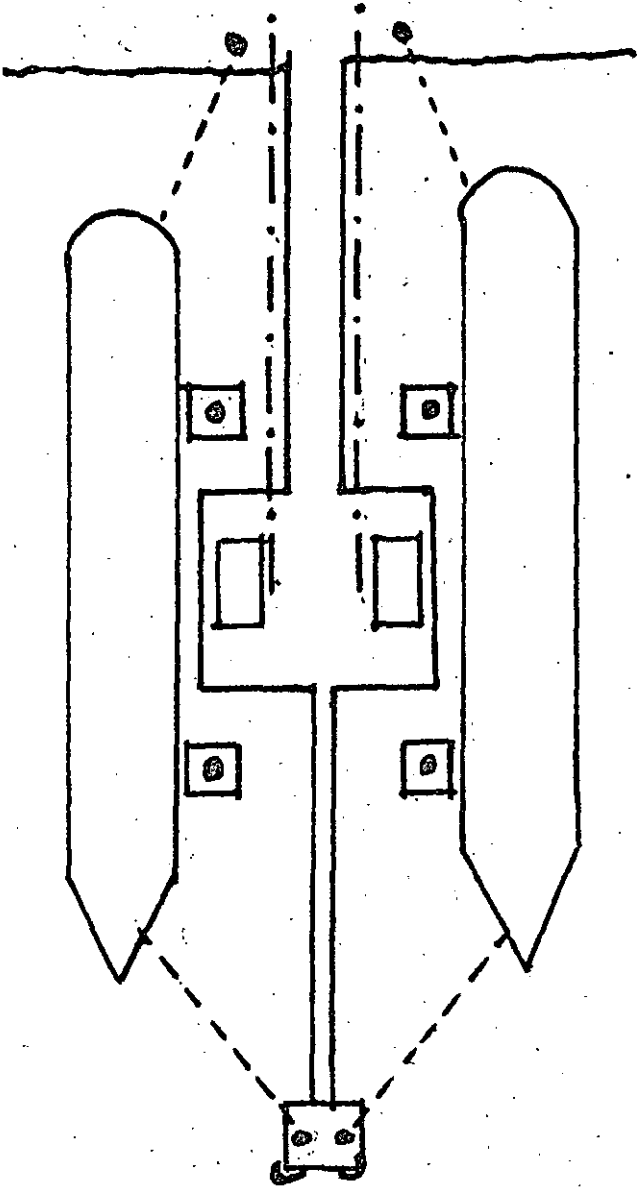
MUELLE EN "T" (PLANTA)



MUELLE EN "L" (PLANTA)

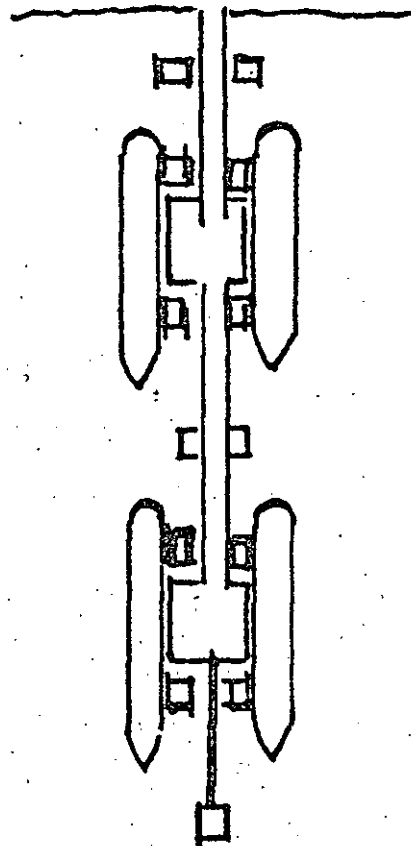
Los muelles en "T" y "L", son los muelles marginales comunmente utilizados para la operación de Barcos Petroleros.

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.

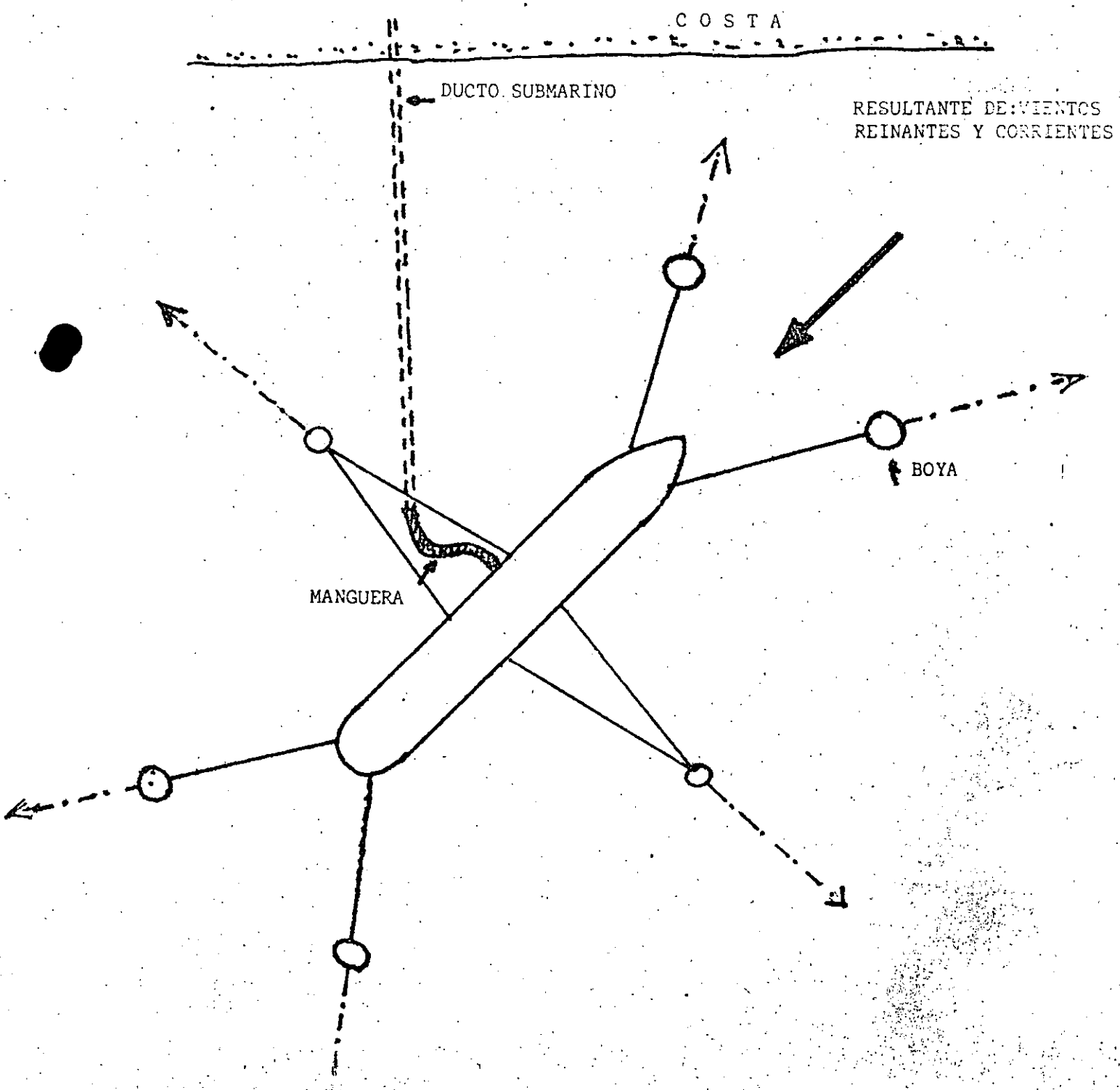


MUELLE EN ESPIGON (PLANTA)

MUELLE EN ESPIGON PARA EMBARCACIONES
(PLANTA)



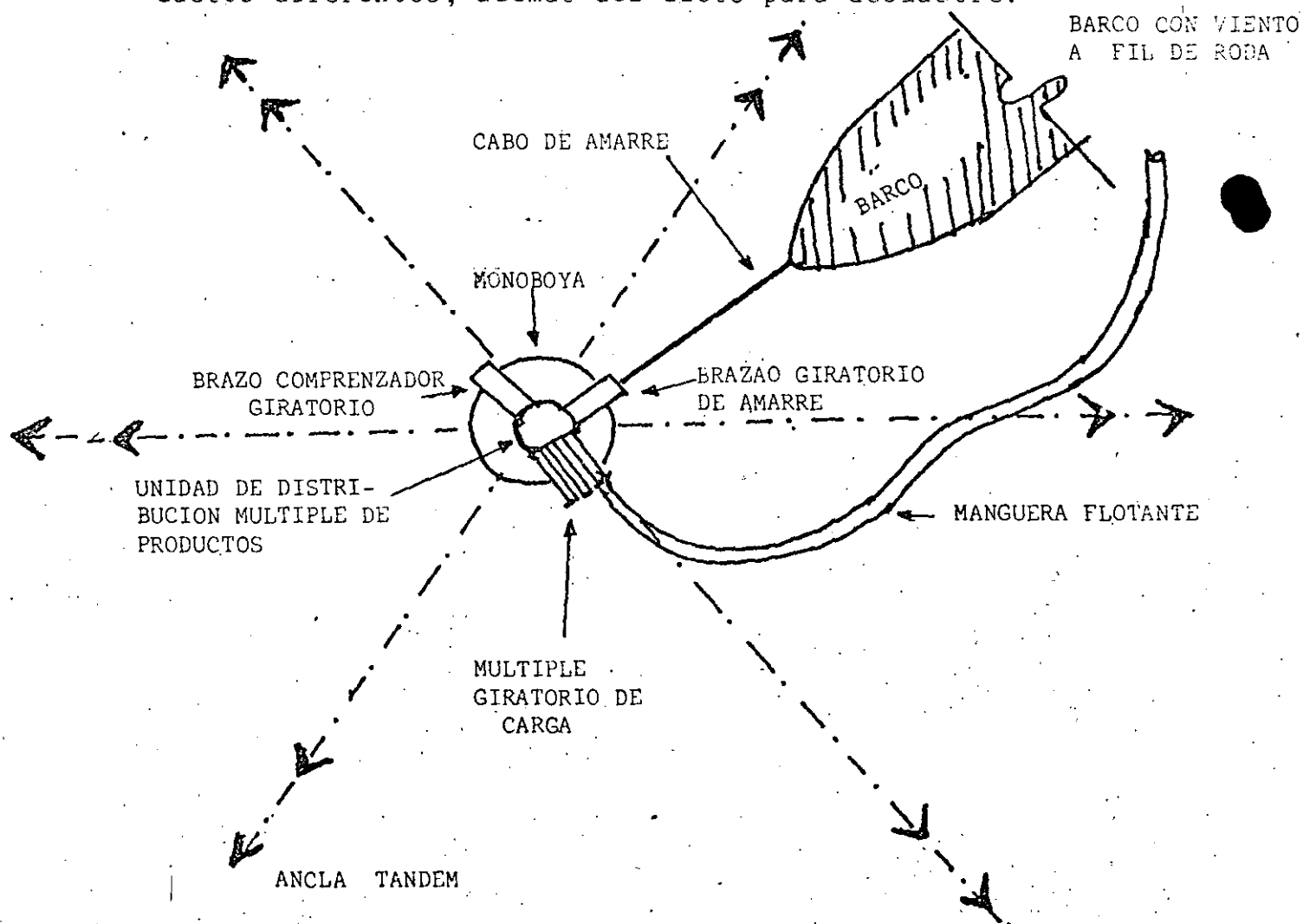
Amarradero Convencional.- Il fondeo de la embarcación se efectua mediante un mínimo de 4 Boyas ancladas al fondo marino, orientadas convenientemente a la dirección de los vientos reinantes. La tubería de conducción del fluido termina en manguera, la que se conecta al Barco para la carga y/o descarga.



Monoboyas Tipo CALM (Catenaria, Anchor, Leg, Moring);

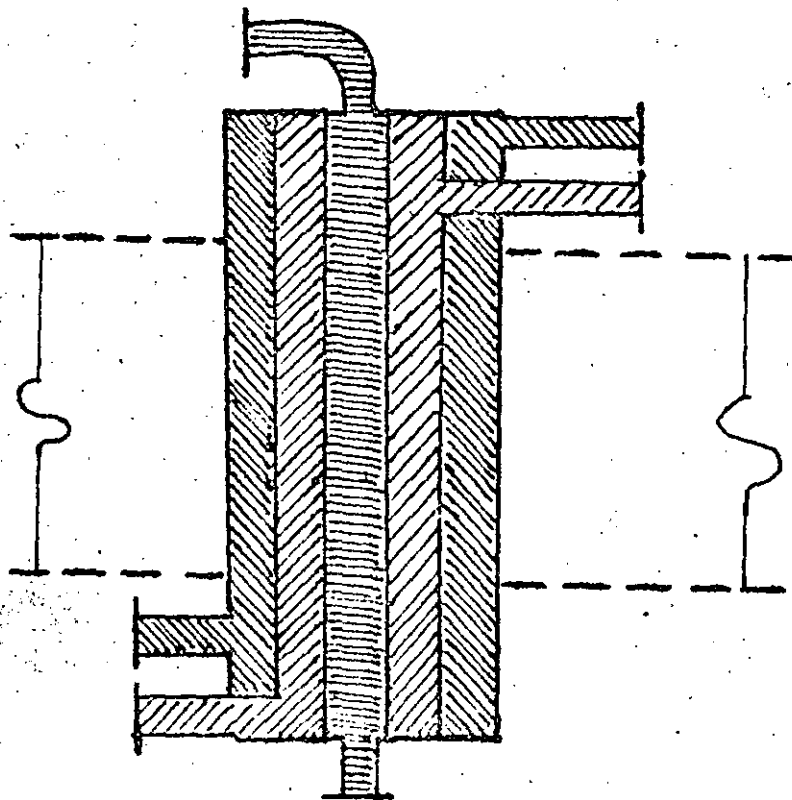
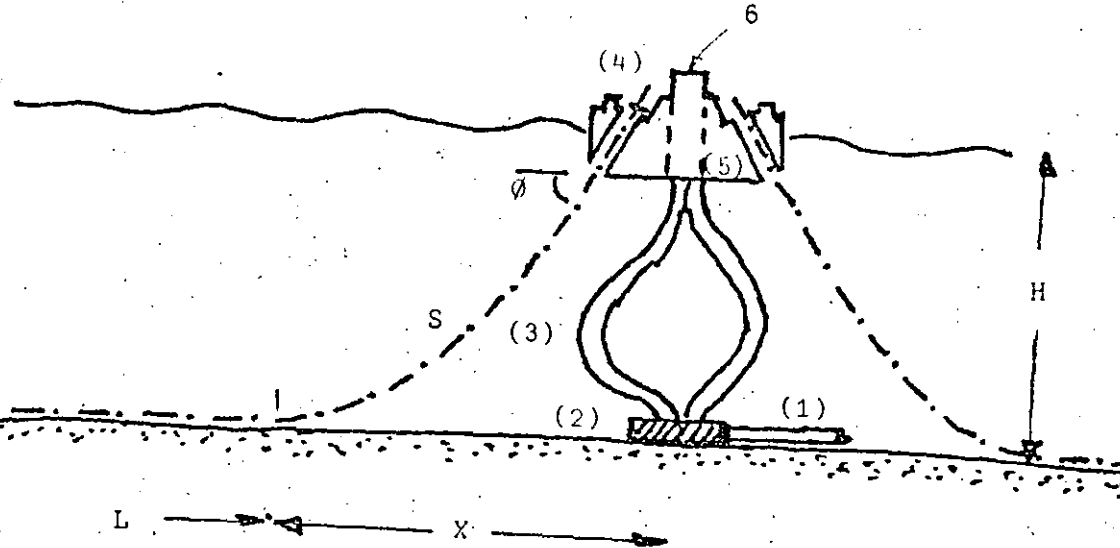
Boya posicionada a base de anclas y cadenas, por cuyo centro, por medio de un dispositivo mecánico, pasa a la tubería de conducción permitiendo girar 360°.

Es la boya mas 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.



(P L A N T A)

ANCLAS ALINIADAS



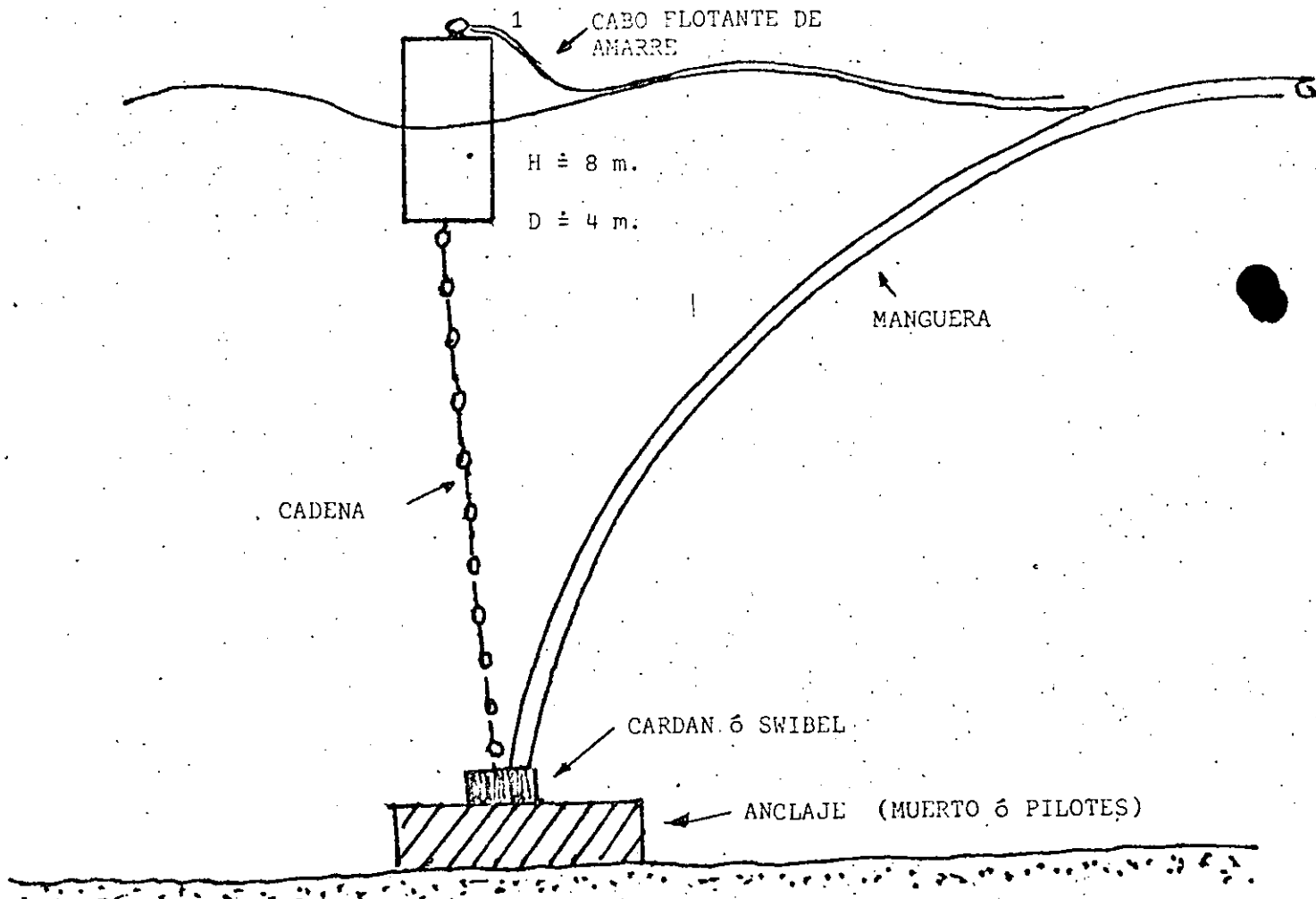
- (1) Tubería Submarina
- (2) Múltiple Submarino (Manifold)
- (3) Mangueras Submarinas
- (4) Escobenes
- (5) Cuerpo Flotante de la Monoboya
- (6) Unidad de Distribución Múltiple de Productos.

ESQUEMA DE LA UNIDAD DE DISTRIBUCIÓN MÚLTIPLE DE PRODUCTOS (M P D U) (S W I V E L) .

SECCION TRANSVERSAL AL 11.
DE LA MONBOYA 1111 (2011)

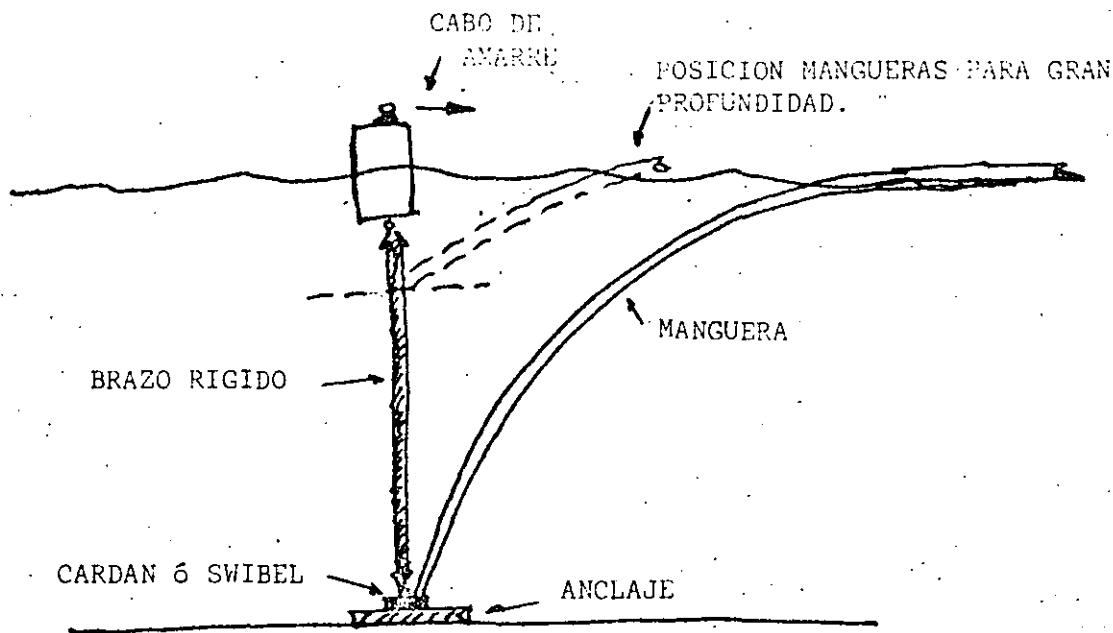
Monoboya Tipo SALM (Single, Anchor, Leg, Moring).-

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 manioebras de descarga y/o carga de fluidos en forma permanente se utilizan este tipo de instalaciones marítimas.

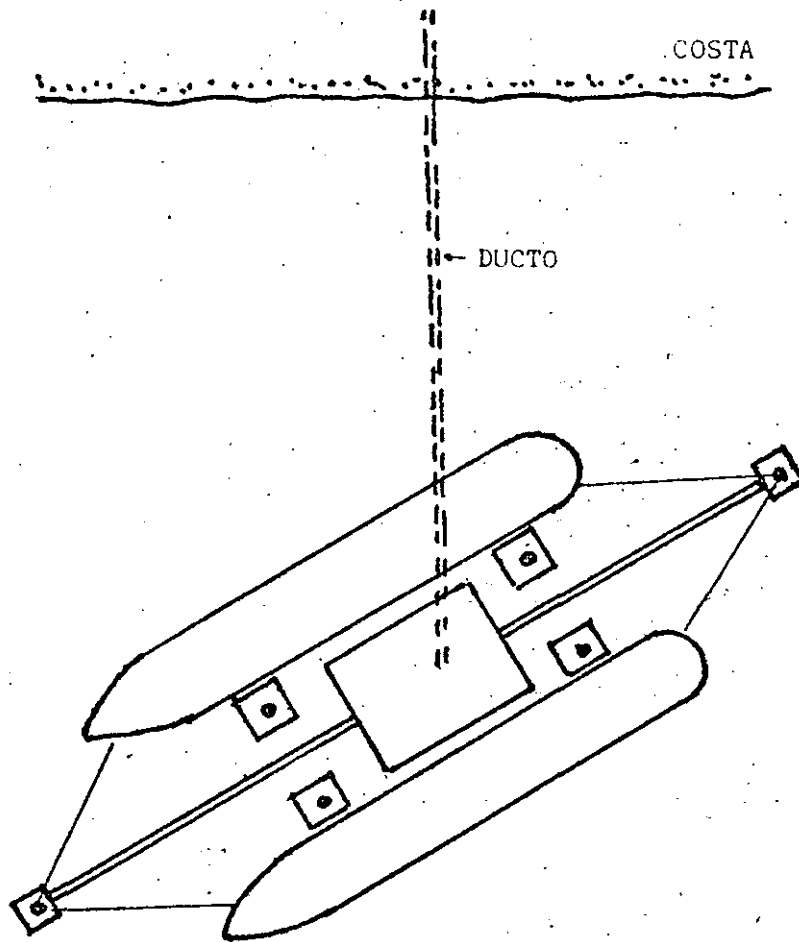
El sistema de monoboyas se ideó para la carga y descarga de productos líquidos del petróleo, sin embargo en unos casos se ha utilizado para el manejo de gas LPG y minerales diluidos.

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 - prevalecientes 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 quilla y el fondo marino.

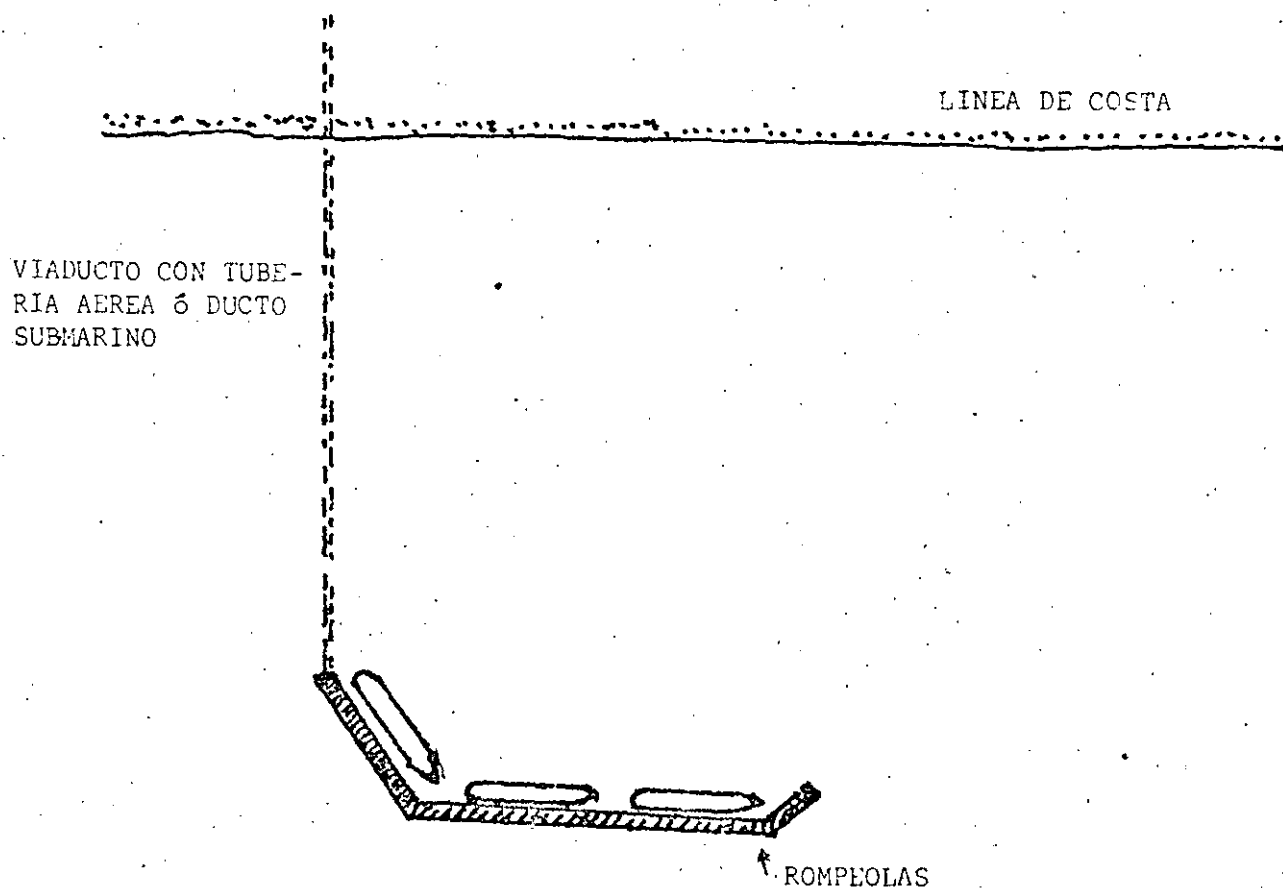
La profundidad se debera calcular tomando en cuenta el oleaje, el cabeceo del barco, la topohidrografia para que contar con la profundidad mínima en toda el área del círculo - de giro del barco amarrado.

Muelle Isla . - Cuando existen aguas tranquilas y suficiente profundidad, se emplean los Muelles-Isla, que resultan economicos por la eliminación de los trabajos de dragado.



VIENTOS REINANTES

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.

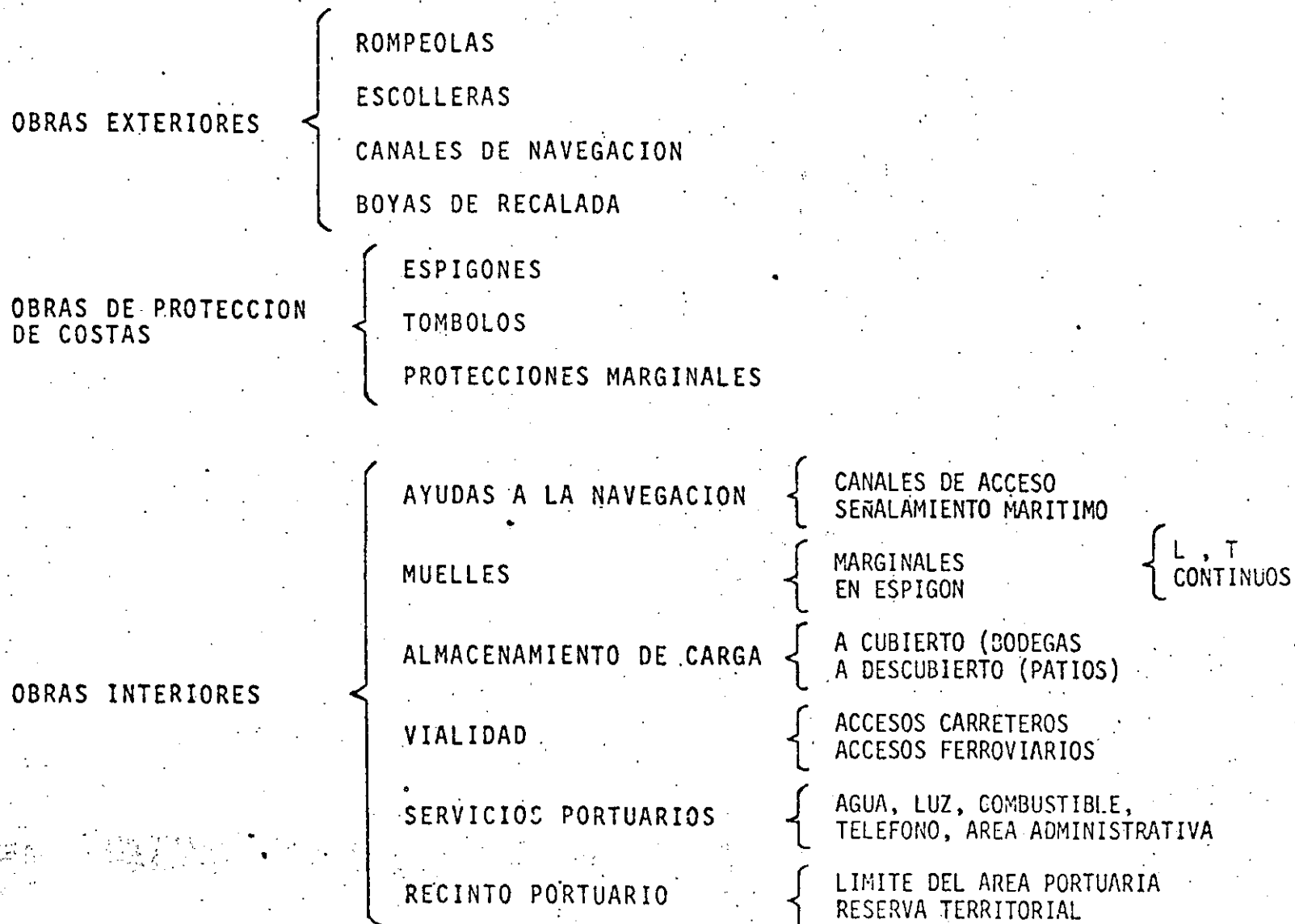
El tipo de producto a manejar periodicidad, número y volumen de productos, características del barco tipo que hará uso de las instalaciones.

CARACTERÍSTICAS DE LA FLOTA DE BUQUES TANQUE DE PETROLEOS MEXICANOS

NOMBRE DEL BARCO :	AÑO DE CONSTR.	T. B. R.	T. N. R.	P. M. (Ton.)	D. MAX. (Ton.)	D. ROSCA
EMILIANO ZAPATA	1968	2,841.02	1,397.83	2,956	4,989	2,032
VICENTE GUERRERO	1967	5,772.81	3,052.62	8,893	12,478	3,548
MARIANO ESCOBEDO	1967	7,991.83	4,599.71	9,550	14,194	4,643
MIGUEL HIDALGO	1967	7,075.53	3,826.00	11,262	15,122	3,859
LAZARO CARDENAS	1955	11,065.49	6,225.13	16,566	22,352	5,689
CUAUHTEMOC	1967	10,085.72	5,724.97	17,473	22,123	4,686
PLAN DE SAN LUIS	1967	10,085.72	5,724.97	17,473	22,123	4,636
VENUSTIANO CARRANZA	1968	10,085.72	5,724.97	17,473	22,123	4,626
P. ELIAS CALLES	1968	10,085.72	5,724.97	17,473	22,123	4,686
ABELARDO L. RODRIGUEZ	1956	11,470.47	6,429.58	17,729	24,063	6,347
JUAN ALVARES	1955	12,417.04	7,157.36	19,405	25,875	6,469
GUADALUPE VICTORIA	1958	12,568.01	7,209.65	20,253	26,641	5,967
PLAN DE AYUTLA	1967	12,763.18	7,561.34	21,668	27,432	5,605
PLAN DE AYALA	1968	12,753.36	7,550.04	21,689	27,432	5,705
MARIANO MOCTEZUMA	1974	14,742.95	8,895.68	21,689	28,017	6,328
FRANCISCO J. MUJICA	1973	14,743.69	8,895.68	21,696	28,017	6,322
MANUEL AVILA CAMACHO	1973	14,743.69	8,895.68	21,704	28,017	6,313
INDEPENDENCIA	1974	14,742.95	8,895.68	21,704	28,017	6,314
REFORMA	1974	14,742.95	8,895.68	21,704	28,017	6,318
REVOLUCION	1975	14,743.69	8,895.68	21,704	28,017	6,313
MELCHOR OCAMPO	1968	12,753.36	7,550.04	21,727	27,432	5,692
PLAN DE GUADALUPE	1967	12,763.34	7,561.34	21,760	27,432	5,627
JOSE MA. MORELOS	1967	12,762.84	7,508.00	21,797	27,432	5,598
DENITO JUAREZ	1968	12,753.36	7,550.07	21,822	27,432	5,654
ALVARO OBREGON	1968	12,753.36	7,558.90	21,839	27,432	5,630
FRANCISCO I. MADERO	1968	12,753.65	7,562.50	21,859	27,432	5,633

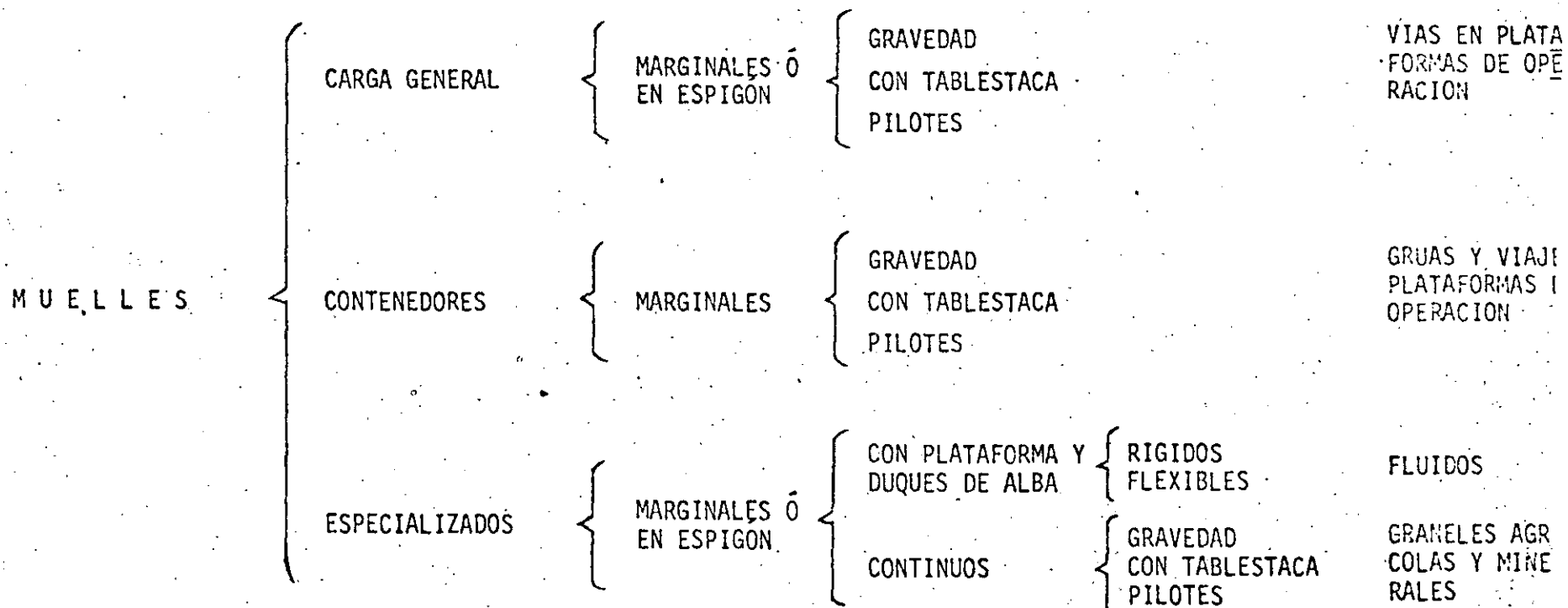
TON. COEF. BLOCK	ES.T. m.	ES.P.P.m.	MANGA m.	PUNTAL m.	CALADO m.	F.BORDO m.
0.634	101.10	94.49	14.34	8.00	5.65	2.373
0.693	135.06	128.32	18.01	9.98	7.62	2.362
0.685	140.60	131.06	19.24	10.94	8.02	2.991
0.806	135.02	128.02	19.55	9.27	7.30	2.006
0.744	165.20	155.46	20.73	11.58	9.09	2.549
0.790	144.78	137.47	21.30	11.30	9.33	2.514
0.790	144.78	137.17	21.30	11.80	9.33	2.514
0.790	144.78	137.47	21.30	11.80	9.33	2.514
0.790	144.78	137.47	21.30	11.80	9.33	2.514
0.790	166.42	152.45	21.26	11.81	9.12	2.746
0.772	173.00	161.54	21.31	12.09	9.34	2.733
0.790	170.60	163.98	21.89	12.00	9.07	2.691
0.780	170.75	163.86	22.05	12.17	9.45	2.691
0.780	170.69	163.86	22.05	12.18	9.45	2.691
0.795	170.61	164.00	22.05	12.95	9.47	3.016
0.795	170.61	164.49	22.05	12.98	9.47	3.016
0.795	170.61	164.00	22.05	12.95	9.47	3.016
0.795	170.61	164.00	22.05	12.95	9.47	3.016
0.795	170.61	164.00	22.05	12.95	9.47	3.016
0.795	170.61	164.49	22.05	12.95	9.47	3.016
0.780	170.69	163.86	22.05	12.17	9.45	2.703
0.780	170.75	163.86	22.05	12.17	9.45	2.691
0.780	170.69	163.86	22.05	12.17	9.45	2.691
0.780	170.69	164.28	22.05	12.18	9.46	2.703
0.780	170.75	163.86	22.05	12.18	9.45	2.691
0.780	170.75	163.86	22.05	12.18	9.45	2.691

CLASIFICACION DE OBRAS PORTUARIAS



{ L, T
CONTINUOS

CLASIFICACION DE MUELLES



DIMENSIONAMIENTO PORTUARIO.

El dimensionamiento en este campo está ligado a: áreas de agua adecuadas para las operaciones de carga/descarga de barcos, áreas en tierra como apoyo al tráfico de barcos y mercancías, profundidades en canales de navegación y darsenas de ciaboga y operación y áreas de reserva, tanto de agua como de terreno para las ampliaciones que requiera el desarrollo del puerto.

Las teorías de dimensionamiento las podemos aplicar en la ampliación de puertos existentes o en el proyecto de nuevos puertos. Cabe destacar que sierta información, como información meteorológica y agitación del mar de los puertos existentes localizados en la vecindad de los nuevos proyectos, deben tomarse en cuenta como parte de la recopilación de información básica.

De lo anterior podemos inferir que el dimensionamiento básicamente se tendrá que realizar plasmando en planta la información de los estudios económicos y de macro-planeación que nos proporciona información sobre tráfico esperado, por tipos de barco y carga en el caso de puertos de nueva creación y proyecciones de tráfico y carga en los existentes. En elevación se hace intervenir las profundidades en canales y darsenas de acuerdo a los tipos de barcos, la elevación de las plataformas de operación de los muelles, los drenajes -

pluviales y la vialidad principalmente la ferroviaria.

El dimensionamiento de conjunto hace intervenir el tráfico y tipo de embarcaciones y la localización del puerto. Para la determinación de las áreas de agua intervienen tres elementos: el abrigo, la maniobra de embarcaciones y las profundidades.

El abrigo y la bocana son elementos contrapuestos, mientras más estrecha es la bocana y la localicemos inclinada respecto al oleaje conseguiremos mayor abrigo, pero será más difícil la ruta de entrada de las embarcaciones.

Estas dos variables tendrán condiciones mínimas para satisfacer tanto el abrigo como la seguridad en la ruta de entrada de embarcaciones desde el punto de vista económico.

Las profundidades necesarias para los diversos barcos, requieren de áreas artificiales para la formación de darseñas que tendrán que enlazarse con las profundidades naturales, mediante canales artificiales, compatibles con la ruta de entrada.

Las alturas máximas de ola, en el vaso portuario para la operación continua de las diversas embarcaciones estará en función de su tamaño.

Para pesqueros del tipo escameros, camaroneros y atuneros...	0.30 m.
Yates y embarcaciones de placer...	0.30 m.
Barfos de carga general, ó grene- leros y/o tanques...	
hasta de 2000 T.P.M.	0.50 m.
de 2000 a 8000 T.P.M.	0.70 m.
de 8000 ó mayores	1.00 m.

En la darsena de ciabogo se pueden admitir oleajes de hasta 1.50 m.

Para el estudio de agitación, se hace intervenir el regimen de oleaje, que liga cada altura de ola con su probabilidad de ocurrencia. Este régimen de oleaje en una dirección determinada definirá en aguas profundas, el porcentaje de tiempo al año en el que el oleaje será superior a un sierto valor - de altura de ola, por medio de los planos de olas (refrac-- ción y difracción), obtendremos las alturas del oleaje en las diversas áreas de aguas interiores, que pretendemos abrigar.

Este estudio deberá comprobarse por medio de un modelo hidráu- lico, sobre todo en zonas con batimetría irregular, canales de navegación profundos, parámetros de gran pendiente que -- propicien reflexiones, etc.. Asimismo es necesario estudiar el modelo la maniobrabilidad, sobre todo de barcos mayores - de 50,000 T.P.M.

Otra de las variables que intervienen en el proyecto, son -- las condiciones físicas del fondo marino y de las áreas en tierra para desplantar las obras e instalaciones portuarias. En algunos casos es más económico la relocalización del -- puerto ó modificar la disposición de las áreas en tierra -- para obtener las mejores condiciones del suelo, tanto para la cimentación de instalaciones como el aprovechamiento del producto de dragado en rellenar áreas portuarias.

Ancho de la Bocana:

Cuando hablamos de ancho no referimos al canal de acceso del puerto. A esta distancia tenemos que agregar bermas de seguridad a ambos lados del canal y por último los morros de los rompeolas.

Las técnicas europeas recomiendan 5 mangas del barco tipo -- para una circulación de barcos en el acceso; 8 mangas del -- barco tipo para doble circulación (7 mangas equivalen aproximadamente a una eslora).

Los técnicos Japoneses recomiendan:

10,000 T.R.B.	200-300 m.
Tamaño medio	150 m.
100 T.R.B.	50- 80 m.

Para puertos marítimos artificiales, en donde los recorridos son relativamente cortos, pensamos que deba adoptarse una -- eslora del barco tipo afectada por un coeficiente de 0.8 que dependerá del número y tamaño de barcos de mayor eslora y de las condiciones del mar en la bocana. De cualquier manera, -- para fijar el ancho del canal deberá tomarse en cuenta la co rriente a lo largo de la costa, la cual será menor a 2 nudos para la maniobra de entrada.

Profundidades en la Bocana del Puerto.

La profundidad estará referida al nivel de bajamar media en el Golfo de México y al nivel de bajamar media inferior en el Oceano Pacífico, lo cual nos permite contar con una mayor -- profundidad, la entrada se realiza en marea alta.

La profundidad será la suma de los siguientes factores:

- 1.- Calado máximo a plena carga del barco tipo.
- 2.- Un medio de la altura de ola en altamar próximo a la -- bocana (la entrada y salida de embarcaciones se lleva a cabo con oleajes máximos de 3 m.)
- 3.- Asentamiento de la popa del barco por efecto de la velo cidad (la velocidad del barco a la entrada es del orden de 5 a 6 nudos, lo cual provoca un hundimiento de la po pa de hasta 1/1000 de la eslora)
- 4.- Naturaleza del fondo marino.- para fondo rocoso se toman 0.90 m. como resguardo de seguridad para fondo arenoso ó limoso 0.3 m.

Para la navegación en canales interiores debemos tomar en --
cuenta la densidad del agua dulce la cual aumenta el calado
en aproximadamente 3%.

Los canales de acceso de navegación, de preferencia deberán
ser rectos. Los de acceso tenderan a ser normales a la costa
ó paralelos a la dirección predominante de los temporales.

Los canales de navegación interiores cuando sea necesario un
cambio de dirección.

La curva entre dos tangentes no será mayor de 30° lo que --
equivale a un radio $5E$, lo recomendable, por seguridad para
barcos mayores de 30,000 TPM es $R = 10E$. El ancho de planti-
lla en las curvas del canal se aumentara 30% respecto a la
parte recta.

Distancia de frenado: Dado que la embarcación a la entrada
cruza la bocana a 5 ó 6 nudos de velocidad, la distancia de
frenado es del orden de las $5E$ contadas a partir de que la
popa del barco está en zona protegida por los rompeolas.

Darsena de ciaboga: La operación de cambio de dirección de
una embarcación (180°) se denomina ciaboga. El área requeri-
da para esta operación dependerá del modo en que se realice,
es decir con sus propios medios con sus maquinas y anclas, ó
con ayuda de remolcadores y las maquinas del barco.

Para el primer caso ó sea con sus medios se requieren 3E -- empleando las maquinas de barco, con la ayuda de remolcadores 2E.

Para áreas restringidas, se puede dimensionar los diametros de la darsena de ciaboga seria: con maquinas del barco 2E.- en caso de viento y corriente se utiliza ancla con remolcador, 1.5.- en caso de viento y corriente se utiliza ancla.

Darsena de operación: Entre la darsena de ciaboga y/o canales de navegación en donde hay tráfico de embarcaciones, y los muelles se localiza la darsena de operación. Esta darsena tendrá un ancho de $1/2 E$ y un largo de $E+M$.

27

ALMACENAMIENTO ESTACIONARIO { CUBIERTO
DESCUBIERTO

BODEGA DE
TRANSITO

BODEGA DE
TRANSITO

BODEGA DE
TRANSITO

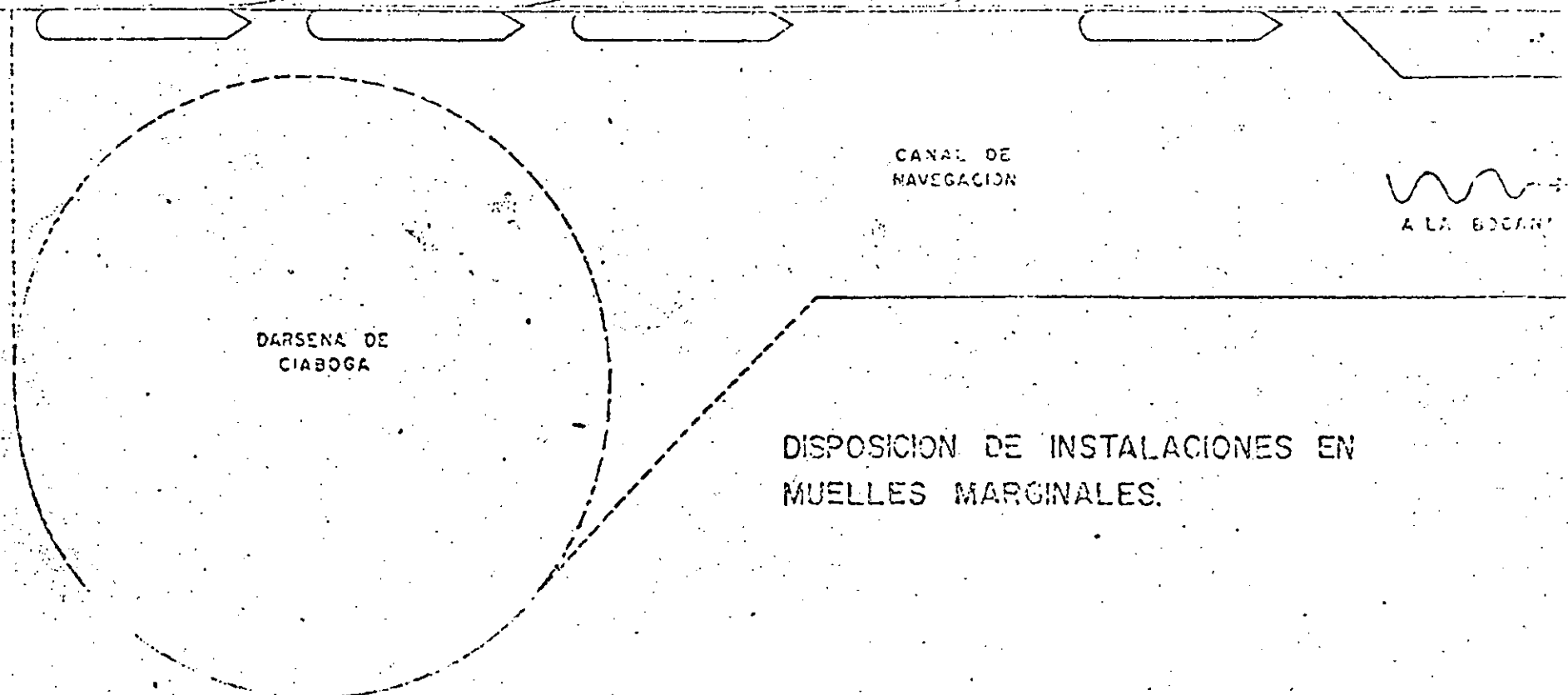
BODEGA DE
TRANSITO

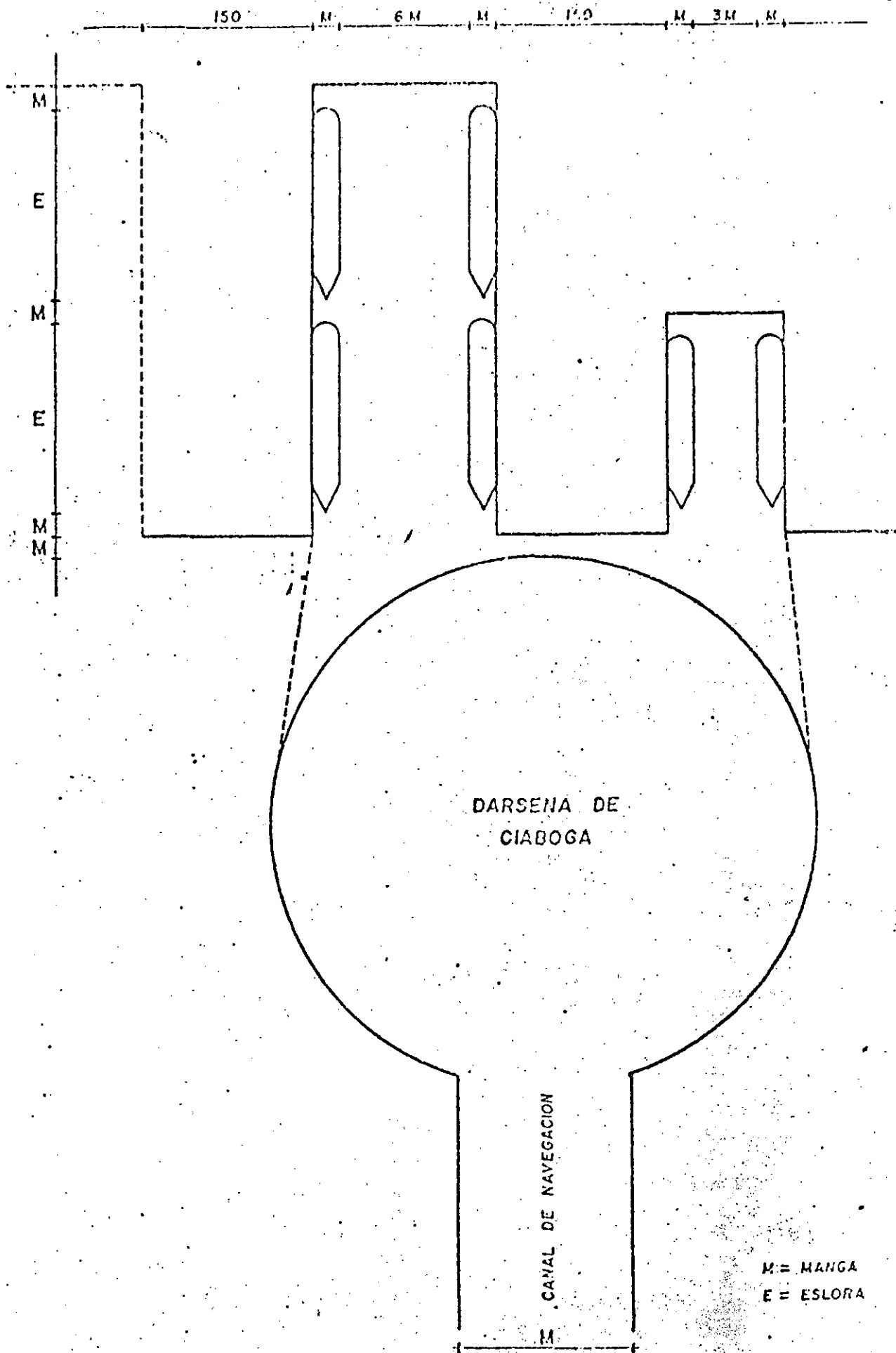
CANAL DE
NAVEGACION

A LA BOCA

DARSENA DE
CIABOGA

DISPOSICION DE INSTALACIONES EN
MUELLES MARGINALES.





DARSENA DE
CIABOGA

CAYAL DE NAVEGACION

M = MANGA
E = ESLORA

DIVERSOS METODOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO PORTUARIO

METODO DE ANALISIS PARA
EL DIMENSIONAMIENTO POR
TUARIO.

EMPIRICO (I)

MATEMATICOS

ANALITICOS (II)

SIMULACION (III)

I). En el método empírico se supone que el tránsito es uniforme a lo largo del año y la ocupación de muelles se obtiene basandose en una utilización continua de las instalaciones, sin tomar en cuenta la posible alteración en el arribo de las embarcaciones, tampoco hace intervenir las posibles alternativas de valorización de los distintos elementos que intervienen en las operaciones del manejo de carga, tales como: Equipo, instalaciones, etc.

Este método puede emplearse para obtener anteproyectos, sobre el esquema general de un puerto.

II). Método analítico.- Por medio de un modelo del tipo "Probabilístico" y por "Teoría de Colas" podemos determinar el número de barcos que arriben al puerto y que

atraca en muelle ó que se fondearan por falta de muelle. Este método liga el arribo de barcos, el número de atracaderos, los tiempos de espera y servicio.

En todo puerto donde existe una demanda de servicio por parte de los usuarios que llegan sucesivamente y en forma irregular en el tiempo para ser atendidos en un número determinado de atracaderos se puede producir un fenómeno de espera.

Los aspectos básicos de este fenómeno son:

- a). Esquema de servicio.- Manejo de carga en muelles. Servicios Generales; arribo de embarcaciones, practicaje, remolcadores, atraque. Atracaderos.- Se concideran instalaciones especializadas por tráfico.
- b). Arribo de embarcaciones.- Intervalos regulares. Intervalos desiguales pero determinados pero determinados. Intervalos desiguales siguiendo una forma---ción de probabilidad aleatoria.
- c) Número de Atracaderos.- Por tipo de tráfico y carga.
- d) Tiempo de servicio en Muelle.- Constante, variable pero determinado, aleatorio.

El método satisface el principio básico de que el costo- anual de los buques en espera de un atracadero mas el --

costo anual de los atracaderos en espera de buque, deberá ser mínimo.

III). Métodos de simulación: En casos en que la complejidad de la actividad portuaria hace que no se cumplan las leyes supuestas en el modelo matemático, y se analizara el fenómeno a lo largo del tiempo en donde varían una serie de datos básicos, se recurre a los métodos de "Simulación".

El dimensionamiento de un puerto, lo podemos asimilar a un sistema y este sistema está formado por una serie de "Subsistemas" de pendientes entre sí que se influyen mutuamente de forma que cualquier alteración en el ritmo ó método de trabajo de uno de ellos afecta a los demás en su rendimiento y resultados, y en consecuencia a la actividad portuaria en su conjunto.

Estos sistemas lo integran las 5 diferentes operaciones que debe realizar sucesivamente el barco, la instalación de transbordo y el transporte terrestre para permitir el tránsito de la mercancía, a travez del puerto como eslabón de la cadena del transporte.

El bien funcionamiento del puerto exige que todos sus elementos o subsistemas, trabajen a un ritmo y rendimiento adecuado y por tanto deben estar dimensionados equilibradamente, ya que la capacidad de un puerto será la del elemento de menos potencia y este repercutirá en el resto de los elementos del "Sistema"

La capacidad de cada "Subsistema ó fase operativa" depende de varias circunstancias cuyo valor se supone y es difícil de separar para tratar de conocer el escaso rendimiento de un elemento del sistema.

El esquema del puerto ó sistema, puede dividirse en las siguientes secciones operacionales ó subsistemas.

- 1.- Arribo de embarcaciones al puerto.
- 2.- Servicio de prácticas.
- 3.- Servicio de remolcador.
- 4.- Operación de atraque.
- 5.- Instalaciones de transbordo.
 - a) operación de carga y/o descarga.
 - b) transporte a almacén, o carga directa a transporte terrestre.
 - c) almacenamiento.
- 6.- Carga a transporte terrestre.
- 7.- Salida de mercancías del área portuaria.

Cada actividad ó subsistema estará representada por una ecuación y los diferentes factores que intervienen mediante variables.

Este método es de reciente aplicación, siendo una herramienta adecuada por su versatilidad, para el dimensionamiento de puertos existentes y una base para los de nueva creación.

EL CONGESTIONAMIENTO PORTUARIO Y SU INFLUENCIA EN EL DIMENSIONAMIENTO

Las inadecuadas instalaciones portuarias y de transporte - así como el aumento del volumen del tráfico de carga producen el congestionamiento portuario. Antes de proceder a la aplicación de un puerto conviene estudiar sus causas y primero tratar de resolverlo aplicando medidas del tipo económicas, técnicas y administrativas. Al reducir el congestionamiento redundará en beneficio de la economía nacional y el comercio internacional.

El congestionamiento produce un desperdicio de recursos -- humanos y físicos cuando las flotás de buques comerciales - están esperando ociosas en puerto, a veces durante días, semanas o meses. La pérdida de flete daña económicamente a las compañías navieras y los países que comercian via marítima y las mercancías perecederas se deterioran.

Generalmente cuando se inicia el congestionamiento de un puerto, es cuantificado por el número de barcos fondeados - esperando turno de atraque y por el tiempo de espera ocioso. Sin embargo en los puertos con un gran congestionamiento, éste se presenta de dos clases diferentes, una es la acumulación de barcos fondeados en espera de muelle (congestión en el mar), la segunda, el excesivo volumen de carga en bodegas, cobertizos y patios, permiten formar lotes de carga por consignatario (congestión en tierra).

La congestión del mar se produce cuando el volumen de carga con destino al puerto es mayor que el volumen descarga-

do por día en los muelles del puerto. La diferencia entre las dos cifras es el indicador principal del grado de congestión.

Un indicador de congestión en tierra determina obteniendo la diferencia entre el volumen de descarga diaria en los muelles del puerto y el volumen de carga desalojada del área portuaria. A lo anterior hay que adicionar el ciclo inverso de las exportaciones.

El congestionamiento en tierra se refleja en la estadia de las ambarcaciones debido a que las operaciones de carga en bodegas y patios son mas lentas por el sobre almacenamiento. Es decir el congestionamiento en mar se ve agravado por el de tierra.

Las causas fundamentales del congestionamiento pueden dividirse en aspectos de planeación económico, técnicos y administrativos.

La planeación económica deberá de prever el desarrollo económico del país procurando una evolución congruente con ese desarrollo de los sistemas portuarios y de distribución a travez de eficientes transportes hacia el interior del país.

El desequilibrio entre la producción y los servicios necesarios para su distribución, propician el congestionamiento, no nadamas en los puertos si no en los diversos modos de transporte que hacen posible esa distribución.

La capacidad de un puerto depende de diversos factores: La clase de carga a manejar, el tráfico estacional, la calidad de las operaciones de carga y descarga, el estado físico de las instalaciones, número insuficiente de muelles para carga general y falta de terminales para tráficoes específicos, tales como graneles, insuficiencia de patios y bodegas y cobertisos demasiado angostos, entre otros.

Las deficiencias técnicas en este aspecto podran aminorarse si por ejemplo: se perfeccionan las técnicas de manipuléo de carga, dinamizar los procedimientos de retiro de carga, pago de impuestos, reemplazar el equipo obsoleto y complementar el existente de acuerdo a los volúmenes de carga esperados, agilizar el manejo del auto transporte y equipo ferroviario, iluminación eficiente para el trabajo nocturno, etc.

Administrativamente el congestionamiento se puede atacar por medio de implantación de sistemas expeditos de trámites de pago de impuestos de importación y exportación, reducir a menos de 15 días el tiempo libre en almacenes de tránsito y propiciar la construcción de bodegas de carga estacionaria. Congruencia entre los horarios del trabajo oficial y laboral. Aumentar las horas de trabajo y laborar los días de asueto y festivos. Programa de capacitación a todos los niveles. Concientizar a los usuarios para que colaboren con la autoridad porturia en la agilización de trámites.

Por lo anterior el Ingeniero portuario deberá tomar en cuenta lo antes mencionado para apoyar sus propuestas de construcción de nuevas instalaciones.

ETAPAS DEL PROCESO DE PREPARACION
DE UN PLAN DE DESARROLLO PORTUARIO

- 1.- Política general de desarrollo: Determinación de la función del puerto, y la planeación general a plazos, corto, mediano y largo.
- 2.- Predicciones del tráfico: Elaboración de las predicciones del tráfico para el período del plan de desarrollo.
- 3.- Política tecnológica: Con base en las predicciones, obtener para cada clase de tráfico y tipo de carga, determinar las posibles técnicas del manejo de carga y su efecto en la futura productibilidad.
- 4.- Asignación del tráfico de características similares ó compatibles y dotar a las mismas de terminales ó grupo de puestos de atraque planeados por separado.
- 5.- Dimensionamiento preliminar: Determinación aproximada de las dimensiones de cada terminal ó de los diagramas de planificación.
- 6.- Localización particular: Obtener las posibles combinaciones de terminales ó grupo de puestos de atraque, las áreas terrestres, marítimas y la localización de ellas que no ofrecen obstáculos al tráfico de las zonas contiguas.
- 7.- Viabilidad técnica: Una vez localizada cada instalación, realizar los estudios técnicos, tales como: suelos topográficos, meteorológicos etc., para rela

cionarlos con el tipo de instalación que se pretende establecer y realizar el estudio económico que corrobore la localización propuesta de otra manera se tendrá que realizar la instalación por los costos de construcción elevados.

8. Estimación de costos: Estimación de los costos de construcción y equipamiento de cada una de las instalaciones.
- 9.- Elección de alternativas: Con la información anterior, u en base a los estudios, seleccionar las alternativas más adecuadas.
- 10.- Examen de conclusiones preliminares: Presentación de las condiciones a la autoridad correspondiente para afinar el plan general de desarrollo.
- 11.- Plan administrativo-portuario: Obtener el esquema operacional y equipo necesario.
- 12.- Dimensionamiento final: Con la información de los puntos 10 y 11 afinar las dimensiones preliminares del punto 5.
- 13.- Ingeniería de proyectos: Planeación, análisis y diseño de las instalaciones que deberá incluir; accesos marítimos y terrestres, muelles, bodegas, patios, etc.

- 20
- 14.- Costos: Estimación de costos de las obras y servicios para que sirvan de base a los análisis económicos y financieros.
 - 15.- Análisis de costo-beneficio: Análisis de las bases económicas de las posibles opciones.
 - 16.- Análisis financiero: Análisis de la viabilidad financiera de cada opción.
 - 17.- Selección definitiva: Análisis general y obtención de ventajas e inconvenientes de cada opción, para seleccionar la alternativa más adecuada.
 - 18.- Conclusiones: Presentación de la opción recomendada y obtener el acuerdo correspondiente.
 - 19.- Informe: Elaboración de informe técnico detallado de la opción recomendada.
 - 20.- Ejecución: Obtener la autorización y recursos económicos para su ejecución.

BIBLIOGRAFIA:

Los problemas portuarios en los países en desarrollo de :
Bohdan Nagorski . Editorial Temas Marítimos.

Port Engineering de: Per Bruun Gulf Publishing Company,
Houston, Tex.

Design and Construction of Ports and Marine Structures
Alonso de F. Quinn McGraw - Hill

Curso de explotación y Dirección de Puertos Tomos I y II -
de: Dr. Ing. Modesto Viguera Gonzalez
Editado: Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos .- Madrid.

Movimiento de Mercancías en los Muelles UNCTAD 17/9/1973
TD / B / C 4/109 Ginebra.

Desarrollo Portuario.- Manual de Planificación para los --
países en Desarrollo.
UNCTAD TD / BC. 4/175

Las Inovaciones Técnicas en la Fase del Transporte Marítimo
y sus Aspectos en los Puertos: Repercusiones en la unitari-
zación en las operaciones portuarias
UNCTAD TD/B/C 4/129 .- 1976

El Transporte Marítimo en los años 70
UNCTAD TD/177 Ginebra 1972

BIBLIOGRAFIA EN TEMAS MARITIMOS Y PORTUARIOS

1.- "CURSO DE EXPLOTACION Y DIRECCION DE PUERTOS"

TOMO I - EL PUERTO Y SUS ACTIVIDADES

- Parte I - Las actividades Portuarias.
- Parte II - Las operaciones Portuarias.
- Parte III - Las Obras de Instalaciones.

TOMO II - LA PLANIFICACION Y ORGANIZACION DEL PUERTO

- Parte IV - La planificación y dimensionamiento.
- Parte V - La organización del Puerto.
- Parte VI - La Administración del Puerto.

DEL DR. ING. MODESTO VIGUERAS GONZALEZ.
 Editado por: Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos Madrid.

"CALCULOS DE EXPLOTACION AL ORGANIZAR LOS TRABAJOS DE CARGA Y DESCARGA EN LOS PUERTOS MARITIMOS"

DE: N.F. LAZAREV.
 Editorial Mir, Moscu.

"DESARROLLO PORTUARIO"
 MANUAL DE PLANIFICACION PARA LOS PAISES EN DESARROLLO

"CONFERENCIA DE LA NACIONES UNIDAS SOBRE COMERCIO Y DESARROLLO"

BIBLIOGRAFIA PARA HINCADO DE PILOTES Y TABLESTACAS

311

1. Pre jetting for long piles speeds driving; Construction Methods. Vol. 27 p.p. 80-82. Octubre de 1952.
2. Newmark N.- The effect of dynamic loads on offshore -- structures. Proceedings of the 8th., Texas Conference on offshore Technology. Houston, Texas, Septiembre 1956 paper No. 6
3. Chappelaar J.G.- Wave forces of groups of vertical piles, Journal of Geophysical Research, American Geophysical Union. Vol. 64, 1959.
4. Gantke F., Ihlefeldt J., Koch D. and Tappe W.- The Hoesch noise abatement tower, a contribution to silent sheet pile Driving Building Research Establishment library Translation 1809, Department of the Enviroment, January 1974.

SOBRE DIQUES SECOS.

"DESIGN AND CONSTRUCTION OF DRY DOCKS"

DE: B.K. MAZURKIEWICZ

TRANS TECH PUBLICATIONS.

"ESTUDIO DEL MOVIMIENTO DE MERCANCIA Y LAS OPERACIONES DE ESTIBACION"

DE: L.P. ANDRONOV.
Editorial Mir, Moscu.

"LOS PROBLEMAS PORTUARIOS EN LOS PAISES EN DESARROLLO"

DE: BOHDAN NAGOSSKI
Publicado por: Editorial Temas Marítimos (Gral León 10, México 18, D.F.
Tel. 516 84 47)

"INGENIERIA MARITIMA"

DE: ING. ROBERTO BUSTAMANTE Y OTROS AUTORES.
Tel.(584 66 90)

"OBRAS MARITIMAS"

R. IRIBARREN y C. NOGALES.
Editoras Dossat, Madrid 1954.

"PORT ENGINEERING"

DE: PER BRUUN
Editado por: Gulf Publishing Company
Book Publishing División
Houston, Texas.

"MOVIMIENTOS DE MERCANCIAS EN LOS MUELLES"

UNCTAD 17/9/1973
TD/B/C. 4/109 Ginebra.

"PORT DESIGN AND CONSTRUCTION"

THE AMERICAN ASSOCIATION OF PORTS
AUTHORITIES 1964

"DESIGN AND CONSTRUCTION OF PORTS
AND MARINE STRUCTURES"

DE: ALONZO DE F. QUINN
MC. GRAW-HILL BOOK COMPANY INC.

BIBLIOGRAFIA PARA HINCA DE PILOTES Y
TABLESTACAS

"PILE DESIGN AND CONSTRUCTION PRACTICE"

DE: M.J. TOMLINSON,
A. VIEWPO INT PUBLICATION.

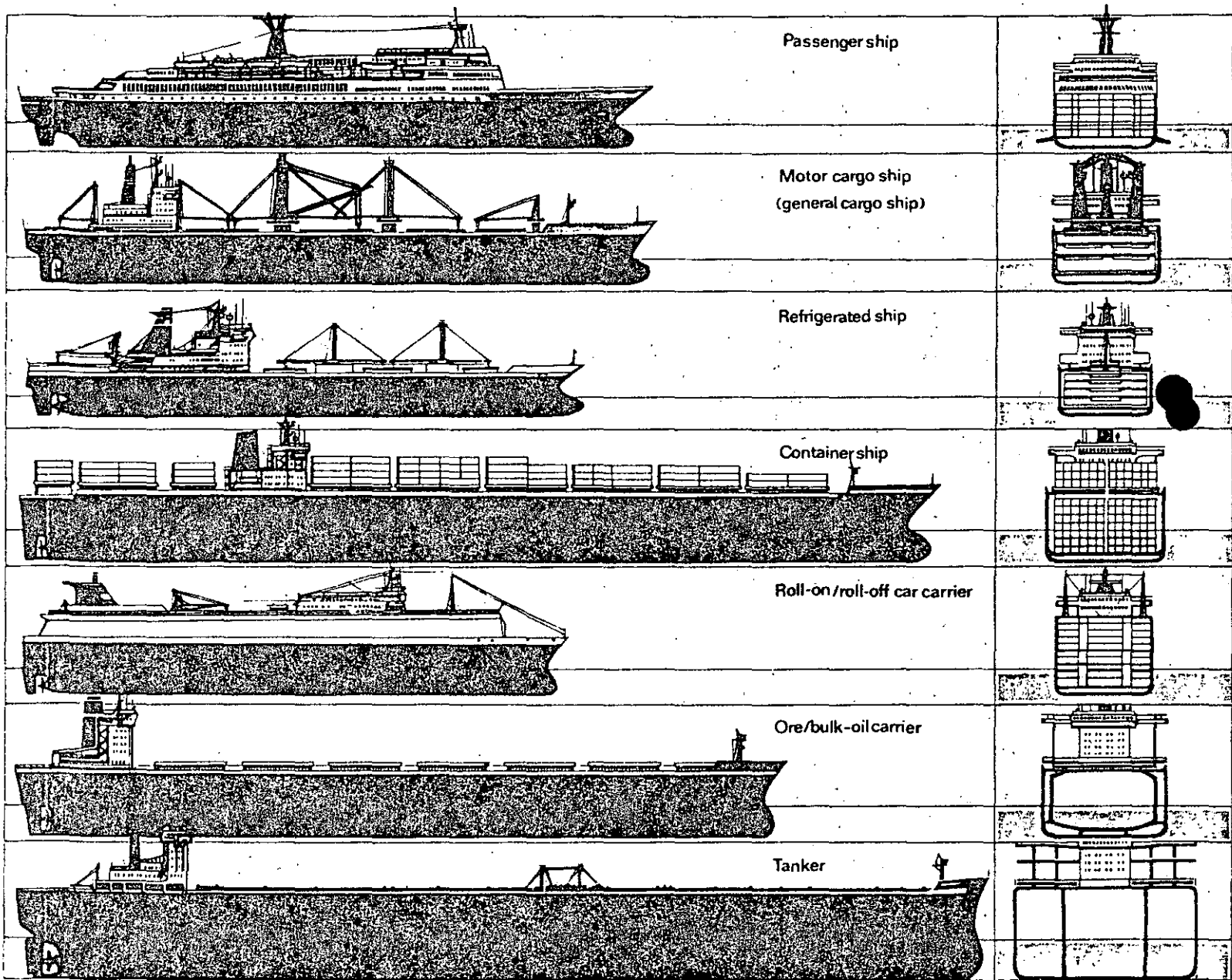


Fig. 41 Side elevations of the principal types of merchant ship.

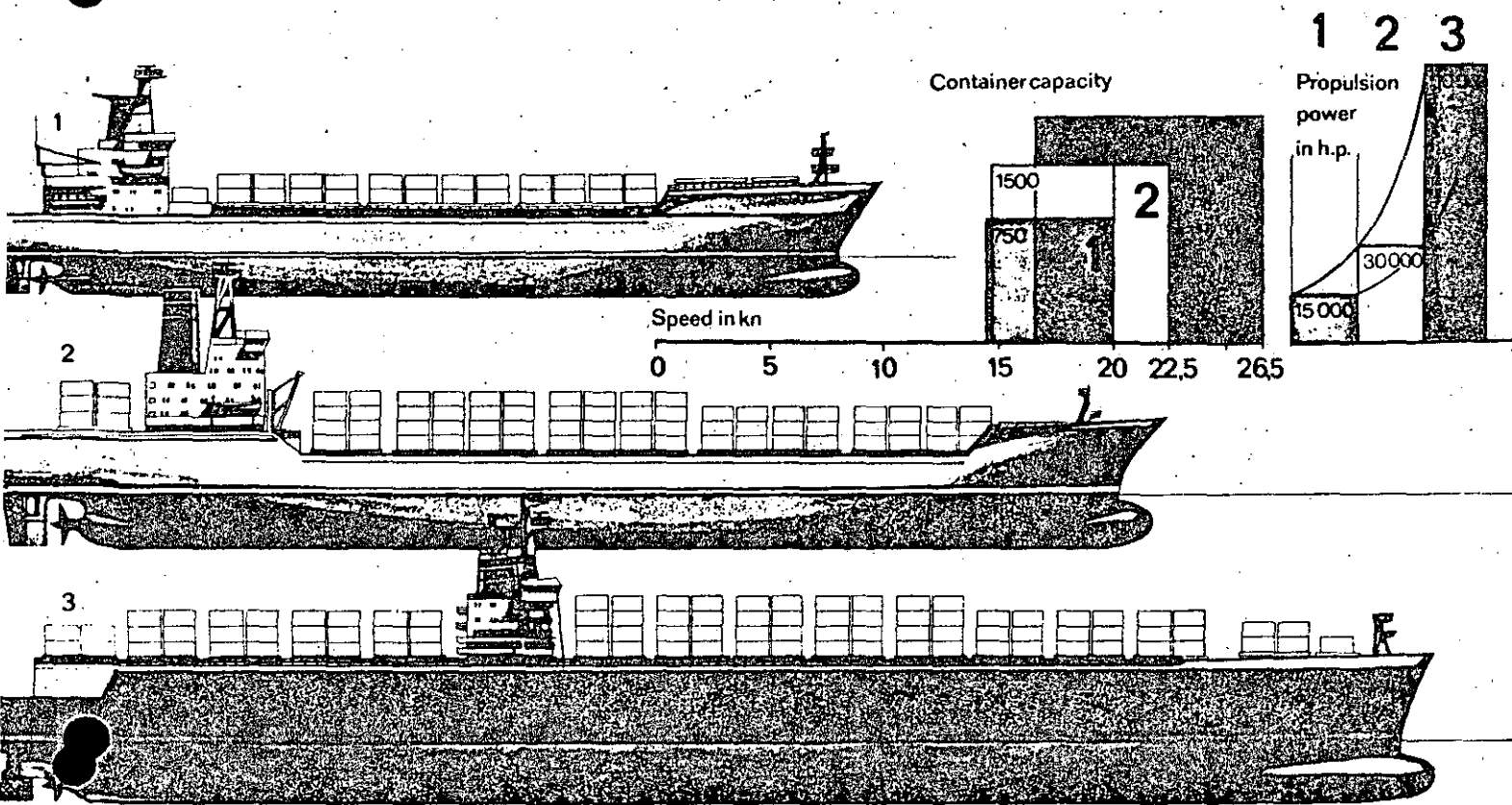


Fig. 59. Growth in size of container ships.
1500 h.p. - 735.5 kW.

...reas for research in the construction of large ships. The successes achieved in this work shift the optimum sizes of ships as determined by shipowner economic calculations to ever larger values. It must, of course, not be forgotten that the construction of superships presents the shipbuilders with complex technological problems. In the past the demand for an increase

in ship size has always grown more rapidly than the building capacity of the shipyards. Enormous building docks are needed for the construction of giant tankers and the cost of providing these is very high. It is indeed open to question whether it will still be possible to build ships by the conventional methods if there is any further increase in their dimensions.

Table 10.
Largest tankers at various times

Year	Name	Length m	Breadth m	Depth m	Draught m	Dead-weight t	Power kW
1953	Tina Onassis	236.4	29.0	15.7	11.5	45,700	13,000
1963	Tokyo Maru	306	47.5	24.0	16.0	152,000	20,000
1966	Idemitsu Maru	342	49.8	23.2	17.3	205,000	23,500
1968	Universe Ireland	346	53.3	32.0	24.1	312,000	27,500
1971	Nisseki Maru	347	54.5	35.0	27.8	373,400	29,500
1973	Globtik Tokyo	379	62.0	36.0	28.2	483,660	33,000
1977	P. Guillaumat	414.2	63.0	35.9	28.6	554,600	47,800

purchase of bulk tonnage, recently acquiring—in conjunction with the Norwegian bank Kreditkassen—the 120,000dwt bulk carrier YU SING. Joint fleet plans with developing world interest have recently centred on Wilhelmson's US\$143m contract with Brazilian state owned mining company CVRD for two 300,000dwt combination carriers. Vessel completion is scheduled for 1986 when the two vessels will be chartered to CVRD's shipowning subsidiary Docenave for 15 years.

Jebsens is also involved in joint ventures with developing nations, with two 22,000dwt bulk carriers being acquired in conjunction with Jordan National Shipping Lines to handle a proportion of Jordan's phosphate rock exports. It is intended that the joint venture will ultimately operate a pool of seven bulkers of similar configuration.

Jebsens is also acquiring control of six 40,000dwt bulk carriers for its stake in the Gearbulk consortium, two vessels will be delivered from Samsung in 1985—these vessels differing from existing tonnage, incorporating 10 holds and 35t capacity deck cranes rather than five holds and 25t capacity cranes. Fellow consortia member Mowinckels of Oslo has ordered two similar units from Sanoyasu in Japan whilst Dreyfus has ordered an additional four units from Hyundai.

Apart from particular developments such as these, the difficulties of north European owners are underlined by Hapag Lloyd's decision to terminate bulker and tanker operations. In the face of declining profitability Hapag's fully owned bulk subsidiary Kosmos disposed of three bulkers last year—in effect a fleet reduction of some 40 per cent.

Van Ommen of the Netherlands is continuing its policy of reducing exposure on the open bulk market by concentrating investment in multi-purpose bulk carriers, ordering three geared units of 42,000dwt similar to vessels delivered over 1978/79. Although similar in configuration to other recent handy size orders the Swedyard built tonnage will be chartered direct to the shipper for carriage of forest products and containers—thus securing employment in a sheltered market sector.

With current levels of overtonnaging all shipowners are suffering critically uneconomic freight rates, yet for the high cost European owner this has only hastened existing declines in pure bulk carrier fleets. These difficulties have been precipitated by comparatively high operating costs (see box story) that were counting in favour of low cost operations even prior to the current bulk shipping crisis.

Hong Kong: Market difficulties are not confined to the developed fleets of northern Europe, with the rapid, often speculative, expansion of major Hong Kong shipowners leading to prolonged profitability setbacks. The first casualty was Carrion who, as a result of collapses in the property

Bulk carrier operating costs

217

A background note prepared by Cargo Systems Research Consultants

Although capital costs fluctuate markedly in relation to newbuilding prices and fuel costs take up an increasing proportion of trading costs, the risks and advantages of these cost sectors are fairly evenly spread between owners. However, the increasing importance of low cost shipowners and the declining exposure of north European owned fleets on the open charter market is largely attributable to differences in operating costs. Included in this sector are crewing costs, repair and maintenance, insurance charges and other sundry fleet administration costs.

The wide range of average operating costs is illustrated in Table 2. Based on an annual questionnaire sent to leading independent shipowners worldwide average figures for handy size and Panamax vessels operating costs have been derived. The average annual operating costs associated with West European flags in comparison with convenience—Liberian flagged—30,000dwt and 60,000dwt vessels were some 16 per

cent and 20 per cent more expensive respectively in 1982. In absolute terms this can result in a cost premium for Panamax tonnage of some US\$1100/d. Although comparison of 1981 and 1982 operating costs indicate that differentials are declining, this cost gap illustrates the disadvantages faced by European flagged bulk tonnage on the current trip charter market. By far the greater part of cost differentials is attributable to higher manning costs, with West European flagged vessels frequently incurring a daily wages bill which is greater than convenience tonnage by a factor of three. Although other cost sectors such as insurance charges may be less for European flagged vessels it is the crew element that is of central importance. Given these considerations the new lower manning levels agreed with Norwegian owners, for example, can be seen as essential moves to preserve competitiveness of West European flagged bulk fleets. □

Table 2: Annual operating costs for handy-size and Panamax bulk carriers
(million US\$)

Flag	30,000dwt		60,000dwt	
	1981	1982	1981	1982
West Europe	1.89	1.91	2.00	2.10
Liberia	1.55	1.65	1.64	1.75
India	1.62	1.69	1.73	1.82

Source: CSR CONSULTANTS

Having acquired Grand Marine Holdings from P S Li it now seems that the former owner has regained control of some 20 bulkers. Following the guaranteed expansion of the 1970s Hong Kong owners have turned to European interests, but many contracts of affreightment secured at a time of market upturn proved less un-touchable than had been thought.

The depth of the recession has resulted in declining results for Wheelock Maritime who ordered 15 new vessels at the height of the market—including seven Burmeister and Wain fuel-efficient Panamax bulkers at a unit price of \$23m. With losses also resulting from its 50 per cent owned subsidiary Pacnorse (operated in conjunction with Jebsens), Wheelock has been forced into selling tonnage to generate revenue.

The outlook for major Hong Kong owners must remain problematic, although further development of ties with European bulker pools and development of handy-size fleets are likely short term developments.

Very large bulk carriers? Despite these difficulties recent months have seen a revival in interest in vessels in the 150,000dwt

existing fleet of combination tonnage and ore carriers rapidly ages. In the past two years more than 50×130,000dwt+ bulkers have been constructed, and of late Yamashita-Shinnihon and Kawasaki Kisen have both approached yards for larger bulkers.

However, for these economically viable units to be developed shipowners stress the requirement for long term charter commitments from shippers, and in the absence of period time charters independent owners are unlikely to invest in larger or specialised tonnage.

Ultimately, the development of optimum vessel types providing most efficient unit transport costs, will rest on improved demand—greater trade volumes in turn only being guaranteed by sustained economic growth. Although some recovery is under way the extent of recent vessel ordering will delay freight rate recovery. In the interim improved unit efficiency will become secondary to a defensive investment strategy for the independent owner, and the boom in handy-sized ordering can only be seen as a manifestation of this. □

BULK SHIPPING

47

purchase of bulk tonnage, recently acquiring—in conjunction with the Norwegian bank Kreditkassen—the 120,000dwt bulk carrier YU SING. Joint fleet plans with developing world interest have recently centred on Wilhelmsen's US\$143m contract with Brazilian state owned mining company CVRD for two 300,000dwt combination carriers. Vessel completion is scheduled for 1986 when the two vessels will be chartered to CVRD's shipowning subsidiary Docenave for 15 years.

Jebens is also involved in joint ventures with developing nations, with two 22,000dwt bulk carriers being acquired in conjunction with Jordan National Shipping Lines to handle a proportion of Jordan's phosphate rock exports. It is intended that the joint venture will ultimately operate a pool of seven bulkers of similar configuration.

Jebens is also acquiring control of six 40,000dwt bulk carriers for its stake in the Gearbulk consortium, two vessels will be delivered from Samsung in 1985—these vessels differing from existing tonnage, incorporating 10 holds and 35t capacity deck cranes rather than five holds and 25t capacity cranes. Fellow consortia member Mowinckels of Oslo has ordered two similar units from Sanoyasu in Japan whilst Dreyfus has ordered an additional four units from Hyundai.

Apart from particular developments such as these, the difficulties of north European owners are underlined by Hapag Lloyd's decision to terminate bulker and tanker operations. In the face of declining profitability Hapag's fully owned bulk subsidiary Kosmos disposed of three bulkers last year—in effect a fleet reduction of some 40 per cent.

Van Ommen of the Netherlands is continuing its policy of reducing exposure on the open bulk market by concentrating investment in multi-purpose bulker carriers, ordering three geared units of 42,000dwt similar to vessels delivered over 1978/79. Although similar in configuration to other recent handy size orders the Swedyard built tonnage will be chartered direct to the shipper for carriage of forest products and containers—thus securing employment in a sheltered market sector.

With current levels of overtonnaging all shipowners are suffering critically uneconomic freight rates, yet for the high cost European owner this has only hastened existing declines in pure bulker fleets. These difficulties have been precipitated by comparatively high operating costs (see box story) that were counting in favour of low cost operations even prior to the current bulk shipping crisis.

Hong Kong: Market difficulties are not confined to the developed fleets of northern Europe, with the rapid, often speculative, expansion of major Hong Kong shipowners leading to prolonged profitability setbacks. The first casualty was Carrion who, as a result of collapses in the property

Bulk carrier operating costs

218

A background note prepared by Cargo Systems Research Consultants

Although capital costs fluctuate markedly in relation to newbuilding prices and fuel costs take up an increasing proportion of trading costs, the risks and advantages of these cost sectors are fairly evenly spread between owners. However, the increasing importance of low cost shipowners and the declining exposure of north European owned fleets on the open charter market is largely attributable to differences in operating costs. Included in this sector are crewing costs, repair and maintenance, insurance charges and other sundry fleet administration costs.

The wide range of average operating costs is illustrated in Table 2. Based on an annual questionnaire sent to leading independent shipowners worldwide average figures for handy size and Panamax vessels' operating costs have been derived. The average annual operating costs associated with West European flags in comparison with convenience—Liberian flagged—30,000dwt, and 60,000dwt vessels were some 16 per

cent and 20 per cent more expensive respectively in 1982. In absolute terms this can result in a cost premium for Panamax tonnage of some US\$1100/d. Although comparison of 1981 and 1982 operating costs indicate that differentials are declining, this cost gap illustrates the disadvantages faced by European flagged bulk tonnage on the current trip charter market. By far the greater part of cost differentials is attributable to higher manning costs, with West European flagged vessels frequently incurring a daily wages bill which is greater than convenience tonnage by a factor of three. Although other cost sectors such as insurance charges may be less for European flagged vessels it is the crew element that is of central importance. Given these considerations the new lower manning levels agreed with Norwegian owners, for example, can be seen as essential moves to preserve competitiveness of West European flagged bulk fleets. □

Table 2: Annual operating costs for handy-size and Panamax bulk carriers (million US\$)

Flag	30,000dwt		60,000dwt	
	1981	1982	1981	1982
West Europe	1.89	1.91	2.00	2.10
Liberia	1.55	1.65	1.64	1.75
India	1.62	1.69	1.73	1.82

Source: CSA CONSULTANTS

Having acquired Grand Marine Holdings from P S Li it now seems that the former owner has regained control of some 20 bulkers. Following the guaranteed expansion of the 1970s Hong Kong owners have turned to European interests, but many contracts of affreightment secured at a time of market upturn proved less un-touchable than had been thought.

The depth of the recession has resulted in declining results for Wheelock Maritime who ordered 15 new vessels at the height of the market—including seven Burmeister and Wain fuel-efficient Panamax bulkers at a unit price of \$23m. With losses also resulting from its 50 per cent owned subsidiary Paenorse (operated in conjunction with Jebens), Wheelock has been forced into selling tonnage to generate revenue.

The outlook for major Hong Kong owners must remain problematic, although further development of ties with European bulker pools and development of handy-size fleets are likely short term developments.

Very large bulk carriers? Despite these difficulties recent months have seen a revival in interest in vessels in the 150,000dwt range largely on the strength of thermal

existing fleet of combination tonnage and ore carriers rapidly ages. In the past two years more than 50×130,000dwt+ bulkers have been constructed, and of late Yamashita-Shimnihan and Kawasaki Kisen have both approached yards for larger bulkers.

However, for these economically viable units to be developed shipowners stress the requirement for long term charter commitments from shippers, and in the absence of period time charters independent owners are unlikely to invest in larger or specialised tonnage.

Ultimately, the development of optimum vessel types providing most efficient unit transport costs, will rest on improved demand—greater trade volumes in turn only being guaranteed by sustained economic growth. Although some recovery is under way the extent of recent vessel ordering will delay freight rate recovery. In the interim improved unit efficiency will become secondary to a defensive investment strategy for the independent owner, and the boom in handy-sized ordering can only be seen as a manifestation of this. □

Low freights take their toll

The impact of low freight rates since 1981 has been illustrated by the poor financial performances of several shipowners

SHIPPING

If anyone still requires evidence of the devastation to shipowners' profitability caused by the prevailing low freight rates, the recently revealed financial results of several major bulk shipowners must fit the bill. Over half a dozen large-scale bulk shipowners revealed sharply reduced revenue for the first six months of this year, with company profitability being determined by the extent of earnings in other fields.

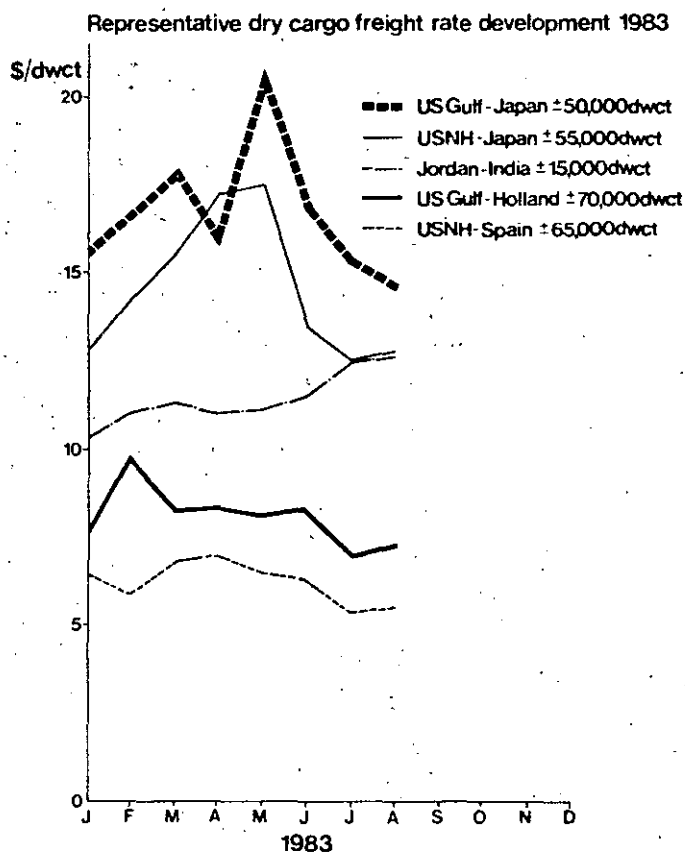
The Nedlloyd group announced a loss of Dfl 72.9m—a figure far in excess of any pessimistic forecast. Whilst container operations must take the lion's share of the blame for this performance, low freight rates in the bulk market continue to be a major problem. Indeed, the picture is somewhat similar for another Dutch company, Van Ommeren, where poor performance in the dry bulk sector halved last year's profits to Dfl 10.5m. Despite ridding itself of two of its three Panamax vessels for good prices in 1981, its continued presence in the bulk sector has seriously deflated profits, a situation repeated in the unrevealed, but likely, performance by Denmark's J Lauritzen group.

Whilst significantly reduced profits earned by Overseas Shipholding Group (US\$25.2m—down 35 per cent) and Ogden Corporation (US\$28.1m—down 21 per cent) still look relatively healthy, although the fact that many of the lucrative period time charters covering much of the two fleets are due to expire soon, must imply increasing difficulties in the future.

One European shipowner making tremendous efforts to

diversify its interest through a multitude of joint ventures is Norway's Wilh. Wilhelmsen. With income reduced by 36 per cent to Nkr75m in the first half of this year, the company has taken on new commitments throughout its wide range of activities, including purely speculative bulker purchasing and involvement in the construction of two massive 300,000dwt oil/ore carriers.

In the UK, the harsh reality of extensive spot market exposure is illustrated only too well in the dire financial straits facing Reardon Smith where pre-tax losses reached £8.8m in the last financial year, compared to £0.1m 12 months earlier. The recent history of the company provides an object lesson in the perils of unfortunately timed decisions in the shipping market—a lesson learned in varying degrees by all bulk shipowners. Thus, on the eve of the 1981 market collapse the company chartered in tonnage at rates not since attained, preferring to operate its own vessels on the single voyage market which subsequently all but collapsed. Nevertheless, with rapidly increasing coal demand in prospect, the company took on more vessels, this time of the Panamax size class—the vessel hailed by many market analysts as the optimum size for future trading. With the deepening of world economic recession, coal demand growth declining, and a flood of new (mainly Panamax) vessel deliveries, the company once again found itself particularly badly hit. The company currently owns four handy-sized bulkers exposed to the harsh realities of current spot market trading conditions, with five other handy-sized and one Panamax vessel chartered in. The partly owned/chartered 1981 Panamax CELTIC YANA is also a drain on resources—unable to even cover daily operating costs of \$4500/5000. With practically no hope of



has renegotiated all charter commitments and deferred loan repayments. Nevertheless the company is still very much dependent on a large scale upturn in dry bulk activity over the next two/three years—an extremely alarming dependency considering recent evidence.

Freight rates exhibited some encouraging signs in August with recent declines generally halted and contracts for coming months fixed at higher rates. Indeed, the most obvious sign of optimism in the market was the fixing of two 52,000t cargoes for October and November on the US Gulf-Japan route at US\$16.4, almost \$1.5 higher than current rates. Although average rates on this trade appear at first sight to have declined during August, closer examination reveals larger than average cargoes, thus involving scale economies. Thus, the increases noted on the USNH-Japan (up US\$0.3 to \$12.8) and USG-Netherlands

rates. Outside Japan, Italy was active in the coal market, chartering three Panamax and two larger sized cargoes from the US, Poland and Australia. Coal trading was again generally subdued, however, reflecting the continuance of severely depressed steel production levels.

Activity in phosphates was again dominated by Indian Government chartering, fixing cargoes from Morocco, Jordan and Senegal. Sugar chartering was best described as sporadic, with a 15,000t cargo from Australia to China at US\$17.5, and a 10,500t cargo from Argentina to the US at \$26 being the most significant features.

In the larger vessel sector, iron ore trading provided cargoes of 100,000t on the Mauritania-Belgium route and 120,000t on the Brazil-Japan trade, although at markedly depressed levels. The Liberia-Netherlands iron ore trade

Low freights take their toll

The impact of low freight rates since 1981 has been illustrated by the poor financial performances of several shipowners

SHIPPING

If anyone still requires evidence of the devastation to shipowners' profitability caused by the prevailing low freight rates, the recently revealed financial results of several major bulk shipowners must fit the bill. Over half a dozen large-scale bulk shipowners revealed sharply reduced revenue for the first six months of this year, with company profitability being determined by the extent of earnings in other fields.

The Nedlloyd group announced a loss of Dfl 72.9m—a figure far in excess of any pessimistic forecast. Whilst container operations must take the lion's share of the blame for this performance, low freight rates in the bulk market continue to be a major problem. Indeed, the picture is somewhat similar for another Dutch company, Van Ommere, where poor performance in the dry bulk sector halved last year's profits to Dfl 10.5m. Despite ridding itself of two of its three Panamax vessels for good prices in 1981, its continued presence in the bulk sector has seriously deflated profits, a situation repeated in the unrevealed, but likely, performance by Denmark's J Lauritzen group.

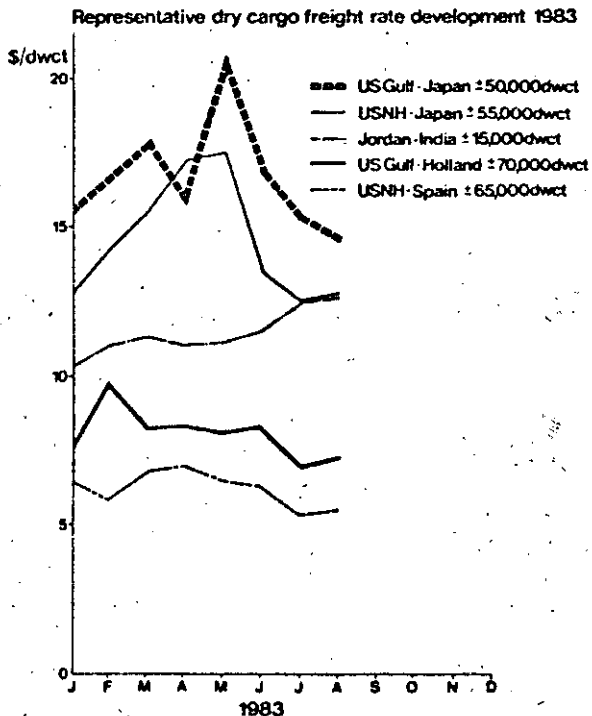
Whilst significantly reduced, profits earned by Overseas Shipholding Group (US\$25.2m—down 35 per cent) and Ogen Corporation (US\$28.1m—down 21 per cent) still look relatively healthy, although the fact that many of the lucrative period time charters covering much of the two fleets are due to expire soon, must imply increasing difficulties in the future.

One European shipowner making tremendous efforts to

diversify its interest through a multitude of joint ventures is Norway's Willt. Wilhelmssen. With income reduced by 36 per cent to Nkr75m in the first half of this year, the company has taken on new commitments throughout its wide range of activities, including purely speculative bulker purchasing and involvement in the construction of two massive 300,000dwt oil/ore carriers.

In the UK, the harsh reality of extensive spot market exposure is illustrated only too well in the dire financial straits facing Reardon Smith where pre-tax losses reached £8.8m in the last financial year, compared to £0.1m 12 months earlier. The recent history of the company provides an object lesson in the perils of unfortunately timed decisions in the shipping market—a lesson learned in varying degrees by all bulk shipowners. Thus, on the eve of the 1981 market collapse the company chartered in tonnage at rates not since attained, preferring to operate its own vessels on the single voyage market which subsequently all but collapsed. Nevertheless, with rapidly increasing coal demand in prospect, the company took on more vessels, this time of the Panamax size class—the vessel hailed by many market analysts as the optimum size for future trading. With the deepening of world economic recession, coal demand growth declining, and a flood of new (mainly Panamax) vessel deliveries, the company once again found itself particularly badly hit. The company currently owns four handy-sized bulkers exposed to the harsh realities of current spot market trading conditions, with five other handy-sized and one Panamax vessel chartered in. The partly owned/chartered 1981 Panamax CELTIC/YANER is also a drain on resources—unable to even cover daily operating costs of \$45,000/5,000.

With practically no hope of



has renegotiated all charter commitments and deferred loan repayments. Nevertheless the company is still very much dependent on a large scale upturn in dry bulk activity over the next two/three years—an extremely alarming dependency considering recent evidence.

Freight rates exhibited some encouraging signs in August with recent declines generally halted and contracts for coming months fixed at higher rates. Indeed, the most obvious sign of optimism in the market was the fixing of two 52,000t cargoes for October and November on the US Gulf-Japan route at US\$16.4, almost \$1.5 higher than current rates. Although average rates on this trade appear at first sight to have declined during August, closer examination reveals larger than average cargoes, thus involving scale economies. Thus, the increases noted on the USNH-Japan (up US\$0.3 to \$12.8) and USG-Netherlands

rates. Outside Japan, Italy was active in the coal market, chartering three Panamax and two larger sized cargoes from the US, Poland and Australia. Coal trading was again generally subdued, however, reflecting the continuance of severely depressed steel production levels.

Activity in phosphates was again dominated by Indian Government chartering, fixing cargoes from Morocco, Jordan and Senegal. Sugar chartering was best described as sporadic, with a 15,000t cargo from Australia to China at US\$17.5, and a 10,500t cargo from Argentina to the US at \$26 being the most significant features.

In the larger vessel sector, iron ore trading provided cargoes of 100,000t on the Mauritania-Belgium route and 120,000t on the Brazil-Japan trade, although at markedly depressed levels. The Liberia-Netherlands iron ore trade

This month's edition of Market Intelligence has been prepared exclusively for BULK SYSTEMS INTERNATIONAL by Caron Systems Research

MARKET INTELLIGENCE

59

RD) (DUR) at \$3.75. Such cargoes have become relatively scarce in recent times as ore demand has suffered sharp decline, as shown by the reduction of the rate for the larger size haul, with \$4.62 paid in May of this year for an equal size cargo.

Despite the signs of optimism expressed in the market, period time-chartering activity—possibly the best gauge of market medium-term expectations—remained sparse. Confirmed deals included the fixing of the eight-year-old 72,059dwt NAIAID for one year at US\$4500/d and of another Panamax vessel, only two years old, for one year's trading at \$3500/d for the first two months and \$4650/d thereafter. Vessels in the medium size range of bulkers attained slightly lower rates, with an eight-year old 27,499dwt vessel fixed for two years at \$4250/day.

BULK COMMODITY NEWS

Iron ore: As with last month, little encouragement exists in the iron ore market, with no evidence of any sort of economic recovery. With Japan accounting for almost half of world seaborne iron ore imports, the news that Japanese imports in July showed further signs of decline over last year is far from encouraging. With 8.96mt imported in July (9.1 per cent below the figure for 1982) Japanese demand totals 61.86mt so far this year, some 60mt short of the total 1982 level. With OECD estimates on Japanese growth this year at 3 per cent—a level envied by many Western economies but considerably below par for Japan—steel production and hence ore demand is likely to fall short, albeit marginally, of the 1982 level.

The extent of weakening ore demand in Japan is further evidenced by the price reductions agreed on the major ore supply contracts for fiscal 1983. Australian ore—totalling 76.6mt—is priced around 12.7 per cent less than last year, whilst the 40mt contracted with Brazilian producers involve price reductions of between 11 and 24 per cent.

Steel exports have also been reduced this year, with the January-July total of 17.5mt representing a 2.5 per cent decline from 1982. Imports, however, have increased continuously over the last half

Commodity	Route	Cargo Size	(US\$/dwt)		
			1983	1982	1981
Grain	US Gulf—Japan	50,000dwt	14.6	12.7	20.5
	US Gulf—Netherlands	70,000dwt	7.3	6.0	9.6
Coal	USNH—Japan	55,000dwt	12.7	11.0	18.7
	USNH—Spain	65,000dwt	5.5	5.4	8.1
Iron Ore	Brazil—Netherlands	150,000dwt	—	—	5.0
Fertilisers	Jordan—India	15,000dwt	12.7	11.0	15.2

SOURCE: CBR CONSULTANTS LTD

of these imports—which amount to around 2mt/a or 10 per cent of domestic demand—come from South Korea where, significantly, Japanese steel technology will be made available in the Pohang Iron and Steel integrated steel mill, which is scheduled to come on-stream in 1988. Output will initially total 2.7mt/a, eventually rising to 12mt/a. The significance of the project, and indeed of the Japanese involvement, is perhaps indicative of the need to look at places other than Japan for significant steel industry growth in the future.

In the US, although steel production totals look likely to exceed the severely depressed 1982 level of 66.4mt, little evidence of sustained growth has been witnessed over the last two months, with capacity utilisation remaining around the 50/55 per cent level attained in spring. Cheap imports remain a major problem to domestic producers, with steel from developing nations— notably Brazil—claiming an even larger share of the US market.

In Europe, the major producers are experiencing similar problems, with Hoogovens, the leading Dutch producer, announcing a loss of Dfl 93.7m (US\$31m) for the first six months of the year. Meanwhile in Belgium, Cockerill Sambre is said to require a BFr2bn cash injection for survival, with losses from its Liege and Charleroi plants likely to have exceeded BFr1.5bn over July and August. As part of the EEC steel reduction plan, the state-owned steel giant must shed 3.1mt of capacity by end-1985.

In Australia RTZ-owned Hamersley Holdings boosted first half profits by 56 per cent to A\$39.7m (US\$34.7m) in 1983. The rise must be seen in

however, as well as the severely reduced ore prices negotiated on ore traded since April. Second half-year figures therefore are expected to exhibit a more realistic picture.

BHP of Australia announced a 34 per cent reduction in profits to US\$21.3m in 1982/83, largely as a result of massive losses incurred in its steel production division. Still in the throes of the largest take-over in Australian history—that of Utah International—the country's largest company has itself been the subject of a A\$4.13bn take-over bid, perhaps at least partially inspired by potential share price rises following the Government's steel industry rescue plan in January 1984.

Indian ore exports through the chief port of Mormugao totalled 6.25mt in the first seven months of this year, representing a 34 per cent decline from the same period last year. At Paradip the decline has been more marked, with ore exports totalling 1.82mt in 1980/81 and only 0.98mt during 1982/83.

In the Philippines, plans to construct an integrated steel complex at Iligan on the southern island of Mindanao have been confirmed. The mainly Japanese-financed project includes six 0.2mt/a direct reduction plants.

A new iron ore terminal at El Dikheila in Egypt is to be built to serve the nearby steel plant. The terminal will handle 1.5mt/a ore and will be financed by a US\$84m World Bank Loan.

Coal: In the US, what was to be the largest slurry project in the country has now been abandoned in favour of rail transport. The 2000km pipeline was to run between Wyoming and Arkansas, but the highly competitive freight rates

preference. Eight other slurry pipeline projects are being planned, with the 440km Arizona-Nevada pipeline the only one actually in existence.

Current MITI estimates on Japanese coking coal imports for the first half of fiscal 1983 are 27.3mt. Meanwhile forecasts on Japanese coal demand in 1990 have been significantly down-rated from the level of 140mt to 92mt, of which 25mt is of thermal grades. Falling real oil prices and severely depressed levels of future steel production (only 105mt in 1985) have dictated this downward revision by Japanese analysts. Further in the future, sharply contrasting forecasts on 1995 coal demand from the Japanese power industry have been released by MITI and the Petroleum Association of Japan. With 1982 demand at 14.8mt, MITI predicts levels of 30mt and 42mt in 1990 and 1995, whilst the PAJ forecasts are of 24.2mt and 27.2mt. In the first six months of this year Japan imported 37.2mt, a reduction of 10 per cent from last year's level. Coking coal was, predictably, worst hit with imports of 30.0mt representing a 14 per cent decline.

In Japan's main coal source, Australia, recent research by the National Energy Advisory Committee states that current and planned port facilities will be sufficient to handle at least 80mt/a by 1985. Australian exports in 1982 totalled less than 49mt. Its largest coal exporter, Utah Development, has announced profits of A\$68.6m in the first half of this year—A\$3.8m below the level of the previous year. Shipments actually increased from 8.6mt to 8.8mt, emphasising the significant decline in export prices.

In France, the nuclear power programme has been reduced in line with depressed

80,000 at \$3.75. Such cargoes have become relatively scarce in recent times as ore demand has suffered sharp decline, as shown by the reduction of the rate for the larger size haul, with \$4.62 paid in May of this year for an equal size cargo.

Despite the signs of optimism expressed in the market, period time-chartering activity—possibly the best gauge of market medium-term expectations—remained sparse. Confirmed deals included the fixing of the eight-year-old 72,059dwt NALAD for one year at US\$4500/d and of another Panamax vessel, only two years old, for one year's trading at \$3500/d for the first two months and \$4650/d thereafter. Vessels in the medium size range of bulkers attained slightly lower rates, with an eight-year old 27,499dwt vessel fixed for two years at \$4250/day.

BULK COMMODITY NEWS

Iron ore: As with last month, little encouragement exists in the iron ore market, with no evidence of any sort of economic recovery. With Japan accounting for almost half of world seaborne iron ore imports, the news that Japanese imports in July showed further signs of decline over last year is far from encouraging. With 8.96mt imported in July (9.1 per cent below the figure for 1982) Japanese demand totals 61.86mt so far this year, some 60mt short of the total 1982 level. With OECD estimates on Japanese growth this year at 3 per cent—a level envied by many Western economies but considerably below par for Japan—steel production and hence ore demand is likely to fall short, albeit marginally, of the 1982 level.

The extent of weakening ore demand in Japan is further evidenced by the price reductions agreed on the major ore supply contracts for fiscal 1983. Australian ore—totalling 76.6mt—is priced around 12.7 per cent less than last year, whilst the 40mt contracted with Brazilian producers involve price reductions of between 11 and 24 per cent.

Steel exports have also been reduced this year, with the January-July total of 17.5mt representing a 2.5 per cent decline from 1982. Imports, however, have increased continuously over the last half

of these imports—which amount to around 2mt/a or 10 per cent of domestic demand—come from South Korea where, significantly, Japanese steel technology will be made available in the Pohang Iron and Steel integrated steel mill, which is scheduled to come on-stream in 1988. Output will initially total 2.7mt/a, eventually rising to 12mt/a. The significance of the project, and indeed of the Japanese involvement, is perhaps indicative of the need to look at places other than Japan for significant steel industry growth in the future.

In the US, although steel production totals look likely to exceed the severely depressed 1982 level of 66.4mt, little evidence of sustained growth has been witnessed over the last two months, with capacity utilisation remaining around the 50/55 per cent level attained in spring. Cheap imports remain a major problem to domestic producers, with steel from developing nations—notably Brazil—claiming an even larger share of the US market.

In Europe, the major producers are experiencing similar problems, with Hoogovens, the leading Dutch producer, announcing a loss of Dfl 93.7m (US\$31m) for the first six months of the year. Meanwhile in Belgium, Cockerill Sambre is said to require a BFr2bn cash injection for survival, with losses from its Liege and Charleroi plants likely to have exceeded BFr1.5bn over July and August. As part of the EEC steel reduction plan, the state-owned steel giant must shed 3.1mt of capacity by end-1985.

In Australia RTZ-owned Hammersley Holdings boosted first half profits by 56 per cent to A\$39.7m (US\$34.7m) in 1983. The main reason for this

however, as well as the severely reduced ore prices negotiated on ore traded since April. Second half-year figures therefore are expected to exhibit a more realistic picture.

BHP of Australia announced a 34 per cent reduction in profits to US\$213m in 1982/83, largely as a result of massive losses incurred in its steel production division. Still in the throes of the largest take-over in Australian history—that of Utah International—the country's largest company has itself been the subject of a A\$4.13bn take-over bid, perhaps at least partially inspired by potential share price rises following the Government's steel industry rescue plan in January 1984.

Indian ore exports through the chief port of Mormugao totalled 6.25mt in the first seven months of this year, representing a 34 per cent decline from the same period last year. At Paradip the decline has been more marked, with ore exports totalling 1.82mt in 1980/81 and only 0.98mt during 1982/83.

In the Philippines, plans to construct an integrated steel complex at Iligan on the southern island of Mindanao have been confirmed. The mainly Japanese-financed project includes six 0.2mt/a direct reduction plants.

A new iron ore terminal at El Dikheila in Egypt is to be built to serve the nearby steel plant. The terminal will handle 1.5mt/a ore and will be financed by a US\$84m World Bank Loan.

Coal: In the US, what was to be the largest slurry project in the country has now been abandoned in favour of rail transport. The 2000km pipeline was to run between Wyoming and Arkansas, but the highly competitive freight rates

preference. Eight other slurry pipeline projects are being planned, with the 440km Arizona-Nevada pipeline the only one actually in existence.

Current MITI estimates on Japanese coking coal imports for the first half of fiscal 1983 are 27.3mt. Meanwhile forecasts on Japanese coal demand in 1990 have been significantly down-rated from the level of 140mt to 92mt, of which 25mt is of thermal grades. Falling real oil prices and severely depressed levels of future steel production (only 105mt in 1985) have dictated this downward revision by Japanese analysts. Further in the future, sharply contrasting forecasts on 1995 coal demand from the Japanese power industry have been released by MITI and the Petroleum Association of Japan. With 1982 demand at 14.8mt, MITI predicts levels of 30mt and 42mt in 1990 and 1995, whilst the PAJ forecasts are of 24.2mt and 27.2mt. In the first six months of this year Japan imported 37.2mt, a reduction of 10 per cent from last year's level. Coking coal was, predictably, worst hit with imports of 30.0mt representing a 14-per cent decline.

In Japan's main coal source, Australia, recent research by the National Energy Advisory Committee states that current and planned port facilities will be sufficient to handle at least 80mt/a by 1985. Australian exports in 1982 totalled less than 49mt. Its largest coal exporter, Utah Development, has announced profits of A\$68.6m in the first half of this year—A\$3.8m below the level of the previous year. Shipment actually increased from 8.6mt to 8.8mt, emphasising the significant decline in export prices.

In France, the nuclear power programme has been reduced

Comparative August freight rates 1981/83

222

Commodity	Route	Cargo Size	(US\$/dwct)		
			1983	1982	1981
Grain	US Gulf—Japan	50,000dwct	14.6	12.7	20.5
	US Gulf—Netherlands	70,000dwct	7.3	6.0	9.6
Coal	USNH—Japan	55,000dwct	12.7	11.0	18.7
	USNH—Spain	65,000dwct	5.5	5.4	8.1
Iron Ore	Brazil—Netherlands	150,000dwct	—	—	5.0
Fertilisers	Jordan—India	15,000dwct	12.7	11.0	15.2

Source: CSR CONSULTANTS LTD

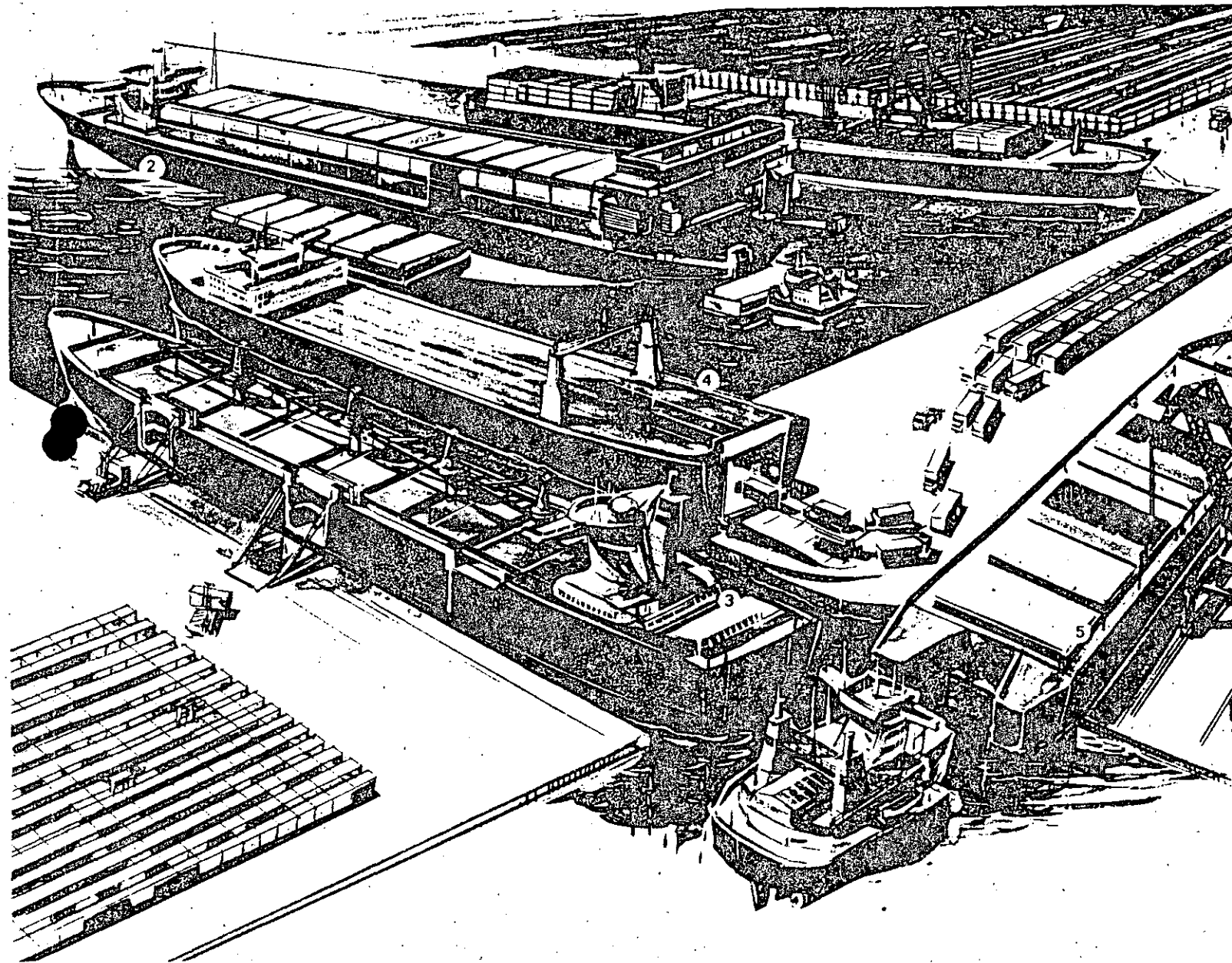


Fig. 1 Possible future methods for the carriage of break-bulk cargoes.
1 Full container ship; 2 Barge carrier; 3 Unit load ship for pallets, packages, and similar; 4 Roll-on/roll-off ship; 5 Sea-going push tow

Containers are no longer stacked on a concreted container park, but are placed directly on the frame, correctly sorted, and can be moved off by the Tugmaster at any time (Fig. 116). If large bin-type platforms are used for bulk cargoes the versatility of the roll-on/roll-off ships can be further increased.

The most important factor in the future development of roll-on/roll-off traffic is, however, the *roll-on/roll-off ship* itself. Along what lines will they develop?

Roll-on/roll-off ships employed in the coastal trades will have their holds primarily arranged to enable them to deal with the increasing numbers of road trailers and containers. Large holds free from obstructions are essential for rapid and efficient cargo handling, so that the machinery exhaust ducts and ventilation ducts will be arranged as close to the ship's side as possible. On small roll-on/roll-off ships up to about 6,000 tdw simple and robust lift platforms or elevators or hinged ramps will in the main be used for moving items from one deck to another (Fig. 117). The latest roll-on/roll-off ships for coastal services have already reached such a high state of development that future efforts will be primarily directed towards reducing the cost of constructing and operating the ships. Single-deck ships, such as have already been proposed for the exclusive carriage of containers using the LUF System are another possibility (see Fig. 116).

For the deep-sea trades the trend in roll-on/roll-off ships will be towards even higher deadweight capacities. Ships with four, five, or even six cargo decks will gradually displace the conventional general-cargo ship from those trades in which it is still active. The major problem here, however, is that on roll-on/roll-off ships it is much more difficult to stow goods from say five to eight loading ports which are to be delivered to an equal number of discharge ports separately from each other in such a way that each parcel can be discharged without the need to re-stow other cargoes. Large general-cargo ships have five holds and one or two tweendecks, with sufficient further capacity in the main holds, so that there is adequate provision for the separate stowage of parcels of goods.

A roll-on/roll-off ship usually has only one stern door, through which all the cargo has to be moved. Distributing and stowing the cargo on board a large roll-on/roll-off ship has to accord with materials-flow principles, which present the shipping industry with completely new problems.

This, together with the efficient use of the hold capacity, will also affect the future development of methods of providing access from one deck to another. Because they

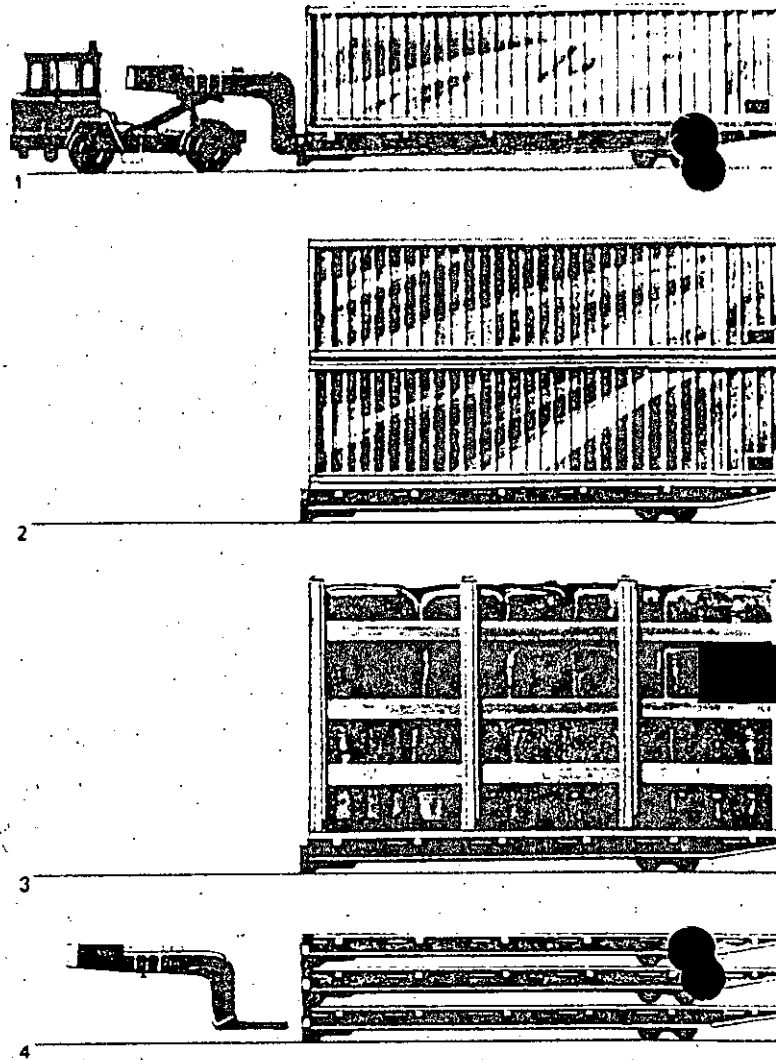
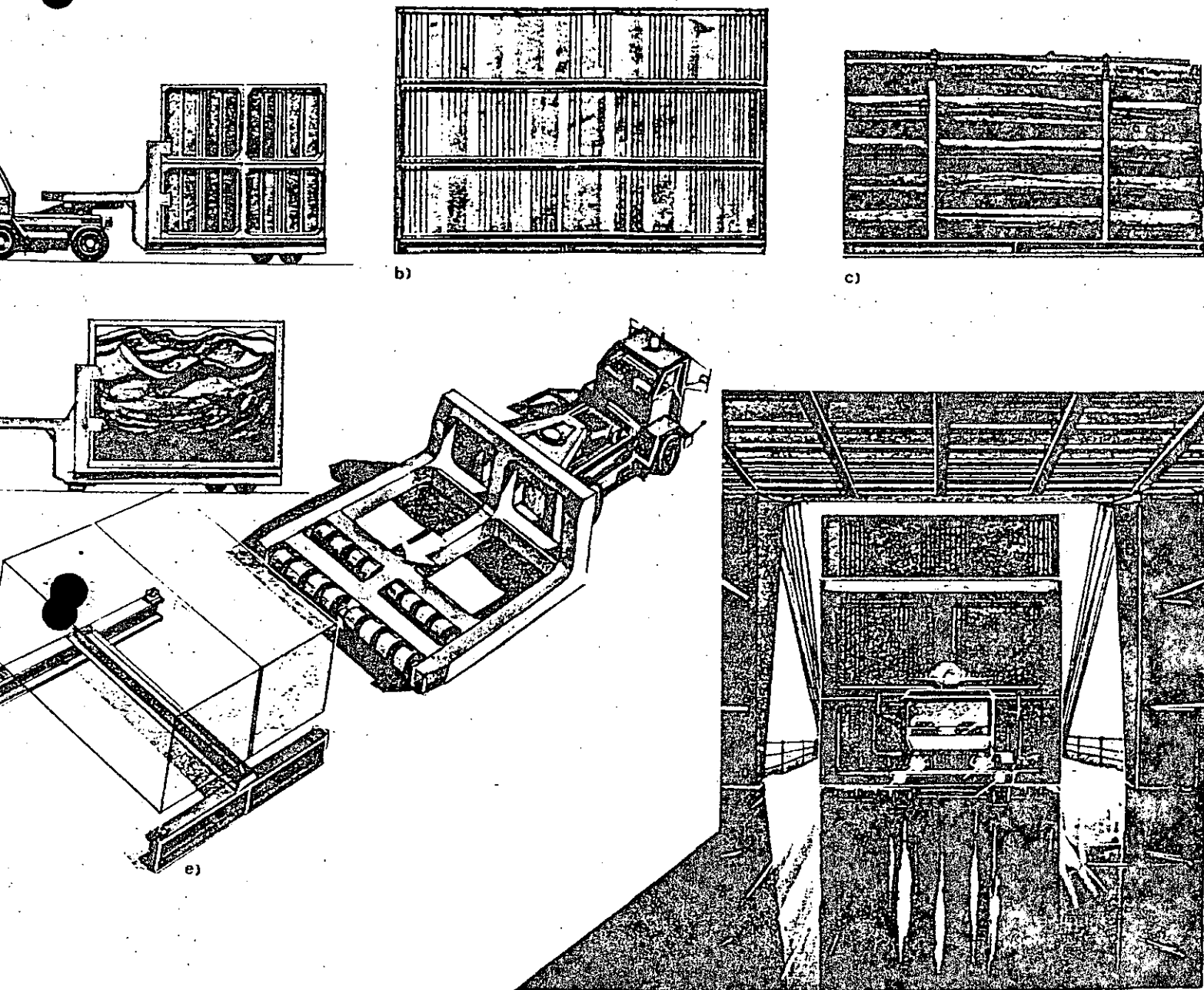


Fig. 114. Rolltrailers pulled by Tugmasters. 1 Carrying a single container; 2 Carrying stacked containers; 3 Loaded with break-bulk cargo; 4 Stacked empty Rolltrailers.

have sufficient space available, the use of fixed ramps as the connection between the individual decks seems to have gained acceptance for the immediate future on large ships (Fig. 118) even though the loss of useful storage space in the ship that results from this is quite considerable. In addition there is an appreciable loss of stowage on each of the cargo decks, since it is not possible to stack cargoes to the full height available. It may also be necessary to leave certain passages free for moving cargoes. These drawbacks have made it necessary to seek new



115. Various forms of a handling system using lifting platforms for the carriage of containers and other items; developed in Sweden this is known as LUF (Lift Unit Frame) system. a) LUF system for four 20-ft containers; b) LUF system for six 40-ft containers; c) LUF system for stacked break-bulk cargo e.g. logs; d) LUF system for break materials; e) Tugmaster and lift frame.

Fig. 140 Proposals for novel container handling systems for use in ports
 1 Use of container flats running on rails and portal cranes (TAKRAF).
 2 Use of overhead travelling cranes (Krupp).

Fig. 141. Container ship berth with high-rise storage racks.

Super-Ships Require Super-Ports

Up to the present, large container storage areas have been preferred (Fig. 139). The integrated, the free-flow, and the semi-integrated systems are known. For the most part, however, the free-flow system is employed in which a short container bridge works in conjunction with a number of road vehicles to serve the storage area. This enables the ship loading and discharging times to be reduced relative to the other two systems, in which there are container bridges with large portal widths and long overhead crane travel movements, but because the containers cannot be stacked as high and wide aisles are needed, much larger areas are required. For 5,000 containers it would, for example, be necessary to provide a surface of 150,000 to 250,000 m². A quay of width about 400 to 600 metres would be necessary at the container handling berths. In addition there would have to be berths for the feeder ships and storage space for their containers. Ground space is, however, becoming ever scarcer, and it is just no longer possible to provide the areas needed for container terminals for super container ships in the ports.

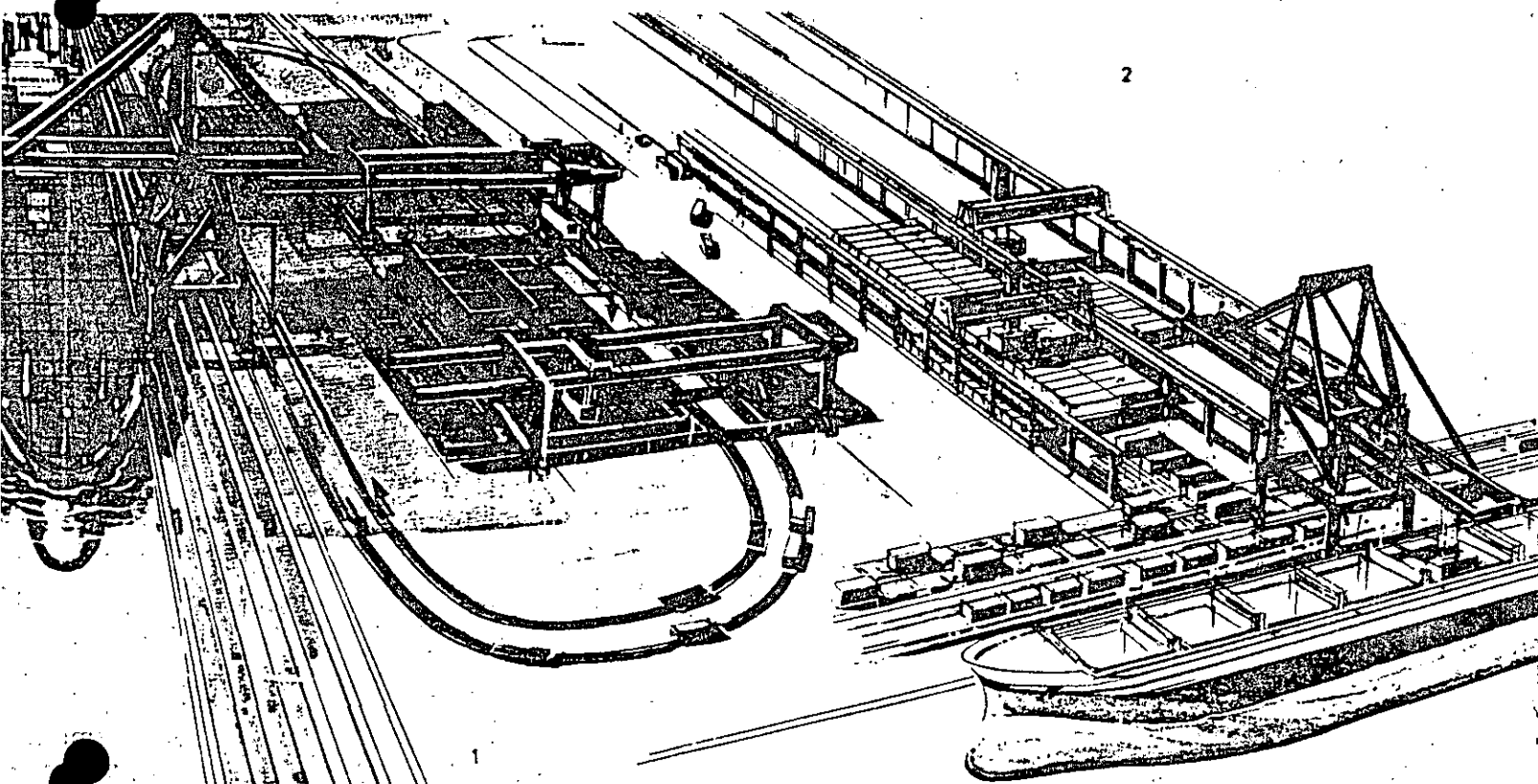
Another problem arises from the requirement that it should be possible to load and discharge the ships in about 24 hours. The *container bridges* that are now in service have been brought to a high technical standard. As the size of the ships increases their performance will, however, deteriorate, since as the ship size increases the holds become deeper and wider, and the crane cycle times therefore increase. Under the conditions envisaged, a container bridge would be unable to handle more than 20 containers per hour. Even with completely uninterrupted operation – which cannot be achieved in practice – a container bridge would thus need about 20 days to load and unload 5,000 containers in each direction. Even if several container bridges were to be provided it would not be possible to turn round a super container ship within one day using the current cargo-handling techniques.

A problem that is of at least equal importance is that of *collecting and distributing the containers*. This involves the

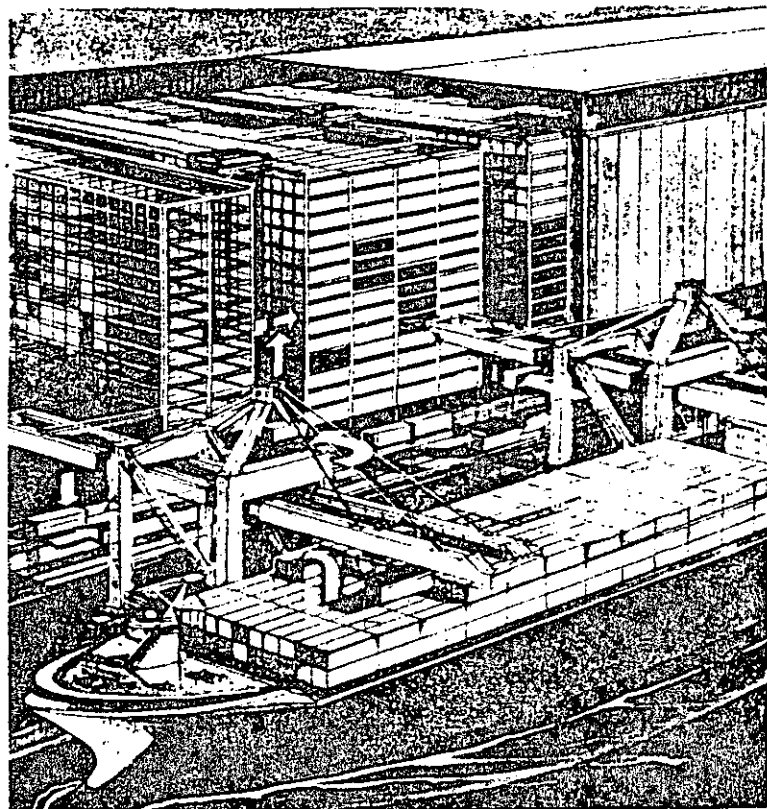
use of railways, road transport, and possibly also coastal and inland waterways shipping. Presumably special cargo-handling areas will have to be assigned to these means of transport in future, equipped with automated internal transport equipment of high capacity, such as conveyor belts, wheeled chassis, or overhead conveyors, in order to move the containers to the main terminal.

Because the large number of containers makes it impossible to keep track of them by simple observation, means must be provided for *identifying* each container, so that it can be found when it is needed, and also to ensure that it is moved to the place where it is wanted. These requirements can be met only by automated and inter-coupled information and cargo-handling systems. No further argument is necessary to show that the capacity of the technical concepts currently employed for the maritime transport of containers is subject to limits. Future requirements will need new solutions. It is an objective necessity to reduce the *ground area* occupied by a container terminal. One means of achieving this is by stacking the containers closer together and especially higher. If wide-span portal cranes or special overhead cranes are used in place of the straddle carriers and stackers currently employed the containers can be stacked in closely-spaced and high stacks (Fig. 140). The blocks of containers are assembled and dispersed in accordance with a fixed programme. Conveyor belts or rail-guided vehicles move the containers to the edge of the quay where they can be loaded on board the ship.

A disadvantage of these systems is the difficulty of obtaining access to individual containers. It is not possible to retrieve any specific container from a stack, but only the one that is on top. For ease of access combined with efficient use of ground area, rack-type container silos are to be preferred (Fig. 141). Each container is placed in a shelf space and is retrieved from this. A computer records and controls the whole process. Unlike the free-standing stacks of containers, which can be stacked 6-high as a maximum for strength reasons, a rack can accommodate 10 to 20 containers above each other. The ground area required is less.



Each container is accurately identified by its location in the rack by means of a three-dimensional coordinate system, and can be moved out of the rack without disturbing any other containers. Unfortunately this technically attractive solution is both expensive and has a high materials requirement. The solutions mentioned provide a means of reducing the ground area required in future container terminals. They will do little to increase the container handling performance however. There are two basic ways by which the latter aim can be achieved: By increasing the weight handled per hoist or by changing over to a continuous flow of containers in a horizontal direction (Fig. 142). Increasing the weight handled per lift will require the use of very powerful lifting equipment and imposes completely new requirements on the handling and storage facilities. A considerable increase in the handling rate can be achieved if the spreaders lift not just one container but several at one time. In the "Twin Twenty Method" two 20-ft containers are lifted simultaneously. But why not more? If the containers are stacked two-high, and are joined at their corners by coupling pieces, and if the spreader can extend over four containers, it would be possible to lift eight containers at a time. The problem is not so much the lifting capacity



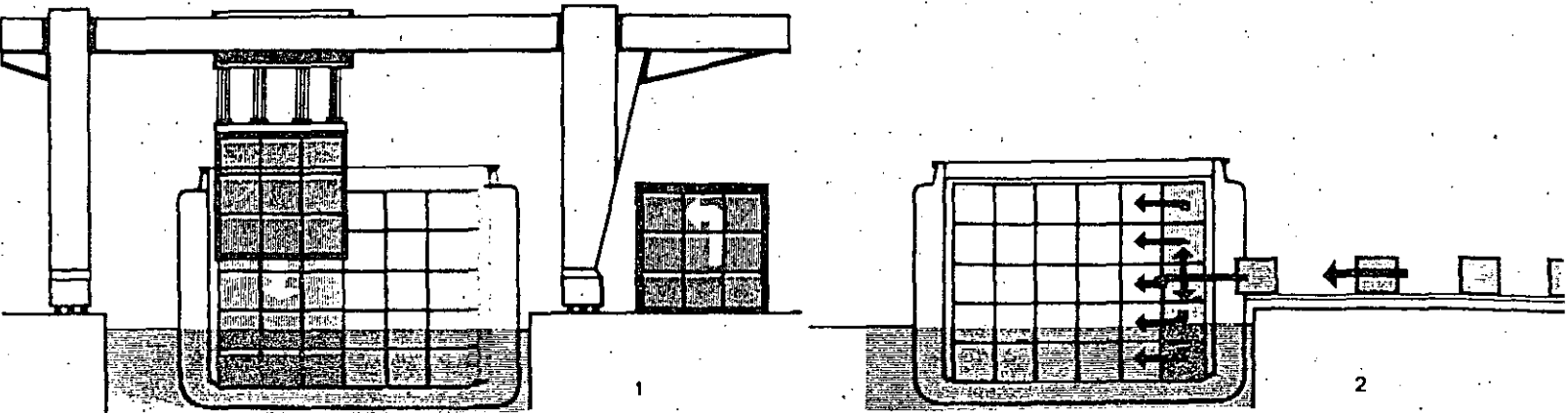


Fig. 142. Two basic means of increasing the container handling rate:
1 Increase in the weights lifted; 2 Continuous-flow movement of single containers.

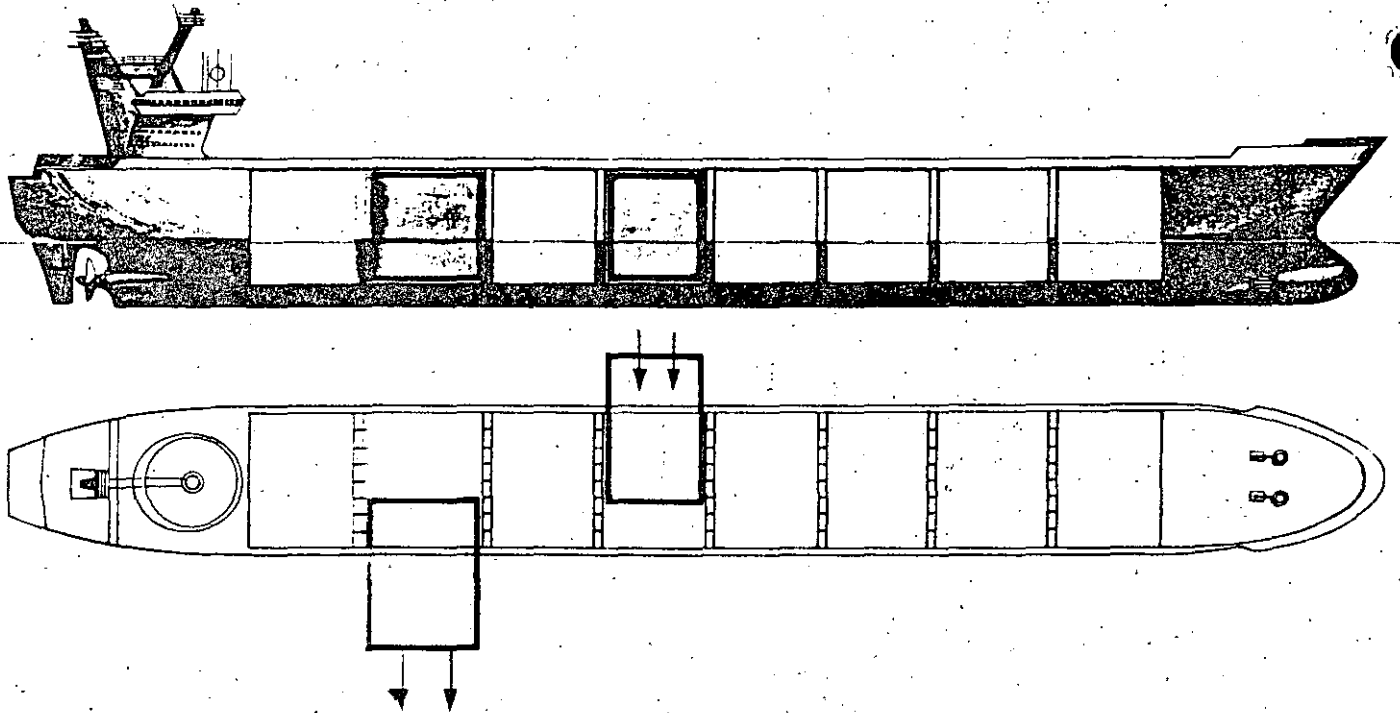


Fig. 143. Container ship in the form of a skeleton structure with large hold-type containers that are floated into place.

f the crane, which would have to be about 200 tons, but either the movement of the containers to and from the quay.

The LUF-System, which has already been described in the "Cargo Wheeled on Board" section, illustrates one possible solution to the problem. Portal cranes having lifting capacities of 1,000 tons are already in service in large shipyards. They have spans of 100 metres and the heights of the portals are 60 to 80 metres. Within a few years portal cranes with lifting capacities of 2,000 tons will be available. Using these it would be possible to lift about 100 containers complete with their guides and stowage frames out of and into the ship. A handling rate of 400 to 600 containers per hour should be attainable, so that a 5,000-container ship would be able to leave port again after 10 to 15 hours. The containers deposited on the quay are then transferred to the inland transport equipment for distribution by means of small cranes. Equally the export containers are stacked on the frames in accordance with the stowage plan while on the quay. No special container parks will be required. On the other hand the additional stowage frames, the enormous portal crane, and the quay space itself required for this solution are themselves very costly. If some of the technical solutions that have been touched on seem a little unlikely it must be remembered that they are only suggestions for the way in which the container trade may develop in the next century. As mankind develops in peace to an even higher standard of living there will be a gigantic transport requirement which can only be met by the adoption of bold solutions. The main objective must be to load and discharge cargoes as rapidly and simply as possible. The ideal answer would be to move the whole cargo at once, in one piece. Changing the buoyancy of a floating vessel, or altering the surrounding water level, open up new possibilities for achieving this. It is possible to envisage a container ship consisting solely of the bottom, deck, and a framework located between them. The cargo is contained in container-type cargo units that slot sideways into the hull (Fig. 143). These large containers are themselves capable of floating, and the ship can be brought to the correct draught by controlling the ballast. The large containers can then be floated in and out of the hull framework by tugs. This concept brings us back to a version of the barge carrier idea.

The Cargo Hold is Dropped Off

Another proposal envisages the use of a *three-part ship*. The containers are carried in an inner tube, open at the top, which can float. The outer double section, which forms the actual hull, can be separated at about mid-length and can be withdrawn forwards and to the rear (Fig. 144). The draught and trim differences are compensated for by filling and emptying the ballast tanks so as to ensure that the various sections remain correctly aligned. Since the inner tube with the containers presumably will not have adequate stability it has to be provided with some stability aids when floating. For loading and unloading it is best dry-docked. The same basic principle is used in another concept. Here the outer double hull (top section) of a container ship is similar to an upsidedown floating dock. The inner hull complete with double bottom (cargo section) can be separated from this. If the bow is hinged or forms part of the cargo section it is possible to back the upper section of the hull clear (Fig. 145).

In these two concepts the outer hull protects the cargo, as in any normal ship. It must have sufficient strength and stability. This hull, the propulsion plant, and the navigation equipment represents the actual ship. The rapid turnaround in port, which takes only a few hours, enables a very high utilisation of this extremely expensive ship to be achieved.

A ship is, when all is said and done, a vehicle, and so should move rather than lie still. It will naturally hardly ever prove possible to load and unload the cargo while the ship is actually on the move, but this can be done very rapidly, as indicated by the above suggestions. The complete separation of the cargo and the ship in a negligible time will increasingly become the objective of all proposals for the rationalisation of the shipping process.

Some of the future developments described for *multi-hull ships* offer opportunities to pursue this line of thought. Multi-hull ships, such as the "Trisec" offer cargo-handling opportunities and high speeds that would enable them to meet all future requirements for container traffic. A "Trisec" could, for example, be equipped with an interchangeable superstructure. This is set down on a finger pier that is straddled by the "Trisec". The cargo can then be dealt with in "peace and quiet", while the remainder of the hull with the propulsion plant picks up another cargo section and starts the next voyage. This proposal can be regarded as the sea-going equivalent of the semi-trailer (Fig. 146). Because of the high stability of a multi-hull ship it can

cialised ships has been the contribution of the shipping industry to this development.

A survey of the trends in the cargoes offered and of the tonnage made available to transport this indicates that the increasing proportion of bulk cargoes among the goods transported by sea will continue. In the long term, however, there are some tendencies that would go against this trend. In place of raw materials there are increasing quantities of products that have undergone the first processing stage, such as granulated ore concentrates, pig iron, and similar items, and even finished products that are being carried in large quantities.

A reduction in the delivery and transport costs is surely just as important for these cargoes as it is for bulk cargoes, but with the difference that the requirements that the shippers impose on the shipping and port industries are more variable and extensive than they are for the carriage of the relatively uniform raw-material cargoes.

The following are the main features that will characterise the organisation of the transportation of bulk cargoes:

Because of their high degree of specialisation, the tankers and bulk carriers of the future will be integrated into the supply systems of the petrochemical and mining industries and so will be designed and operated from the technical and economic points of view as a link in the transport chain. The need to reduce transport costs can be fulfilled more effectively by a supranational concentration of the raw materials transport system. This would enable a rational organisation of the flow of goods to be achieved together with the employment of the largest ships possible for the trade, which would be specially designed for the task and would achieve a high degree of utilisation.

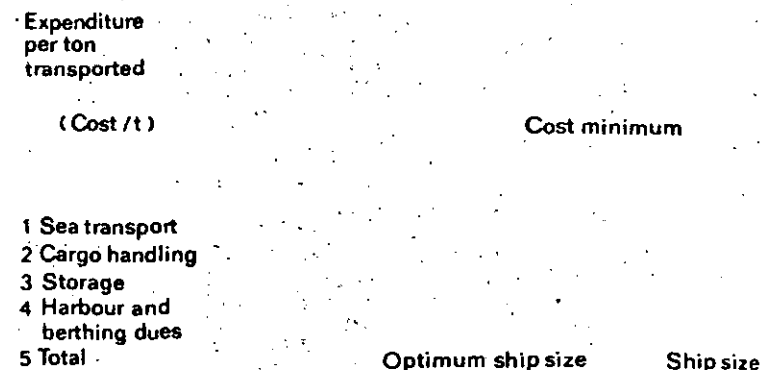
The concentration in the processing of raw materials, which requires the provision of facilities for the transport of bulk cargoes between the main raw-materials producing and raw-materials processing areas, in turn results in the need to distribute the products of the subsequent processing stages over wide areas, and this again makes it necessary to provide suitable means of transport. These distribu-

tion tasks are also a potential market for maritime transport, and especially for coastal shipping.

In order to enable the lower freight rates available with larger ships to be taken advantage of despite the wider variety of goods represented in the bulk cargo trades, it will be necessary to gather together several smaller flows of materials proceeding in the same direction, and to centralise their movements between large import and export ports in major regions, with the cargoes gathered together and distributed by sea and land. The adoption of a small number of specialised deep-water ports combined with feeder traffic not only enables advantage to be taken of the cost savings possible with large bulk carriers, but also enables investments to be concentrated on high-capacity cargo-handling and storage equipment which is relatively fully utilised. From here the import-dependent industries can be supplied either direct or by way of smaller feeder ports, and the export products can also be dispatched. It is a well-proven fact that specific handling costs drop as the quantities involved increase.

If the large number of different transport tasks that will govern the technical features of future transport systems

Fig. 156. Variation in the cost per ton transported with the size of ship.



When bulk cargoes are analysed, they can be seen to fall into roughly the following groups:

movements of bulk cargoes and specialised products which for various reasons are not likely to be long-term, which occur on all trade routes, and which can be handled by tramp shipping;

movements of bulk cargoes between raw materials production areas and areas where there is a concentration of raw materials processors, both over transoceanic routes and in coastal trades, as well as materials recovered from the sea bed, based on long-term contracts; the distribution of the products of the initial processing stages that have bulk cargo characteristics, mainly – but not exclusively – in the coastal trades.

The maritime transport systems for dry bulk cargoes in which these categories have in principle great similarity with those used for liquid cargoes. There are however a number of broad problems that are of importance to all forms of bulk shipping, no matter which of the above categories it falls into.

Tankers and bulk carriers are by far the largest ships to be used in ocean transport. This increase in size, which is an economic result of the reduction in the specific cost of transporting a unit of cargo when larger ships are employed, brings in its train a number of problems.

The larger tankers and bulk carriers have deep draughts, and considerable expense is incurred in providing suitable deep-water harbour approaches and berths. The alternative is to load and discharge the ships at sea, which up to the present has been achieved to any great extent only with tankers. But the large quantity of cargo carried in an individual ship also provides the port with headaches. The quantities of cargo for which intermediate storage is required rise, requiring larger storage areas and the recovery of the materials from the stockpiles becomes more complicated. The reduced freight costs are thus countered by higher cargo-handling and storage costs, and by higher costs for providing and maintaining the port approaches. For example, even the pure sea transport costs do not decrease line-

arly with an increase in ship size. The increasing dangers to the environment in the event of a ship, and especially a tanker, becoming a casualty, induce the insurers to increase their rates continuously, and this has a noticeable effect on the operating costs. Since in addition there are natural limits to the growth in the size of conventional bulk carriers due to the draught limitations in channels and coastal waters it will in the distant future be necessary to find new solutions for this branch of shipping.

Tramping will Continue in the Future

In addition to the large quantities of a specific cargo that will need to be carried continuously there will continue to be an appreciable quantity of cargo that is available sporadically, is non-uniform in nature, and that has to be carried over various, ever-changing routes. As a result tramp shipping will continue to find a niche, although it will become relatively less important.

Here there is no question of specialisation on any one particular type of cargo, since the danger of a specialised ship failing to achieve adequate utilisation is far too high. This is the main field of operation for universal ships, and to an increasing extent also of combination ships. It is not merely the universality or combination as regards the cargoes they can carry that distinguishes these ships, but also the varied and constantly changing sea and port conditions that they can meet.

The universal tramp ship is the well-known multi-purpose cargo vessel with a single tweendeck, which is suitable for carrying a wide variety of cargoes. Admittedly it has the disadvantage common to all universal ships that its cargo-handling properties are much inferior to those of a specialised ship. This is particularly the case for dry bulk cargoes. In addition to multi-purpose cargo vessels there will therefore also be multi-purpose bulk carriers that find employment in the tramp trades. Because they are integrated into the mineral oil industry tankers no longer fall into this

category. For the carriage of the widest spectrum of the cargoes that are available the general or universal bulk carrier in its present form is already an important solution for the future.

It is only since the Second World War that the bulk carrier has been developed from the ore carrier and the collier, so that as a ship type it is still relatively new. Unlike the tanker, where the density of the various liquids varies only slightly, so that the amount of space occupied by a ton of cargo is almost constant, there are considerable differences in the densities of dry bulk cargoes, and hence in the cubic required. A light grain, for example, occupies about five times as much space as the same weight of chrome ore. To enable the widest possible range of bulk cargoes to be carried while taking full advantage of the deadweight capacity the ship must have as large a hold volume as possible. In order to carry ores in safety the holds must be filled to the top to avoid the possibility of the stability of the ship being endangered due to the cargo shifting. In other words it is necessary to have ships in which all the holds can be used when carrying light cargoes, but only alternate holds when carrying heavy cargoes. This is the basic principle underlying the design of universal bulk carriers at the present time and in the future.

will continue in future to have to serve conventional ports, so that there is a definite limit on the growth in size that can be accepted in ships designed for world-wide trading. Differences from the design of present-day bulk carriers, which are already integrated in long-term transport systems, will probably be found mainly in the cargo-handling gear provided for bulk carriers intended for tramp service. An effort will be made to make them as self-contained as possible, which means that they will have to be equipped with shipborne loading and discharging gear (Fig. 153).

A further universal solution would be a combination of a bulk-carrier and a general-cargo ship, which would be capable of carrying break-bulk cargoes from industrialised countries to the developing countries, and bulk cargoes in the reverse direction (see Fig. 112).

Ships designed for the carriage of different types of cargo that have approximately the same stowage factors have very good future prospects, since despite the universal nature of cargoes carried the ship's deadweights and cubic capacities are both utilised to the full, so that they can offer low freight rates. From this point of view it seems quite practicable to think in terms of ships for the carriage of light-weight break-bulk cargoes that are available in large quantities, such as wood, vehicles, or containers, in combination with light-weight bulk cargoes. A factor in favour of this category of vessel is that the proportion of standardised break-bulk cargoes is constantly increasing, and they are attaining the attributes of bulk cargoes, especially where wood, rolled steel products, and motor vehicles are concerned. Satisfactory design features for a combination of bulk cargoes and liquid cargoes are present in ore carriers. For tramping the ore-oil carrier is however too specialised. Far better opportunities for adaption to different types of cargo are offered by a ship that can carry oil, bulk cargoes of various types, and standardised piece goods in one and the same hold (Fig. 154). Because the building cost of such a ship is about 10 % higher they are not competitive with tankers or specialised bulk carriers, while the lower speeds resulting from the higher block coefficient place them at a disadvantage relative to the pure container ship or car carrier. Where they do score is in their very high flexibility, which will prove of major importance in the tramp trades of the future.

But what would a ship look like that would be capable of carrying light or heavy bulk cargoes, liquid cargoes, and unit cargoes in the form of containers, packages, motor vehicles, etc. all with the same high efficiency and at the same time provide for rapid loading and discharge? None of the ship types currently known can meet this specification, and it is possible to allow one's imagination free play in trying to solve this problem.

Perhaps such a ship could be a very broad single-hull ship of high stability that carries bulk and liquid cargoes beneath its fully closed main deck, and containers in guides on the main deck, or wheeled cargoes on vehicle decks

(Fig. 155). The liquid cargoes are loaded and discharged through piping systems permanently installed on board. Bulk cargoes are loaded by means of a large hopper located at the bow, with conveyor belts beneath the deck distributing the cargo to the individual holds. Discharging of bulk cargoes is by means of conveyor belts located on the tank top and a pivoting discharge boom at the bow. Containers are placed on the deck or removed from the ship either by land cranes or by the ship's own gear. Vehicles, trailers, and trolleys carrying packages or pallets move on and off the ship over the stern ramp, as do any heavy or bulky unit loads that are to be carried. A ship of this type could largely eliminate ballast voyages, since there is virtually bound to be a demand for capacity to carry one or other of these cargoes - only chemicals and liquefied gases are not catered for - everywhere. Whether this will prove to be one of the ships of the future will of course depend not only on its universal nature, but much more on its economic performance.

Ships without Ports

The most important task for the future is the reduction of the transport costs for mass cargoes. The main thrust here is directed at the maritime leg of the transport chain, that is to say the ships themselves. A comparison of the costs and time required for the handling and transport of break-bulk cargoes and oil shows this very clearly (Fig. 157). A condition that must first be met is that large quantities of similar goods will require to be transported continuously over long periods, but this will be the main feature of mass cargoes of the future.

Fixed relationships between the means of transport and industry, or integration of the transport of raw materials into the supply chain, is the main path to be followed by special-purpose shipping. This then provides the conditions under which the whole of the transport chain can be optimised. The first question to interest us will be what technical solutions for transoceanic trades can be derived from that. Since the costs of using large ships fall much more

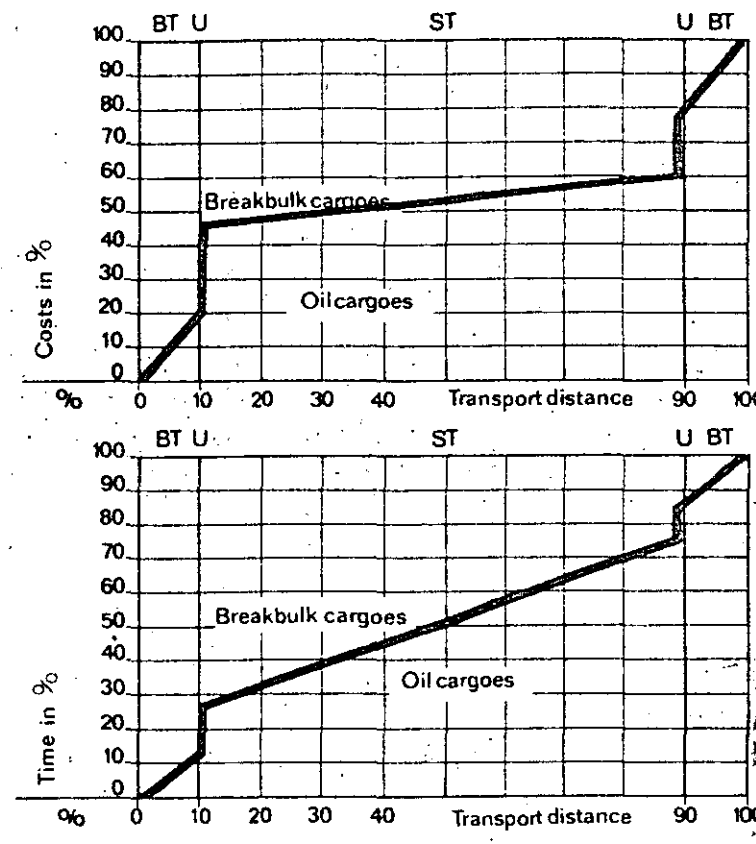


Fig. 157. Proportion of the total transport costs and the total transport time attributed to the individual links in the transport chain for oil and break-bulk cargoes. BT Inland transport; U Cargo-handling in port; ST Sea transport

Fig. 158. Ratio of deadweight to displacement for tankers.

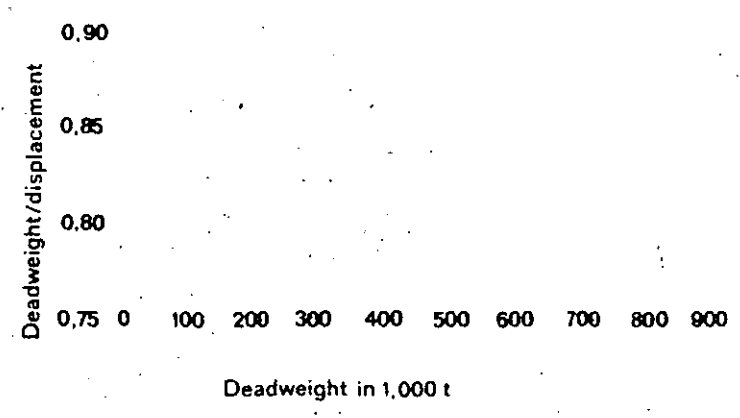


Fig. 164. Discharging a bulk carrier by means of a belt conveyor floated in underneath the ship's bottom.

1 Immersed buoyancy chamber with conveyor belt; 2 Gasket between buoyancy chamber and bottom of ship; 3 Inclined conveyor.

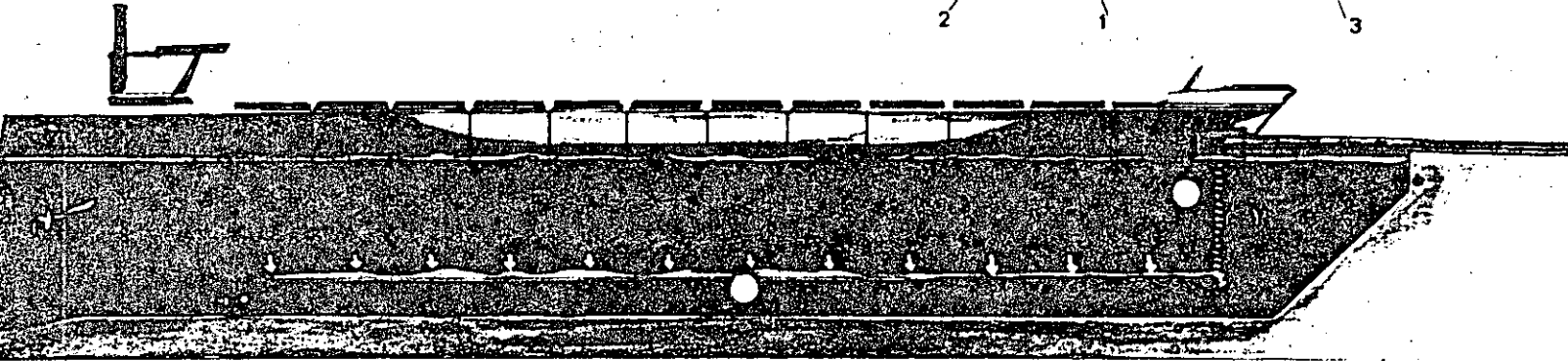
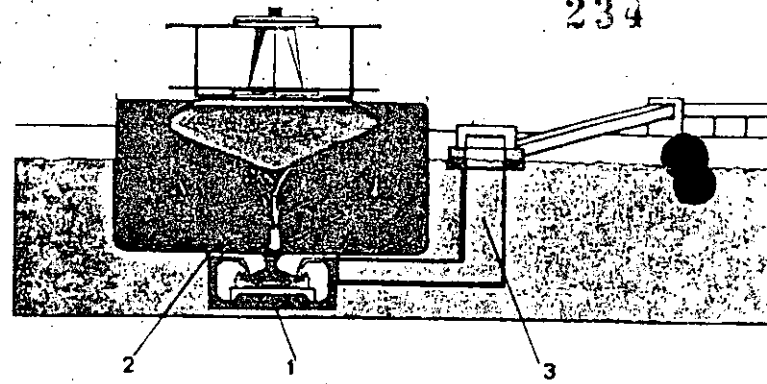
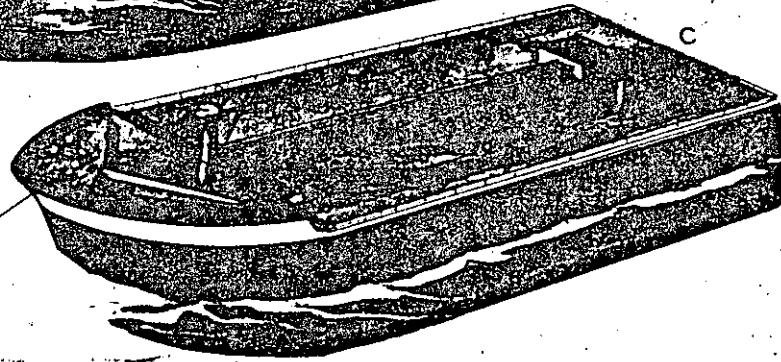
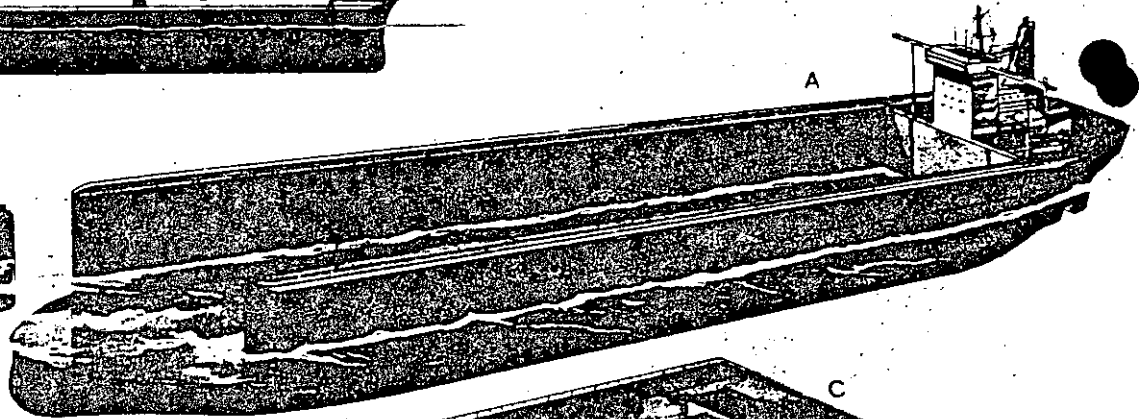
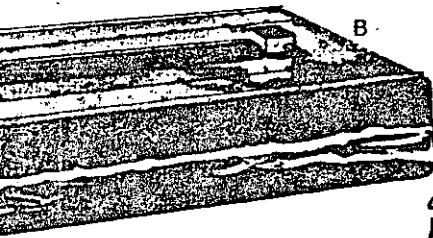
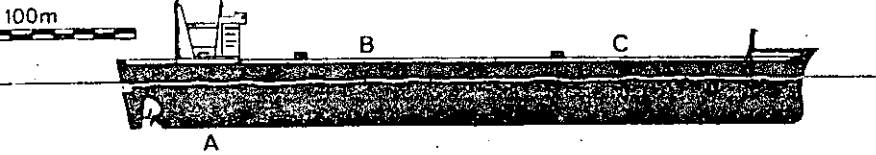
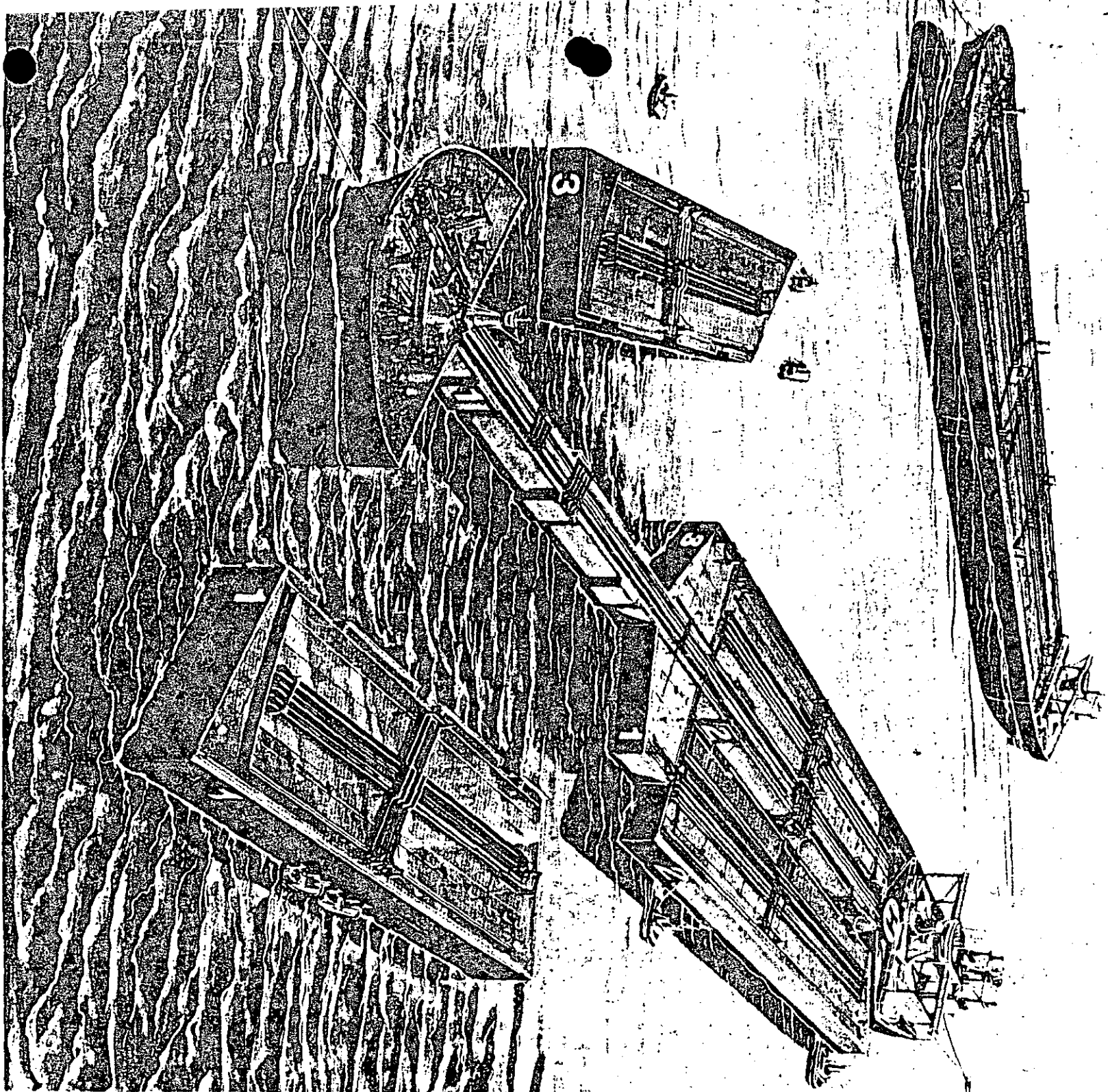


Fig. 165. Tanker with provision for horizontal separation.

A Propulsion and dock section; B Float-out central tank section; C Float-out forward tank section.





209

cialised ships has been the contribution of the shipping industry to this development.

A survey of the trends in the cargoes offered, and of the tonnage made available to transport this indicates that the increasing proportion of bulk cargoes among the goods transported by sea will continue. In the long term, however, there are some tendencies that would go against this trend. In place of raw materials there are increasing quantities of products that have undergone the first processing stage, such as granulated ore concentrates, pig iron, and similar items, and even finished products that are being carried in large quantities.

A reduction in the delivery and transport costs is surely just as important for these cargoes as it is for bulk cargoes, but with the difference that the requirements that the shippers impose on the shipping and port industries are more variable and extensive than they are for the carriage of the relatively uniform raw-material cargoes.

The following are the main features that will characterise the organisation of the transportation of bulk cargoes:

Because of their high degree of specialisation, the tankers and bulk carriers of the future will be integrated into the supply systems of the petrochemical and mining industries and so will be designed and operated from the technical and economic points of view as a link in the transport chain. The need to reduce transport costs can be fulfilled more effectively by a supranational concentration of the raw materials transport system. This would enable a rational organisation of the flow of goods to be achieved together with the employment of the largest ships possible for the trade, which would be specially designed for the task and would achieve a high degree of utilisation.

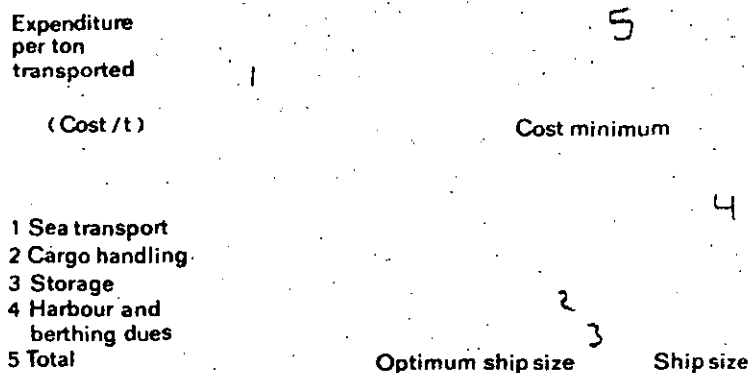
The concentration in the processing of raw materials, which requires the provision of facilities for the transport of bulk cargoes between the main raw-materials producing and raw-materials processing areas, in turn results in the need to distribute the products of the subsequent processing stages over wide areas, and this again makes it necessary to provide suitable means of transport. These distribu-

tion tasks are also a potential market for maritime transport, and especially for coastal shipping.

In order to enable the lower freight rates available with larger ships to be taken advantage of despite the wider variety of goods represented in the bulk cargo trades, it will be necessary to gather together several smaller flows of materials proceeding in the same direction, and to centralise their movements between large import and export ports in major regions, with the cargoes gathered together and distributed by sea and land. The adoption of a small number of specialised deep-water ports combined with feeder traffic not only enables advantage to be taken of the cost savings possible with large bulk carriers, but also enables investments to be concentrated on high-capacity cargo-handling and storage equipment which is relatively fully-utilised. From here the import-dependent industries can be supplied either direct or by way of smaller feeder ports, and the export products can also be dispatched. It is a well-proven fact that specific handling costs drop as the quantities involved increase.

If the large number of different transport tasks that will govern the technical features of future transport systems

Fig. 156. Variation in the cost per ton transported with the size of ship





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

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS

T E M A :

DIMENSIONAMIENTO

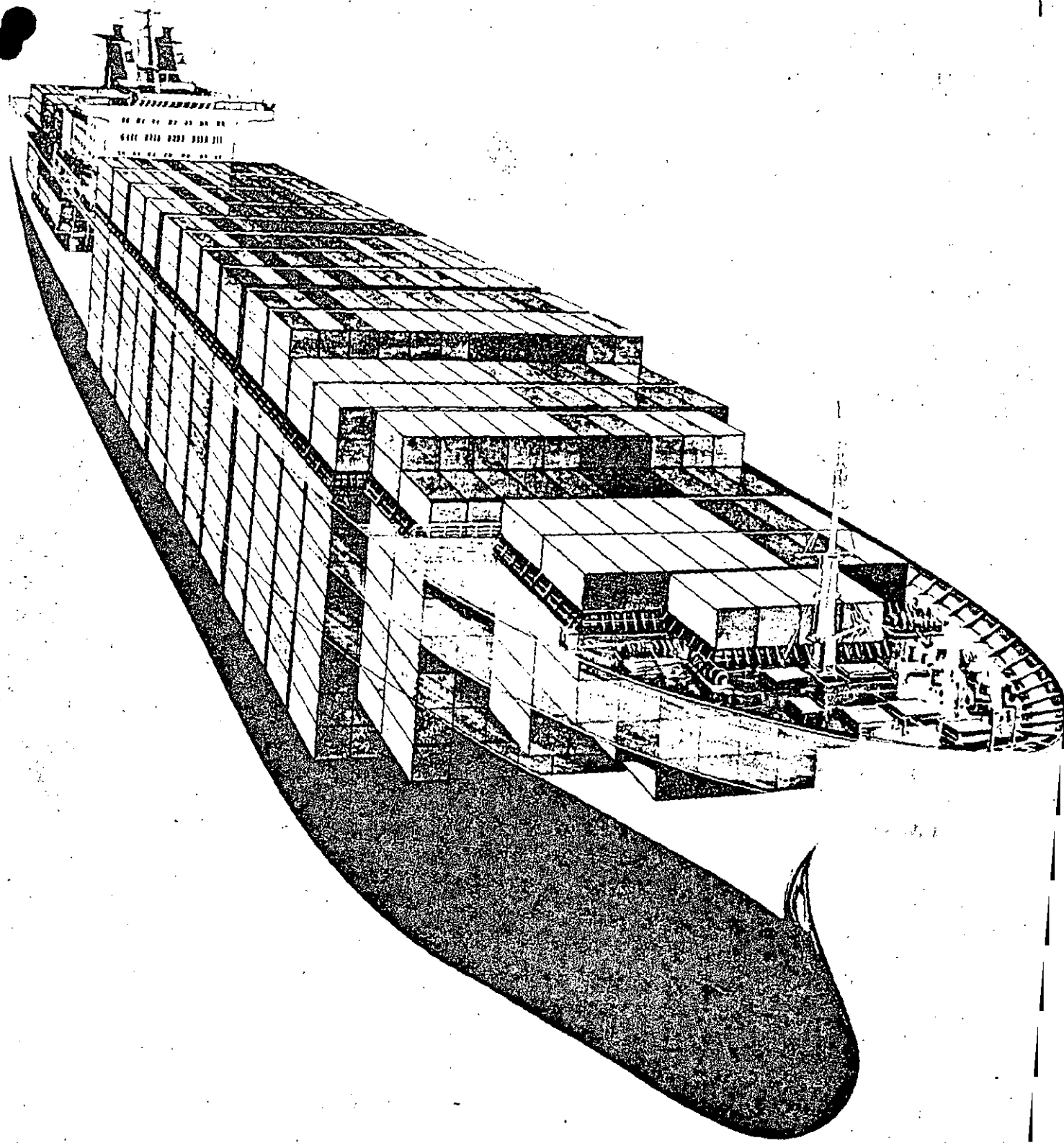
OBRAS INTERIORES

SUBTEMA:

TERMINAL DE CONTENSIONES

ING. JULIO PINDTER VEGA

SEPTIEMBRE, 1985.



third-generation container ship for up to 3,000 20-ft containers.

TERMINAL DE CONTENEDORES.

ANTECEDENTES:

Los costos elevados en el manejo de carga general fraccionada por los puertos de los países industrializados, principalmente por los altos salarios de estibadores, aunado al gran número de movimientos (25 en promedio a nivel mundial), entre la zona de producción y de consumo, que repercuten en los precios de venta de las mercancías, propiciaron la modificación del sistema tradicional por medio de la unitarización de la carga.

La unitarización de la carga se logró con la adopción de cajas con dimensiones compatibles con los diversos modos de transporte. Aunque los contenedores se vienen usando desde mediados del siglo pasado, por medio de la utilización de cajas de madera de diferentes tamaños para la unitarización de cargas específicas que por su precio y densidad lo ameritan.

Así en 1960 se inicia la utilización en E.U. de los contenedores, las compañías, Sea Train, Sea Land y Matson, inician el transporte de contenedores de 8' de ancho por 8' de alto y 32, 35 y 24' de largo que cumplen con las normas de transportación via F.C. y carretera. En 1968 la ISO de la ONU fija como contenedores standar los de 20 y 40' de largo de 8' de ancho y 4, 8, 8' 6" y 9' 6" de alto con las dimensiones estandar se logra captar una gran cantidad de la carga general fraccionada susceptible a unitarizarse bajo este sistema, y permiten cumplir con las normas de carreteras y ferrocarriles de la mayoría de los países.

Con el empleo de los contenedores se logró dar un gran impulso al -- transporte intermodal internacional al permitir estandarizar una "uni-
dad de carga" compatible con los diversos modos de transporte, re--
duplicando en beneficio de distribución de comercialización de mercan-
cias. El hecho de iniciarse el manejo de contenedores por los puertos,
el sistema repercute en el interior del país ya que se requerirá esta-
blecer "centros de carga" con el equipo adecuado para la carga/des-
carga de los contenedores.

La alta tecnología y valor de los equipos de carga/descarga y de los bar-
cos especializados que implica la contenedorización, proporcionan la -
formación de monopolios mundiales, alejando a los países en vías de -
desarrollo en la participación directa del sistema, beneficiando indirec-
tamente al país que lo adopta por la reducción de costos de transporte -
en el proceso de distribución y comercialización de la producción y del
consumo.

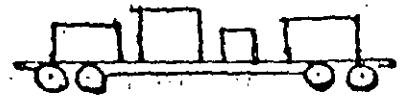
A continuación se muestra la evolución cronológica del transporte inter-
modal.

EVOLUCION CRONOLOGICA DEL TRANSPORTE INTERMODAL:

- 1830: En Inglaterra con la introducción de las plataformas de F.C., se inicia el transporte de carga en contenedores de madera para prestar un servicio de estación a estación.
- 1847: En E.U. se inicia el manejo de contenedores de madera en plataformas de F.C. dando servicio de estación a estación.
- 1930: Se inicia en forma incipiente el servicio de Plooyback, es decir camiones sobre plataformas de F.C. para prestar servicio puerta a puerta
- 1940: En E.U. se inicia el empleo de las paletas ó pallets y con ello los montacargas.
- 1950: Con el desarrollo del autotransporte con trailer, tuvo un gran impulso el sistema Piggyback, al permitir transportar únicamente las cajas de los trailers sobre plataformas de F.C. proporcionando de ésta manera un servicio puerta a puerta.
- 1957: Se transportan las primeras cajas de trailers en la cubierta y en celdas practicadas en las bodegas de barcos.
- 1958: Sea Train, Sea Land y Matson, inician el manejo de contenedores en barcos transformados, de 8 X 8' de sección transversal y 32; 35 y 24' de largo respectivamente. Se inicia el manejo de contenedores en patio con grúas "U" (Straddle Carrier), considerados de la generación con 6 ruedas y transmisión de cadena y de motores hidrostáticos, con dos alturas de estiba.
- 1960: Se contruyen las primeras grúas especializadas para manejo de contenedores, entre las costa oeste de E.U. y Hawai, dando inicio el manejo de contenedores como sistema.
- 1965: Matson, opera el primer barco especializado para contenedores con sistema Lift/on - Lift/off (Lo/lo).
- 1966: Se inicia el manejo de contenedores en Europa.
- 1967: Se inicia el manejo de contenedores en Japón.
- 1968: La ISO de la ONU, fija como contenedores estandard los de 20' y 40' de largo, por 8' de ancho y 4, 8, 8' 6" de alto.

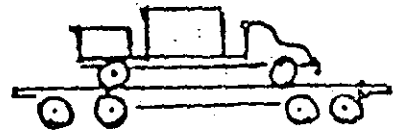
EVOLUCION DEL MANEJO DE CARGA

1830-1926 _____



Carga pesada en F.C.

1926-50 _____



Camiones en plataformas de F.C.

1940 _____



Pallets



Montacargas

1950 _____



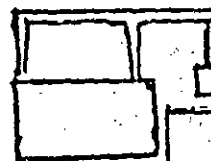
Piggyback

1957 _____



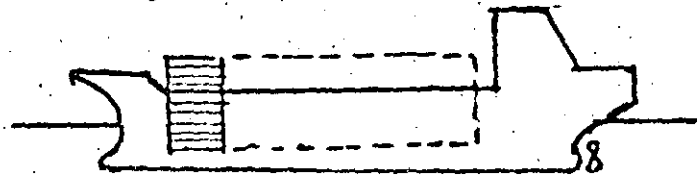
Trailers a bordo

1960 _____



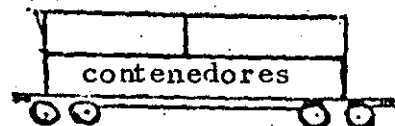
Manejo de contenedores

1965 _____



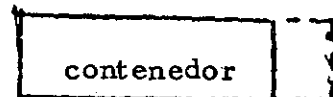
Barcos portacontenedores

1982 _____



F.C.

1983 _____



45'

La compañía Sea-Land continúa con sus contenedores de 35' de largo.

- 1970: Se inicia el empleo de grúas portico de patio, sobre neumáticos y/o sobre rieles (Transteiner; Trave Lift; Rubber, Rail Gantry Crane), para almacenamiento de contenedores en patio.
- 1977: Se introduce la 2a. generación de Straddle Carrier, con 8 ruedas y transmisión mecánica por flecha y tres alturas de estiba.
- 1978: Se inicia el empleo de grúas hidráulicas con pluma telescópica con movimiento en un plano vertical para manejo de contenedores en patio.
- 1980: Se inicia el manejo de contenedores en México por el puerto de Veracruz, Ver.
- 1981: Se Establece la Empresa Mexicana de Transporte Intermodal.
- 1982: Se instalan las primeras grúas portacontenedores en los puertos de Veracruz, Ver., y Lázaro Cárdenas, Mich.
- 1983: La Compañía Americana President Line, introduce los contenedores de 45' de largo para tráficos específicos entre E.U. y Oriente, permitiendo un aumento del 25% en la capacidad de carga respecto al de 40', para cargas de alto valor y baja densidad. Se introduce Straddle Carrier, con 10 ruedas, transmisión mecánica por flecha y 4 alturas de estiba, que algunos denominan de 3er generación. Este tipo movera equipo para manejo de contenedores, es el que mayor modificaciones a sufrido desde su implantación.
- 1984: En los E.U. se inicia el agrupamiento de carga en bodegas de consolidación, para formar bloques del total de la capacidad del contenedor, los cuales son introducidos al contenedor por medio de rieles, reduciendo notablemente el costo de consolidación de carga.

Para la implantación de la contenedorización se tendrá que tomar en cuenta:

- La reducción de mano de obra, en una terminal de contenedores respecto a una terminal convencional de carga general, - que varia aproximadamente de 4 a 1 dependiendo del grado de mecanización.
- Una terminal de contenedores tiene un rendimiento en el manejo de carga del orden 5 veces, respecto a una terminal de carga general con una inversión tres veces mayor. Por lo que el costo por tonelada manejada por efecto de las inversiones realizadas y los rendimientos, equivale del orden de la mitad.

Repercusión directa e indirecta en la producción y consumo.

ZONA PRODUCCION
CONSUMO

A

B

AUTO - TRANSPORTE

- 1 - 40' 6
- 2 - 20' < 30 tons.

Viaje

	<u>Sencillo</u>	<u>Redondo</u>
Manzanillo - DF	\$ 150,000	\$ 200,000
Veracruz - DF	100,000	130,000
Tampico - DF	120,000	160,000
Guaymas - DF	270,000	380,000

TRANSPORTE MARITIMO

México - P. Europeo \$ 100/m3.
(18,000/m3.)

Contenedor 20' \$ 653,760
Contenedor 40' 1'307,340

México - Brasil \$ 132/m3.
(23,764/m3.)

Contenedor 20' 863,108
Contenedor 40' 1'726,072

Costos de transporte multimodal de contenedores en autor transporte:

1 de 40' ó
2 de 20' sin exceder de 30 tons.

	<u>Viaje Sencillo</u>	<u>Viaje redondo ida cargado regreso vacio:</u>
Manzanillo	150,729	204,339
Veracruz	99,780	127,915
Tampico	119,190	157,030
Guaymas	269,614	382,666

NOTA: Incluye carga/descarga al camión;
sin maniobra de llenado ni vaciado
del contenedor e incluyendo seguro

COSTO DE UNA TERMINAL DE CARGA GENERAL
(X 1000)

MUELLE 180 X 20 m.; X \$ 110,000/m2.	400,000
PATIOS 180 X 200 m.; X \$ 3000/m2.	100,000
SERVICIOS: ILUMINACION, ACCESOS, TALLERES, OFICINAS, ETC.	300,000
BODEGA DE TRANSITO 120 X 50 m.; \$ 20,000/m2.	120,000
GRUA 80 TONS.	120,000
GRUA 25 TONS.	70,000
MONTACARGAS 10 X \$ 6'000,000	60,000
TRACTORES Y PLAT. 12 X \$ 10,000,000	120,000
EQUIPO VARIOS	<u>100,000</u>
	\$ 1'290,000

COSTO DE UNA TERMINAL DE CONTENEDORES
(X 1000)

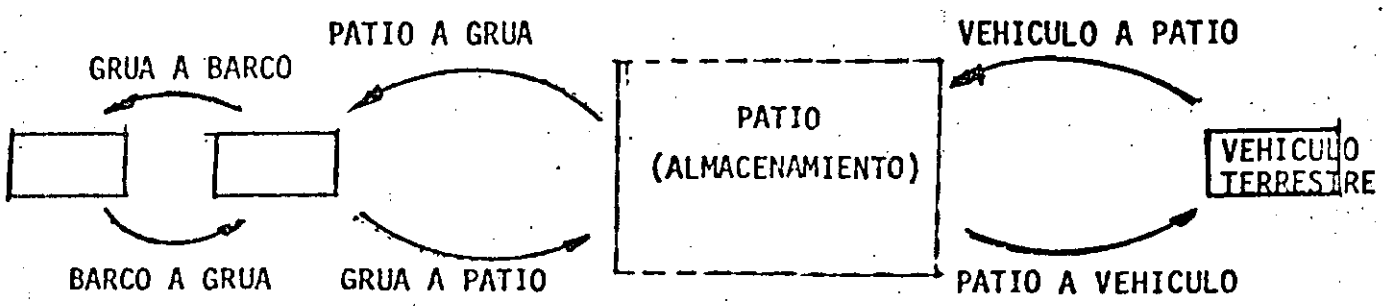
MUELLE 250 X 25 m.; X \$ 160,000/m2.	1'000,000
PATIOS 300 X 250 m.; X \$ 4000/m2.	300,000
SERVICIOS: ILUMINACION, ACCESOS, F.C. Y CARRETEROS, TALLERES, MANTENIMIENTO, OFICINAS, ETC.	500,000
BODEGA DE CONSOLIDACION 150 X 50 m.; X \$ 20,000/m2.	150,000
GRUA PORTA CONTENEDORES	800,000
GRUA USOS MULTIPLES	400,000
TRACTO TRAILERS	100,000
GRUA PORTICO DE PATIO	<u>300,000</u>
	\$ 3'550,000

Planeación de una terminal de contenedores.

1.- Flujo de carga. Actividades de la terminal.

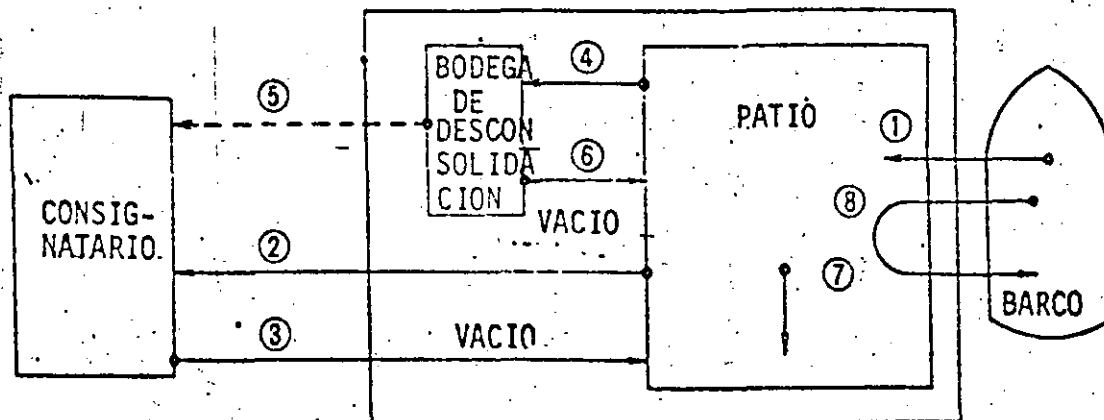
- Carga/descarga de contenedores.
- Recepción y despacho de contenedores vía transporte terrestre.
- Almacenamiento en patio.
- Consolidación y desconsolidación de contenedores.
- Mantenimiento y conservación de contenedores, vehículos y equipos de manipulación de carga.

En la siguiente figura se muestra el flujo de la carga en una terminal.



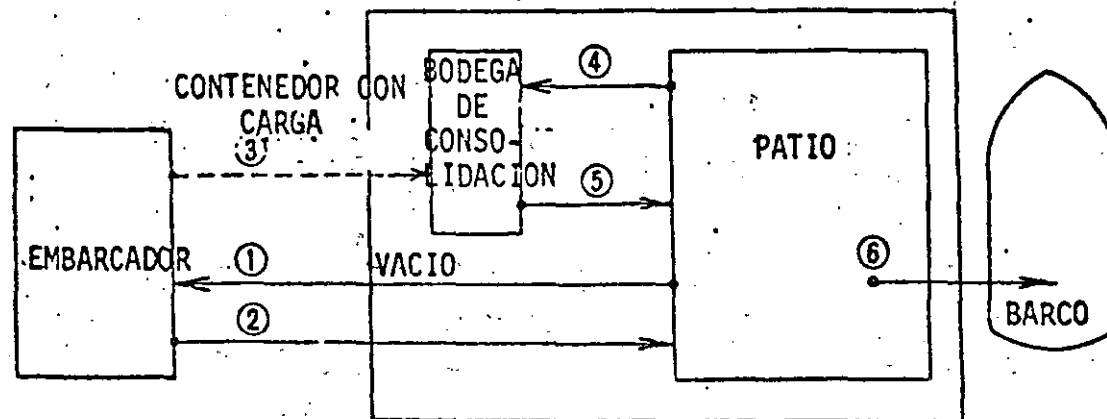
Las figuras muestran las líneas de flujo de contenedores de exportación y de importación.

No.	CONCEPTO	CONSIGNATARIO	BODEGA DE DESCONSOLIDACION	PATIO	BARCO
1	DESCARGA			○	○
2	ENTREGA	○		○	
3	REGRESO CONTENEDOR VACIO	○	VACIO	○	
4	TRANSLADO CONTENEDOR CARGADO		○	○	
5	REGRESO CONTENEDOR VACIO		○	○	
6	TRANSLADO POR CUARENTENA	○		○	
7				○	○
8	REUBICACION DE CARGA			○	○



FLUJO DE IMPORTACION DE CONTENEDORES

No.	CONCEPTO	EMBARCADOR	BODEGA DE CONSOLIDACION	PATIO	BARCO
1	ENVIO DE CONTENEDOR VACIO	○ ←	VACIO	○	
2	RECEPCION CON CARGA	○		○ →	
3	RECEPCION EN BODEGA	○	○ ←		
4	A BODEGA DE CONSOLIDACION		○		
5	RECEPCION EN PATIO		○	○ →	
6	CARGA			○	○ →



FLUJO DE CONTENEDORES DE EXPORTACION

2.- Aspectos Generales.

- La terminal se proyectará de tal manera que los barcos porta-contenedores no tengan estadias prolongadas en espera de muelle.
- Que las operaciones de carga/descarga se puedan efectuar las 24 horas del día y durante todo el año.
- Disponer de amplias zonas de almacenamiento, dotadas de acceso carretero y ferroviario.

3.- Localización.

- El volúmen previsto de tráfico determinará la longitud de atraque y la extensión de los patios de almacenamiento de contenedores.

NOTA.- Con frecuencia, la importancia de las áreas de almacenamiento de contenedores, impide la utilización de los muelles convencionales de carga general, por sus dimensiones reducidas.

- Las condiciones físicas influyen en la localización, por lo que la zona elegida debe estar protegida de la agitación ya que el manejo de contenedores requiere una posición estable del barco (altura máxima de la ola de 0.75 m.). La calidad del suelo es importante por las grandes descargas producidas por los contenedores apilados y el equipo de manejo.
- Es deseable que la localización de la terminal no provoque largos trayectos del barco entre la bocana del

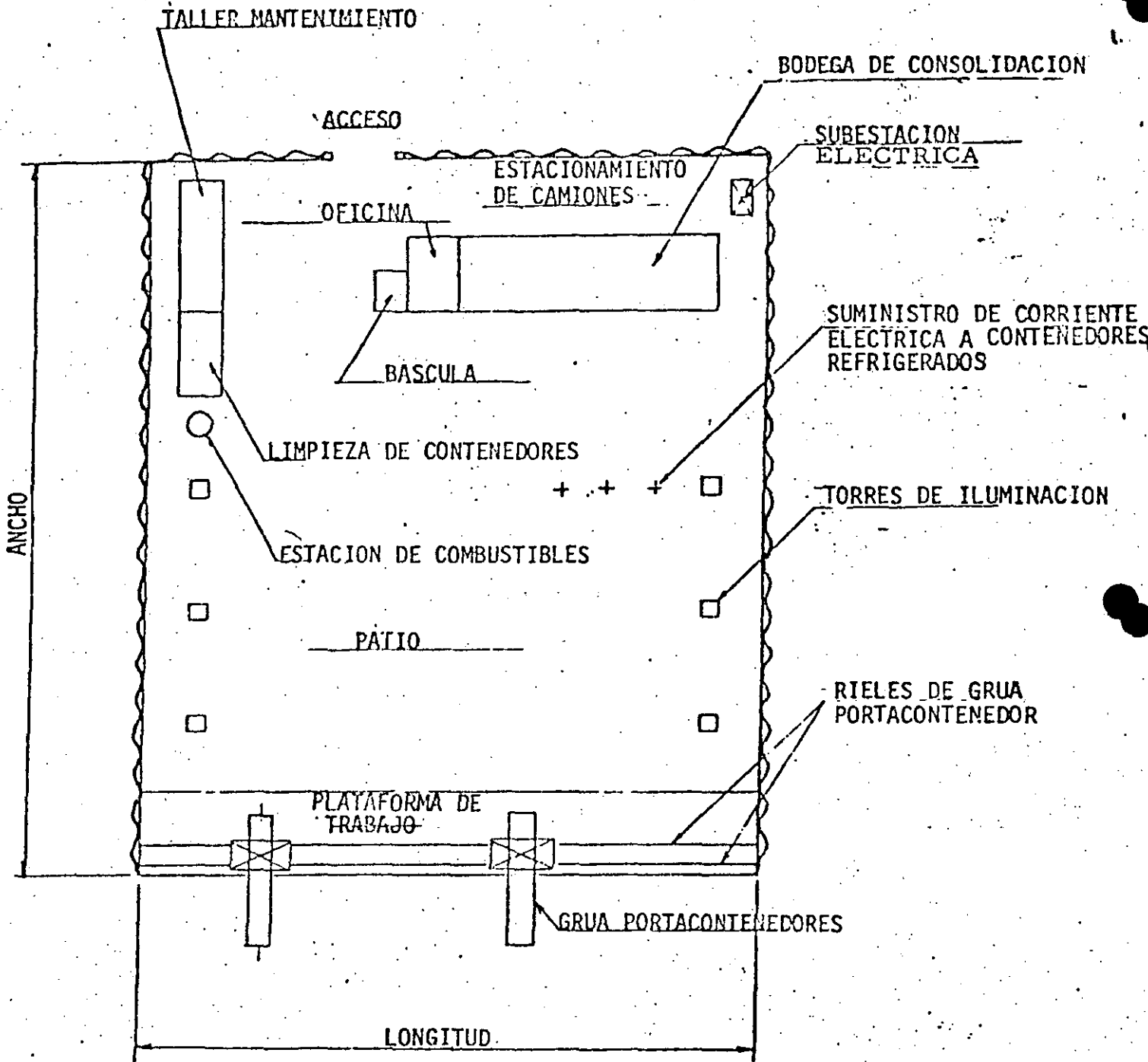
puerto y la terminal para reducir el tiempo en puerto.

- Se deberá contar con reserva territorial para ampliación de patio y prever el aumento en el tamaño de los barcos.

La siguiente figura muestra una distribución general de una terminal.

4.- Muelles.

- Si la predicción del tráfico indica la posibilidad del envío de embarcaciones de la 3a. generación, deberá preverse una profundidad de 13 a 14 m.
- Los barcos de la 2a. generación requieren 11 m. de profundidad.
- El muelle deberá contar con una vía para la grúa porta-contenedores, cuyo peso fluctua entre 500 - 800 tons., y cuya altura es de hasta 80 m. con el brazo de carga elevado.
- La longitud media de un atraque varia de 250 a 300 m. para los barcos de 2a y 3a. generación. En el caso de requerirse varios tramos de atraque, estos deberán tener el mismo alineamiento para poder desplazar las grúas porta-contenedores de un tramo a otro.
- Para el empleo de barcos porta-contenedores alimentadores que comuniquen puertos pequeños con grandes terminales, es conveniente prever atraques de menores dimensiones, sin interferencia en su manejo.



DISTRIBUCION GENERAL DE UNA
TERMINAL DE CONTENEDORES

RECEPCION
ENTREGA

BODEGA
CONSOLIDACION

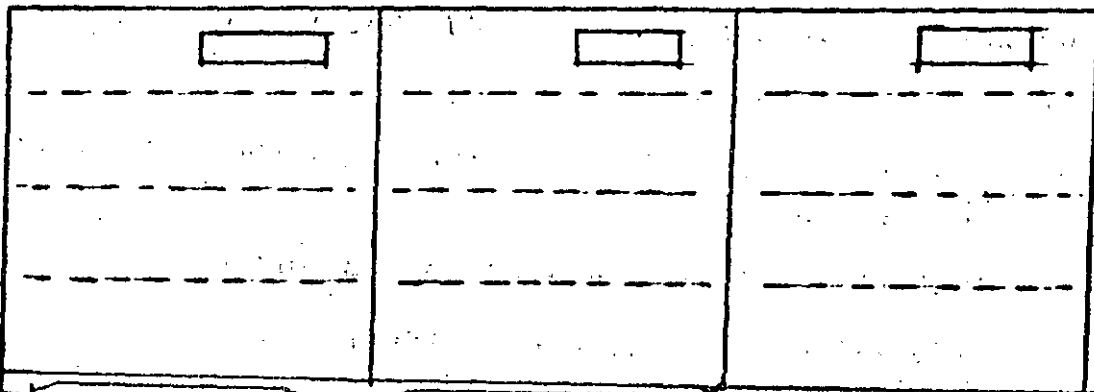
IMPORTACION

EXPORTACION

MANIOBRAS
EN MUELLE

Ro/Ro

CON/Ro



Ro/Ro

CON/Ro

Lo/Lo

Lo/Lo

TERMINALES PARA CONTENEDORES

- La utilización cada vez mayor a nivel mundial de barcos mixtos, es decir Lo/Lo y Ro/Ro, en donde el auto transporte juega un papel preponderante no obliga a prever rampas fijas en un extremo de la terminal ó bien el uso de rampas flotantes móviles.

5.- Patios:

- Una de las características del sistema de transporte por contenedores es la gran extensión de terreno necesaria para almacenamiento.
- Cuando se inician las operaciones en una terminal y hasta 20 000 TEU. se requieren del orden de 300 m. de ancho, llegando a 500 m. para un manejo de 100,000 -- teu/año por terminal.
- Cuando existe un gran movimiento de contenedores vacíos, las experiencias en otras partes del mundo fijan a 600 m. el ancho del patio.
- Un patio de contenedores, se compone de tres partes principales:
 - A.- Zona de preparación del plan de carga (instalaciones de control)
 - B.- Zona de almacenamiento de contenedores.
 - C.- Circulación de vehículos y equipo.

Las diversas áreas de la terminal se definirán en función de los volúmenes previstos de contenedores de -- importación y explotación, con carga y vacíos para -- contenedores de 20 ó 40', refrigerados o con cargas -- peligrosas, áreas para los que requieren reparación y fundamentalmente el tipo de equipo para la transferencia y estiva de contenedores.

Por regla general a una mayor densidad de almacenamiento de contenedores, se requiere una administración rigurosa y un mayor valor del equipo para la estiva a gran altura.

El conjunto de patios debe proyectarse de manera uniforme para poder modificar los límites de las diversas áreas, de acuerdo con la demanda de los flujos -- de los tipos de contenedores que se manejen.

Es importante proyectar adecuadamente los patios para obtener un dren de aguas pluviales eficiente y alumbrado general que permita el trabajo nocturno con seguridad y eficiencia. Estos conceptos representan del orden del 30% del costo de los patios, y los patios tienen un costo en su totalidad de aproximadamente similar al del muelle.

Los patios deberán proyectarse a nivel por la gran economía que representa el ahorro de energía (el 2% de pendiente representa el doble de consumos de energía).

La eficiencia en las operaciones de carga/descarga y almacena-

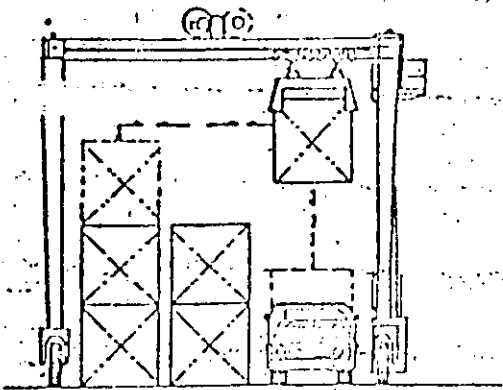
miento de contenedores en patio, deberá ser igual o mayor que la del equipo de carga/descarga en muelle para obtener su máxima eficiencia en la operación.

6.- Comunicaciones terrestres.

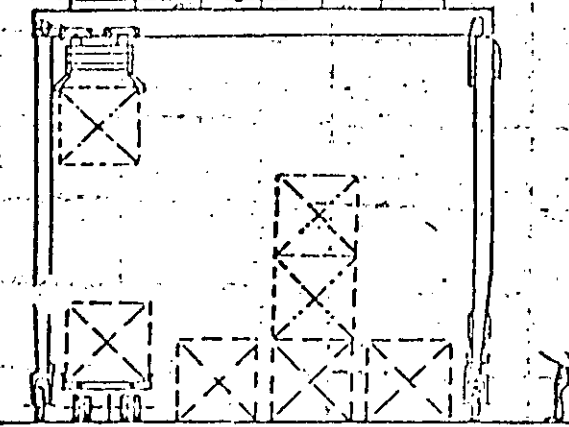
Dado que el ritmo del transbordo del sistema de transporte terrestre es menor que la carga/descarga de barcos, la terminal deber contar con una vialidad expedita y con estacionamientos de vehículos terrestres para evitar congestionamientos.

El dimencionamiento de la vialidad, tanto carretero como ferroviario estará en función del volúmen de carga del tráfico marítimo.

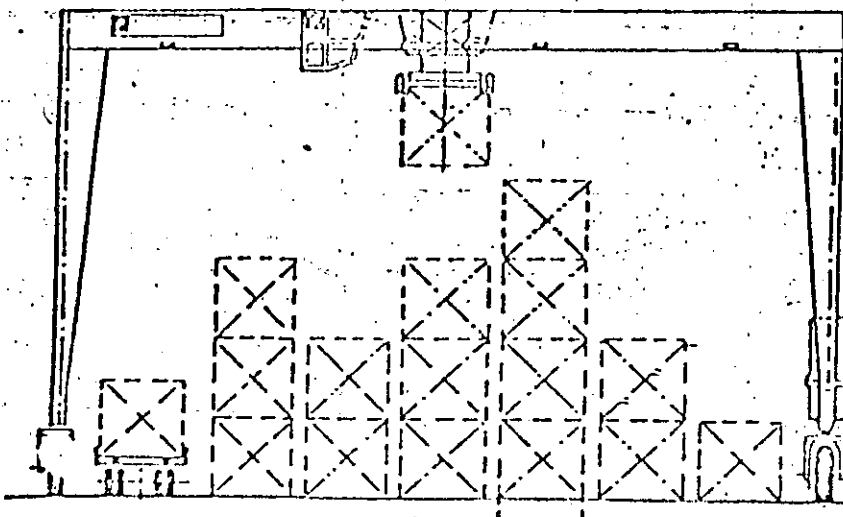
El proyecto detallará la operación ferroviaria, la cual formará por tres vías, equipadas con gruas sobre rieles que permita la carga/descarga de vagones. Las vías pueden instalarse ya sea perpendicularmente o paralelas al muelle, lo cual dependerá de la dirección de ampliación de la terminal, dado que es deseable no cortar los patios de almacenamiento con vías ferreas, generalmente se localizan éstas, al fondo de la terminal, es decir - en el extremo contrario a la dirección de ampliación de patios.



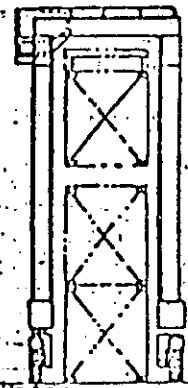
1) Grúa de Patio sobre llantas: ancho 2+1/2
 Altura 1 sobre 2
 (Trasteiner, Travelift, etc.)



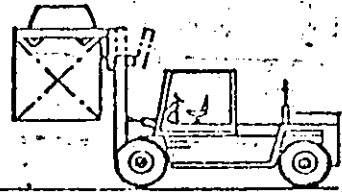
2) Grúa de patio sobre llantas: 3+1/2
 1 sobre 3



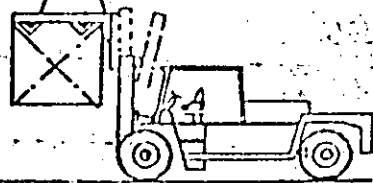
3) Grúa de patio sobre llantas: 6+1/2 sobre 4



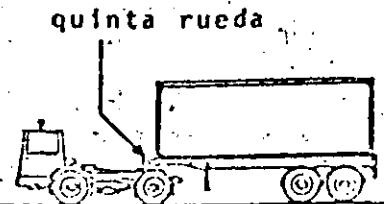
4) Grúa "0" de Patio
 d) Straddle carrier: 1 sobre 2



5) Montacargas
 e) Top loader: contenedor de 20 pie



6) Montacargas
 f) Top loader: contenedor de 40 pie



g) Tractor + Chasis

NOMENCLATURA DE EQUIPOS PARA MANEJO DE CONTENEDORES

<u>Equipo</u>	<u>Denominación Generica en Ingles</u>	<u>Nombres Comerciales</u>
1) Tracto apiladora	Straddle Carrier	Straddle Carrier Container Carrier
2) Grúa portacontenedores	Container crane Ship-To - Shore Container Gantry Crane	Portainer Container Crane
3) Bastidor de izaje	Spreader	Spreader
4) Montacargas lateral	Side Loader	Side Loader
5) Montacargas	Fork Lift truck Frontend Loader	Fork lift
6) Grúa Pórtico de Patio sobre neumáticos y/o rieles.	Rubber tire Gantry Crane Rail Gantry Crane	- Transteiner - Shifter - Straddle Hoist - Stacker Crane - Straddle Crane
7) Grúa Hidráulica con pluma telescópica		Hidraulic Crane
8) Silo para contenedores	Container silo Storage System	Silo Cont.
9) Tractor Ferroviario,		Track Movil

EQUIPAMIENTO DE UNA TERMINAL DE CONTENEDORES.

Una vez concluidos los estudios económicos a nivel nacional y regional que determinen la necesidad de contar con una terminal de contenedores, su desarrollo puede ser por etapas.

La primera comprende la planeación general de la terminal, incluyendo largo y profundidad del muelle, extensión de áreas de tierra y los accesos terrestres. El muelle de referencia debiera estar con la preparación para los rieles de tránsito de una grúa de portico portacontenedores, los patios para almacenamiento de contenedores y la bodega de consolidación y desconsolidación de contenedores. En esta etapa se pueden utilizar las grúas del barco, una móvil sobre camión y el equipo para transferencia y estiba.

Lo anterior obedece a que la grúa porta-contenedores tiene un costo del orden de \$ 700 millones (1983), la cual se justifica económicamente a partir de los 20,000 TEU/año.

La segunda etapa consiste en que una vez logrado el manejo mínimo de contenedores por año para ser rentable la grúa, se analise al sistema de equipamiento total mas adecuado.

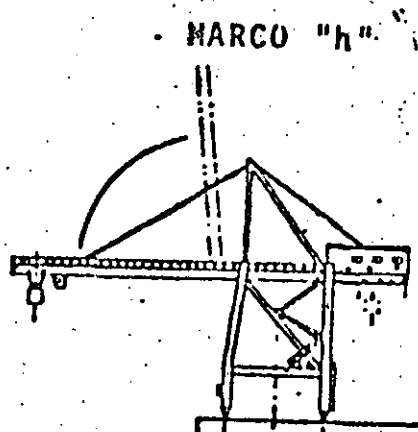
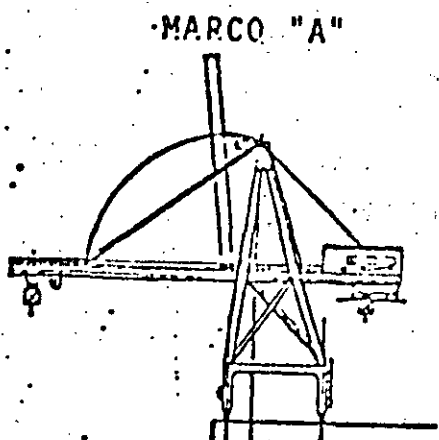
Una grua porta-contenedores de portico puede manejar un promedio de 20 a 30 contenedores por hora y aproximadamente 40,000 contenedores al año.

La selección de las dimensiones de grúa porta-contenedores depende principalmente, del tamaño de los barcos a los que servirá la carga útil, varía de 20,000 a 40,000 TPM, el alcance va de 25 m. para barcos de carga general convencional a 40 m. para barcos de 3a. generación.

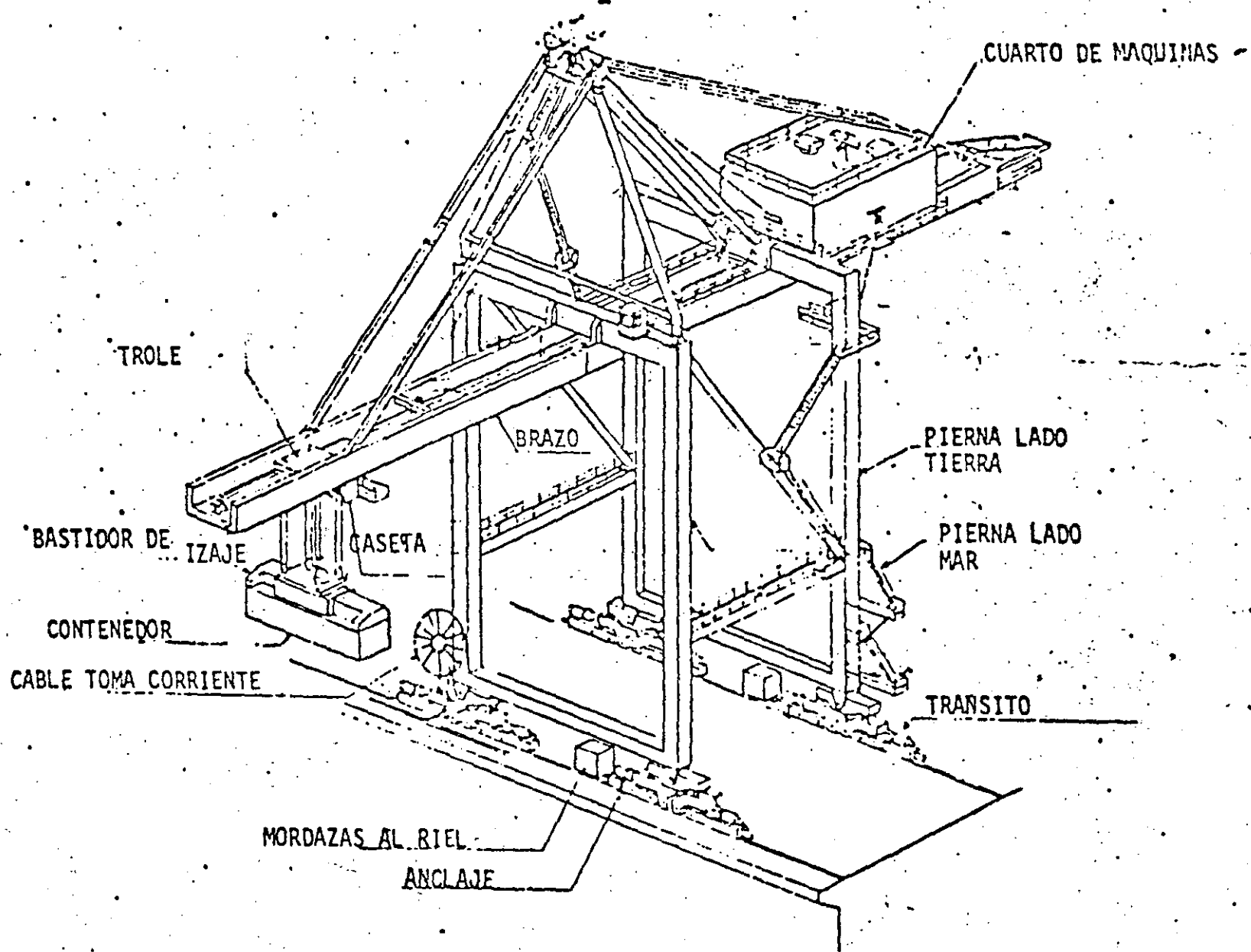
Las condiciones de operación fijan separación entre rieles que dependen de la decisión de pasar vías bajo el portico. Dicha separación varía entre 15 y 20 m.

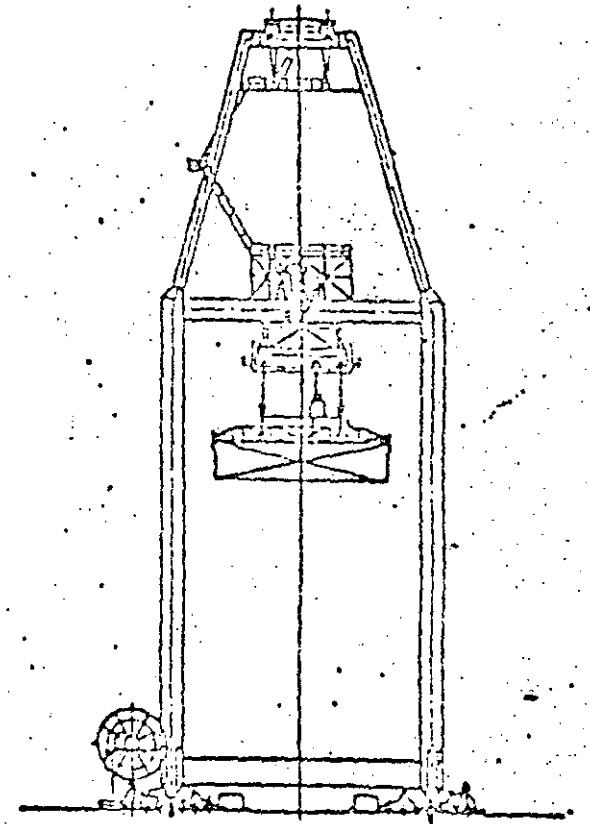
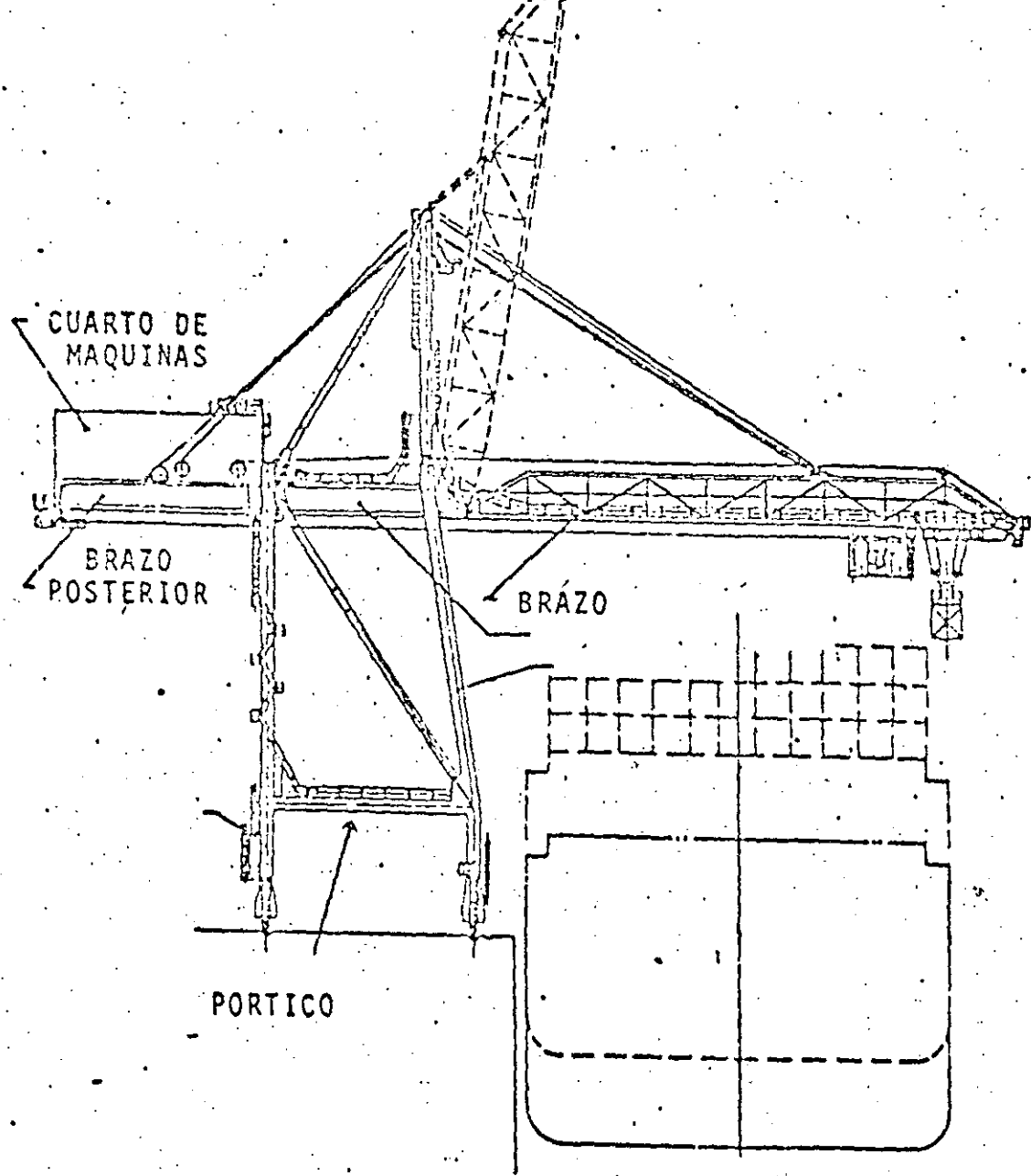
El número de grúas de portico depende del tráfico que se recibe, y es proporcionalmente más elevado para un número reducido de tramos de atraque. En general es necesario una grúa más que el número de tramos de atraque, es decir, dos grúas para un tramo, tres grúas para dos tramos, etc.

Las siguientes figuras, muestran dimensiones; detalles de construcción y operación de una grúa portacontenedores.

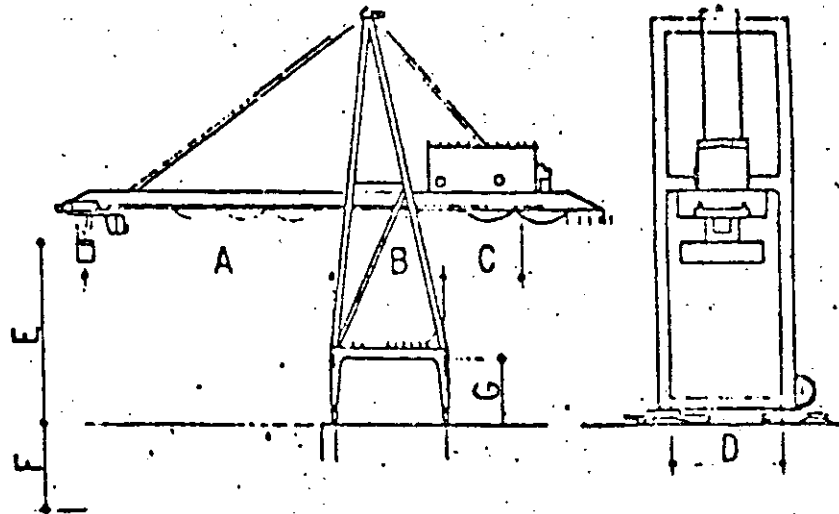


TIPO DE GRUAS PORTACONTENEDORES





VISTA GENERAL DE UNA GRUA PORTACONTENEDORES

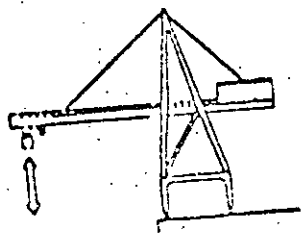


	CONCEPTO	FACTORES	DIMENSIONES	
A	BRAZO	<ul style="list-style-type: none"> MANGA 	500 TEU : 27.5 m 1000 " : 30.5 m 2000 " : 35.5 m	
B	SEPARACION RIELES	<ul style="list-style-type: none"> ESTABILIDAD Nº CARRILES DE EQUIPO DE TRANSFERENCIA 	2 LINEAS : 13 m 3 " : 18.5 m	
C	BRAZO POSTERIOR	<ul style="list-style-type: none"> 	1-LINEA : 4 m 2 LINEAS : 9.5 m	
D	ANCHO	<ul style="list-style-type: none"> LARGO DEL CONTENEDOR 	40'	: 14.5 m
E	ALTURA SOBRE MUELLE	<ul style="list-style-type: none"> CALADO 	500 TEU : 21 m 1000 " : 22 m 2000 " : 25 m	
F	ALTURA ELEVACION BAJO EL MUELLE	<ul style="list-style-type: none"> CALADO 	500 TEU. : 9 m 1000 " : 10.5 m 2000 " : 12 m	
G	BALIBO	<ul style="list-style-type: none"> ALTURA DEL EQUIPO DE TRANSFERENCIA 	Straddle carrier DE 3 (for 8'6" CONTENEDORES : 10 m (for 9'6" " " " : 11 m	ALTURA DE CONTENEDORE

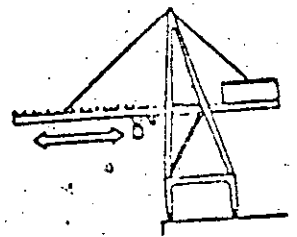
DIMENSIONES DE UNA GRUA POTA-CONTENEDORES

REQUERIMIENTOS DE
ENERGIA ELECTRICA
(APROXIMADAMENTE)
330 kW

VELOCIDAD
VACIO CARGADO
70-120 m/min. 35-50 m/min.



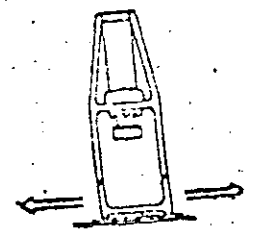
IZAJE



TRANSLACION
CONTENEDOR

120-150 m/min.

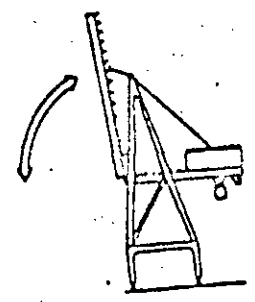
75 kW



TRANSLACION
GRUA

abt. 45 m/min.

8 x 12.5 kW

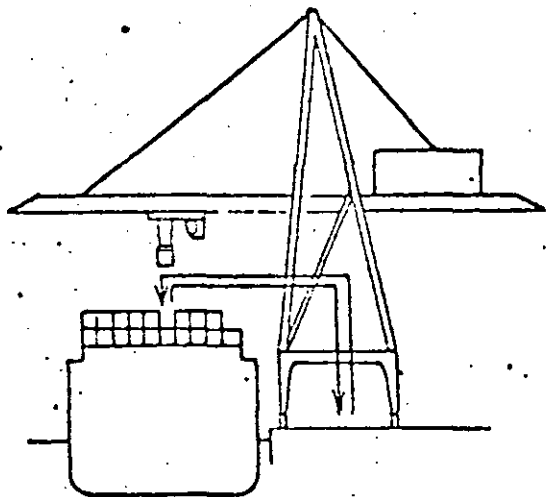


BRAZO

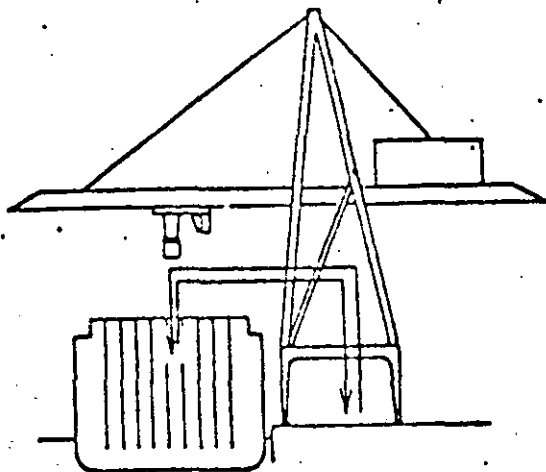
7-9 min./cycle

75 kW

VELOCIDADES DE OPERACION



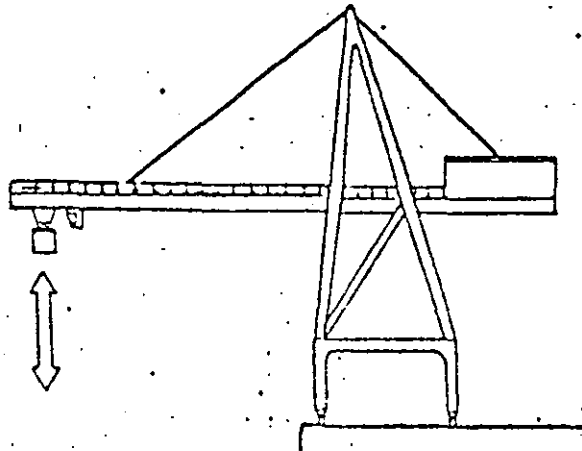
CICLO DE DESCARGA EN CUBIERTA DEL
BARCO 110 sec.
(32 units/hour)



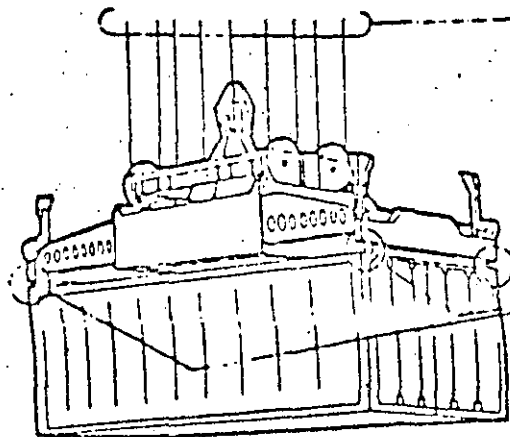
CICLO DE CARGA EN BODEGA DEL
BARCO 150 sec.
(24 units/hour)

CONDICIONES DE VIENTO

VELOCIDADES DE VIENTO ≤ 16 m/sec.



EN OPERACION



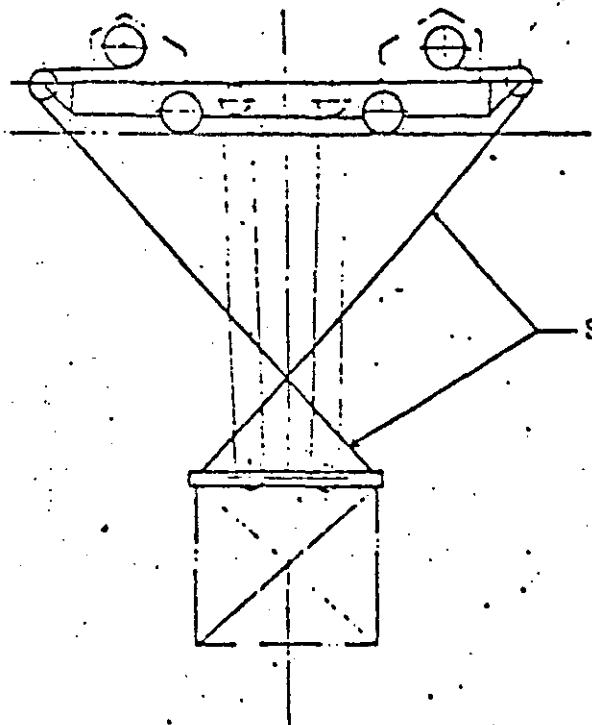
CARGA DE IZAJE

- PESO BASTIDOR (8 - 10 ton)
- + PESO CABLES
- + MARGEN DE SEGURIDAD

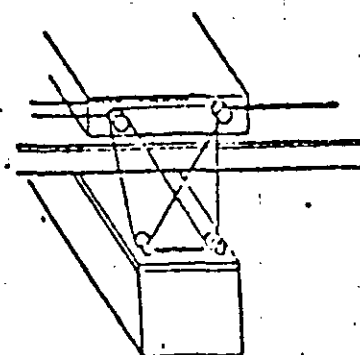
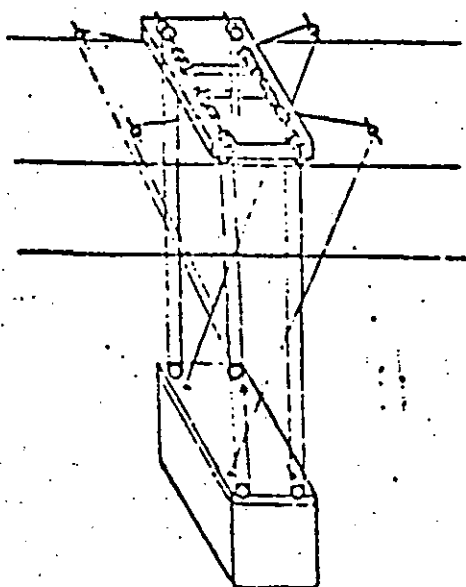
CARGAS ABAJO BASTIDOR DE CAPA

- PESO CONTENEDOR + MARGEN DE SEGURIDAD

CARGA DE IZAJE



SISTEMA ANTI-PENDULO



FIJO EN LA PIERNA LADO MAR DE LA GRUA

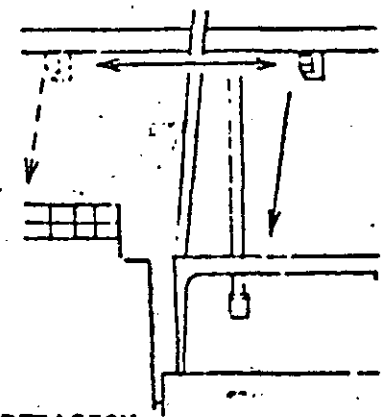
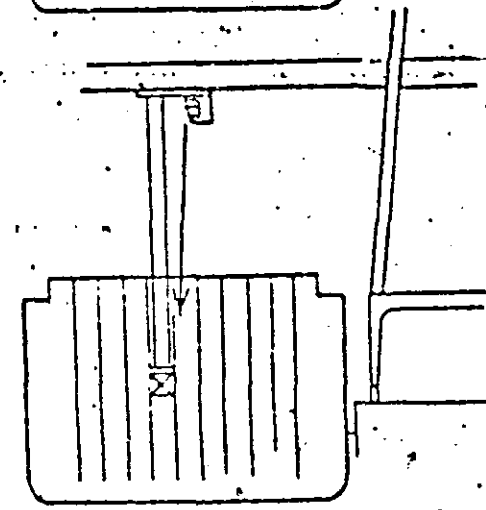
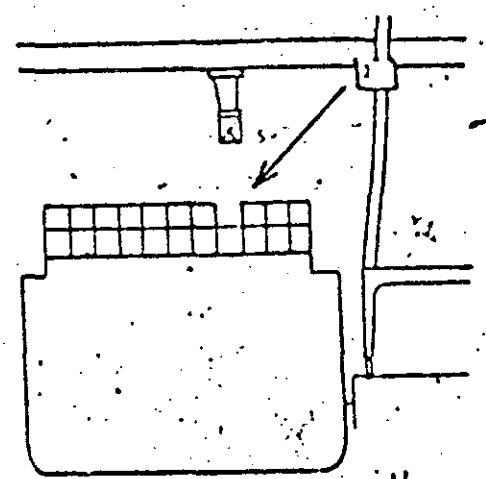
- BUENA VISIBILIDAD EN CUBIERTA DE BARCO

FIJA EN EL TROLE

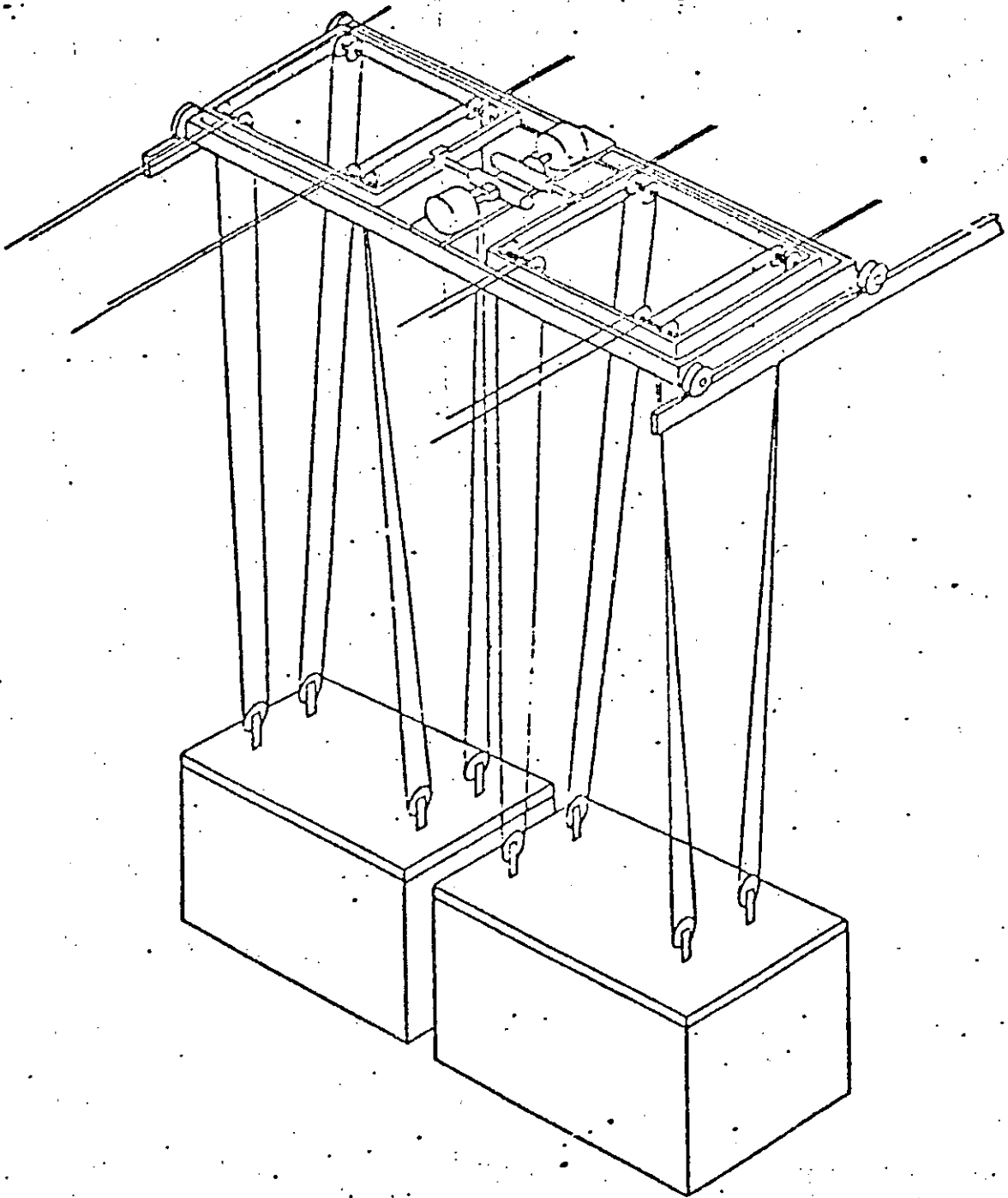
- BUENA VISIBILIDAD EN BODEGA DEL BARCO
- SISTEMA MAS EMPLEADO

MOVIL

- SE ELIGE LA MEJOR VISIBILIDAD
- ALTO COSTO



LOCALIZACION CASETA DE OPERACION



IZAJE DOBLE

SISTEMA DE MANEJO DE CONTENEDORES EN PATIO.

Los sistemas de manejo, se pueden dividir en:

- A.- Sistema de chasis.
- B.- Sistema de grúas tracto-apiladora (Straddle carrier)
- C.- Sistema de montacargas.
- D.- Sistema de Grúa Portico de patio sobre neumaticos (Transteiner, travelift, etc).
- E.- Sistema de Grúa de patio sobre rieles. (Transteiner, travelift, etc.).

A continuación se describen los diversos sistemas:

A.- Sistema de Chasis.

La grúa portac contenedores deposita el contenedor sobre el chasis que un tractor transporta al patio, el cual es almacenado sobre el chasis. Este sistema es el empleado por la Compañía - SEA -LAND y presenta las siguientes ventajas.

- 1.- Es el sistema ideal para el servicio puerta a puerta.
- 2.- Los contenedores se manejan con mayor facilidad y rapidez que con cualquier sistema. El manejo de contenedores por año es del orden de 2 a 3 veces el de los otros sistemas.
- 3.- Se reduce la frecuencia de movimientos directos de los contenedores, por lo que se reducen a un mínimo los daños.

4.- Dado que no existen vehiculos pesados, la superficie de rodamiento no demanda una pavimentación para servicio pesado.

Desventajas:

- 1.- Se requieren tantos chasis como contenedores en -- Patio, lo que elevara el valor inicial del equipamiento.
- 2.- Dado que los contenedores no pueden apilarse en ca pas multiples, los patios son de gran amplitud. Lo qual aumenta la inversión en intalaciones y servicios en tierra.
- 3.- Los chasis no solo se utilizan internamente en los patios, sino también fuera del mismo, por lo que - requieren ser chasis de carretera con alto valor y costo de mantenimiento. (SERVICIO PUERTA A PUERTA)

Este sistema requiere de 40 m²./TEU de patios.

En la siguiente figura se muestra uan terminal operada bajo el sistema de chasises.

SUB-ESTACION
ELECTRICA

ESTACION DE
COMBUSTIBLES

BODEGA DE
CONSOLIDACION
Y DESCONSOL-
IDACION DE CON-
TENEDORES

OFICINA

BASCUA

INSTALACION PARA
TRABAJADORES

TALLER DE
MANTENIMIENTO

TORRE DE ILUMINACION

GRUA PORTACONTE-
NEDORES

BITAS DE 45 TONS.
BITAS DE 45 TONS.

BITAS DE 150 TONS.
DEFENSAS

CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO			
GRUPO	NUMERO	CAPAC.	
BLOQUE (CELAS ESTIBA 140')			
A	43	2	B6
B			
C			
D			
E			
F			
G			
H			
I			
J			
K			
L			
M			
N			
O			
P			
Q			
R			
S			
T			
U			
V			
W			
X			
Y			
Z			
(CELLS)			

AL CONTENEDORES REFRIGERADOS

38. TERMINAL DE CONTENEDORES

SISTEMA DE CHASIS

CORTE

"A"



V.H.L.

B.- Sistema de grúas tracto-apiladoras.
(Straddle Carrier)

No obstante que este tipo de equipos utilizaron desde el inicio de la contenedorización en 1960, es el equipo que a sufrido un mayor número de modificaciones en su sistema de transmisión. La primera generación contaba con 6 ruedas (neumaticos), trasmi-siones mecánica por cadena e hidráulicos.

Los de transmisión hidráulica a la fecha no se perfecciona cau-sando trastornos en las zonas de circulación por las fugas de acei-te.

La 2a. generación, con ocho ruedas, de transmisión mecánica por flecha y motores eléctricos han mejorado su funcionamiento.

Estos equipos diseñados para el transporte y almacenamiento (uno sobre dos alturas de estiba) de contenedores en patio requie-ren gran habilidad de los operadores ya que con frecuencia se --- presentan daños en los contenedores y en el propio equipo; por los pequeños espacios libres disponibles a ambos lados del contenedor, su velocidad de transito es de 15 km/hr. ; cuando el número de con-tenedores por embarque ocupa una gran parte del bloque de contene-dores de exportación es posible estibar a tres alturas para los de -importación a dos alturas por la necesidad de hacer entregas par--ciales a través del autotransporte.

Actualmente existen del orden de 500 terminales de contenedores en el mundo, de las cual es. el 40% utilizan este sistema.

El sistema presenta las siguientes ventajas y desventajas:

Ventajas:

- 1.- Es flexible para hacer frente a las modificaciones de la distribución de contenedores en los patios .
- 2.- Baja utilización de personal en la operación de transporte y almacenamiento de contenedores en patio.
- 3.- Es posible despachar rápidamente los contenedores.
- 4.- Dado que los contenedores pueden apilarse en capas múltiples, se utilizan en forma eficiente los patios.
- 5.- Aumenta la utilización de la grúa portac contenedores al colocar el contenedor directamente en el muelle.

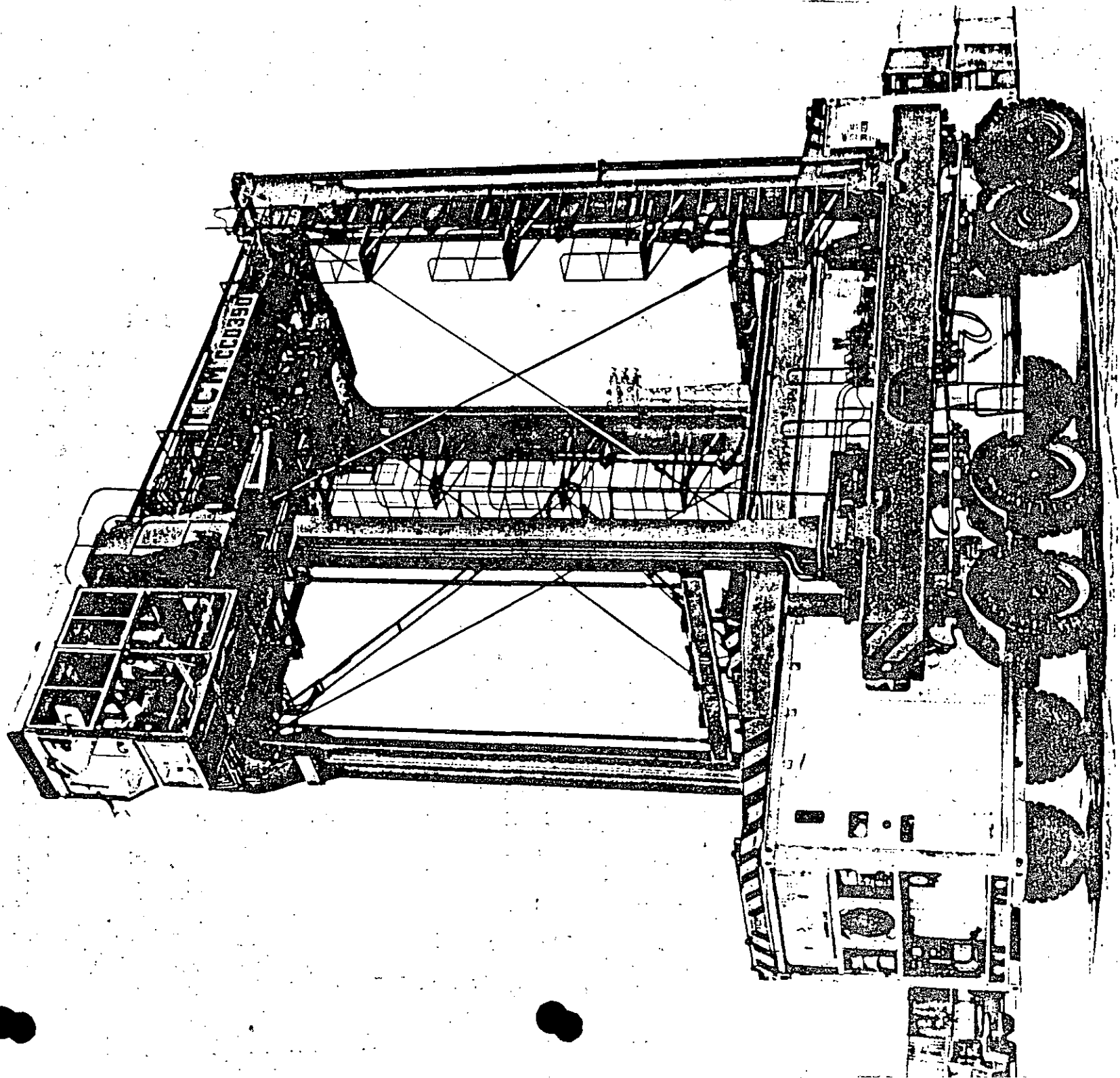
Desventajas:

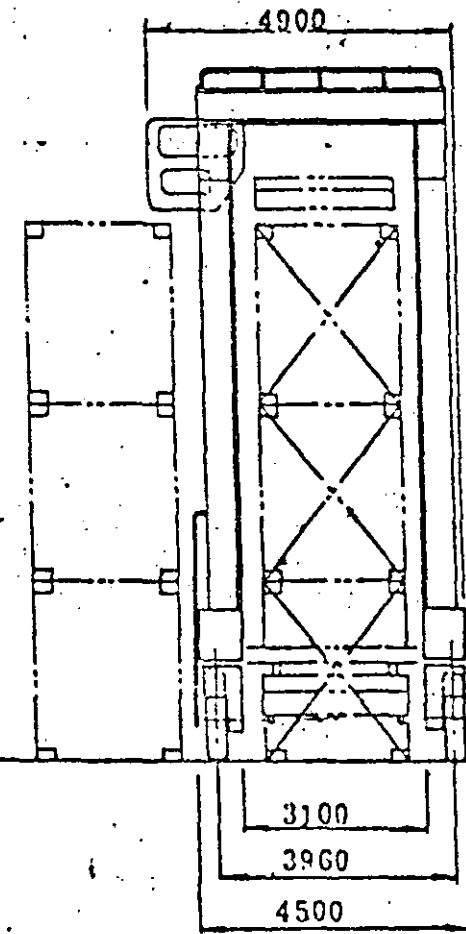
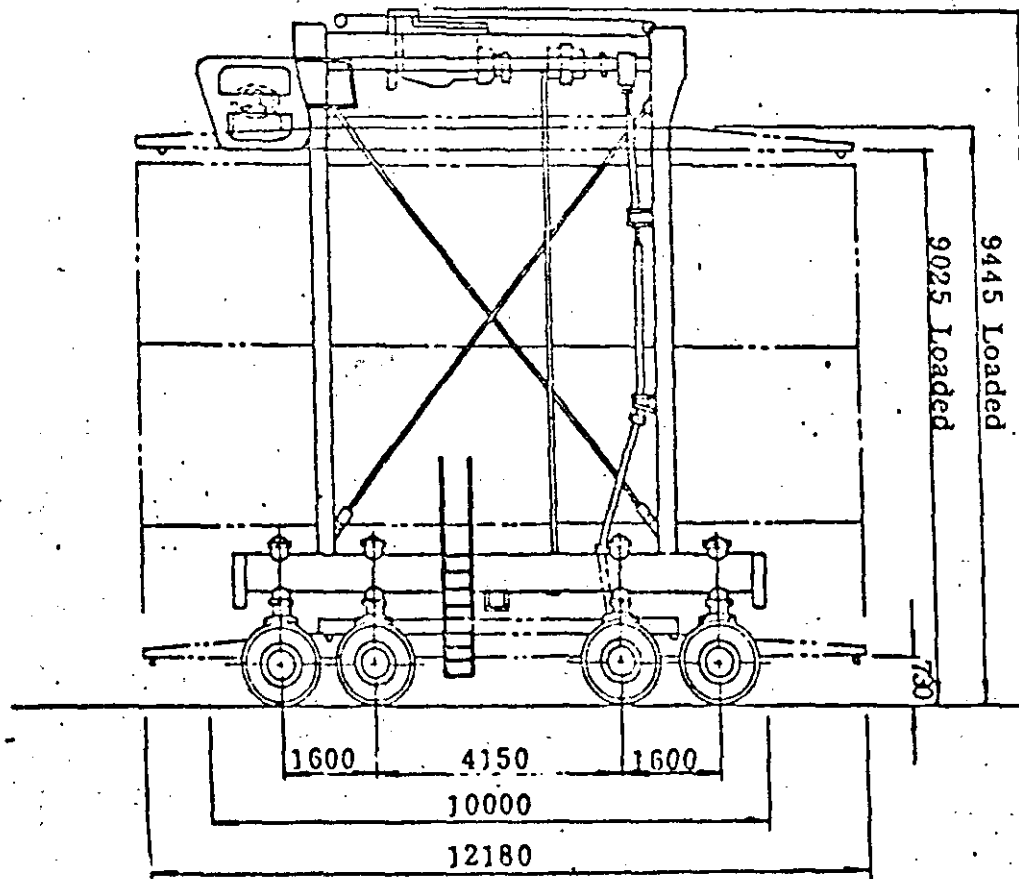
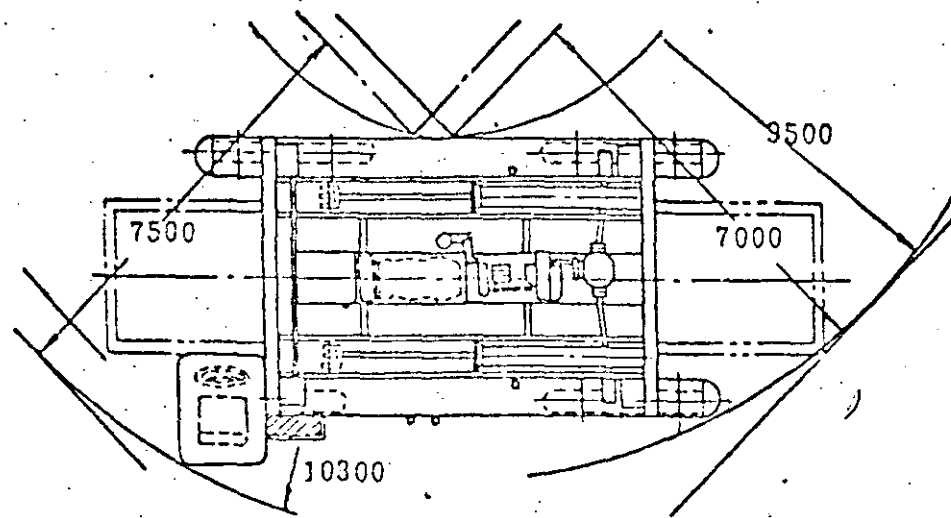
- 1.- El pavimento de los patios deberá diseñarse para soportar una mayor carga.
- 2.- Dado que la mayoría son de accionamiento hidráulico, por lo general presentan gran número de escapes de líquido que dificultan el tránsito de otro tipo de vehículos y personal.
- 3.- Requieren de un alto costo de mantenimiento y alta habilidad para operarlos, que los demás métodos para el transporte y almacenamiento de contenedores en patio.
- 4.- No es posible la carga/descarga de contenedores en plataformas de ferrocarril.

5.- Baja disponibilidad, (del orden del 80%) por fallas y trabajos de mantenimiento.

Este sistema requiere del orden de 25 m²./TEU de patios para dos alturas de estiba.

En la siguiente figura se muestra una terminal manejada con el sistema de grúas "tracto-apiladoras"





GRUÁ "U" DE PATIO (Grúa Tractoapiladora)

SUB-ESTACION
ELECTRICA

ESTACION DE
COMBUSTIBLES

BODEGA DE
CONSOLIDA-
CION Y DES-
CONSOLIDA-
CION DE
CONTENEDORES

OFICINA

BASCULA

CALLE

INSTALACION
PARA
TRABAJADORES

TALLER DE
MANTENIMIENTO

TORRES DE
ILUMINACION

GRUPO	NUMERO		CAPACIDAD TONS.
	BLOQUE	PLATAFORMA	
A	12	76	124
B	1	1	1
C	1	1	1
D	1	1	1
E	1	1	1
F	12	26	124
P1	2	40	20
P2	2	40	20
TOTAL			224

RESERVA CONTENEDORES REFRIGERADOS

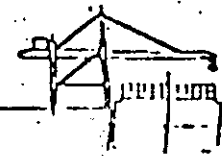
A

GRUA PORTACONTENEDORES

BITAS DE 45 TONS.
BITAS DE 45 TONS.
BITAS DE 150 TONS.
DEFENSAS

39. TERMINAL DE CONTENEDORES

SISTEMA DE GRUA "U" DE PATIO (STRADLER CARRIER)



C. - Sistema de Montacargas .

Los montacargas pueden estibar los contenedores a dos alturas (los proveedores recomiendan 3 alturas, pero se reduce la eficiencia) y dos hileras .

Estos equipos operan en los patios unicamente estibando contenedores, siendo alimentados por equipos de transporte como tractores y chasises.

Dado que los contenedores de 20' en un 95% cuentan con perforaciones para las horquillas, se pueden utilizar montacargas.

Los contenedores de 40' estan diseñados para izarse por las cuatro esquinas superiores verticalmente, por lo que los montacargas requieren bastidor de izaje de contenedores. El 50% de estos contenedores (aproximadamente) cuentan con perforaciones para las horquillas del montacargas.

Este sistema requiere del orden de 40 a 50 m2./TEU. de patio en promedio.

Este tipo de equipo es el adecuado para la carga/descarga de contenedores transportados por barcos Ro/Ro.

Una variante de este tipo de equipos, lo forma la grúa hidráulica con pluma telescópica que permite la estiba a tres alturas y hasta cuatro hileras de contenedores, dado el alcance de su pluma.

72

D. - Sistema de Grúa Portico de patio sobre neumáticos .
(Rubber tire transfer crane Transteiner).

Con este sistema de grúas se pueden almacenar hasta 7 hileras y apilar 4 contenedores.

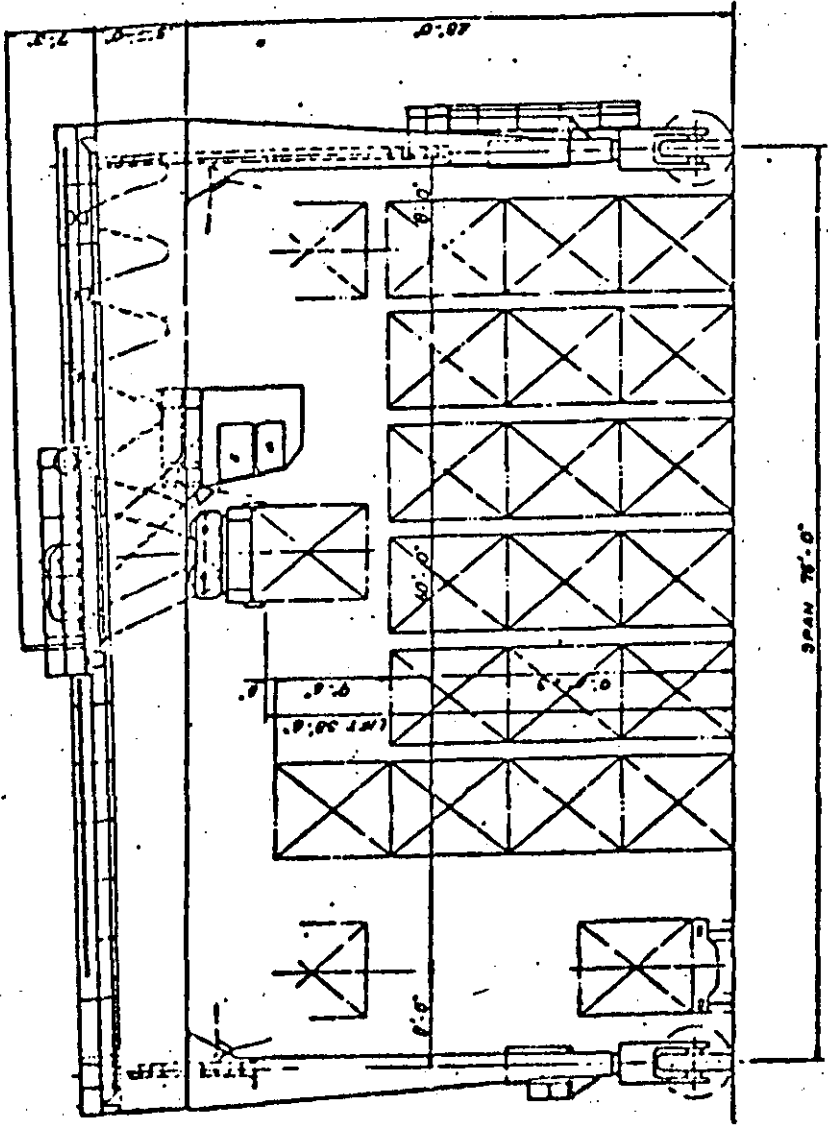
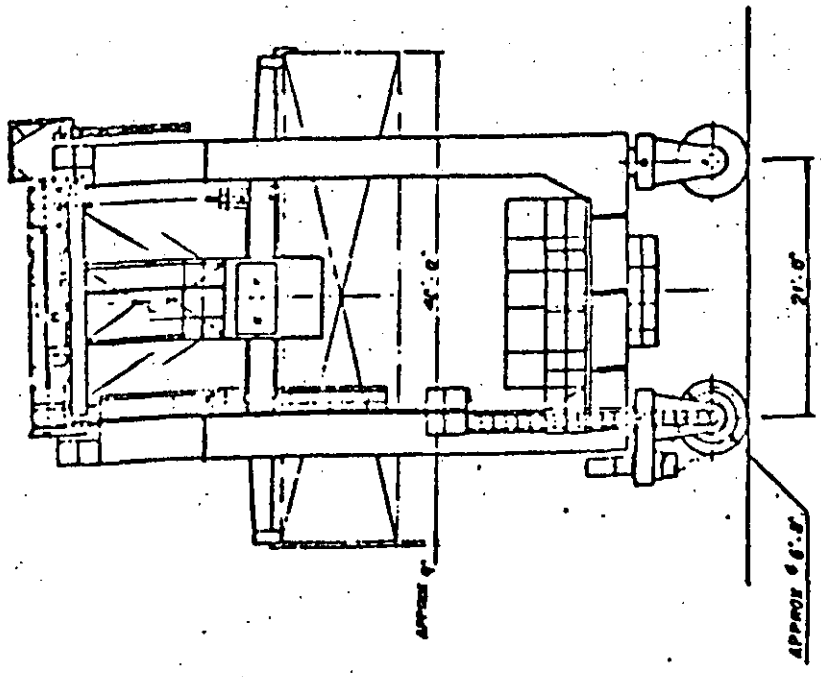
El tamaño mínimo de este tipo de grúas es para 3 hileras más un carril de tránsito, y 3 alturas de estiba.

La velocidad de tránsito varía de 100 a 150 m/min. y la transversal del bastidor de izaje de 40 a 70 m/min.

Este tipo de grúas requiere de un pavimento para servicio pesado, sin embargo dado que esta limitada la ruta de tránsito, se requiere reforzar el pavimento en el área de desplazamiento.

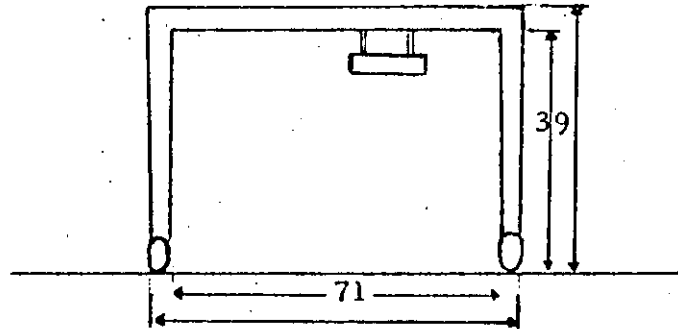
Este sistema requiere del orden de 10-15 m²/TEU de patios, dependiendo de su capacidad de almacenamiento estático, ya que varían de 3 X 3 a 6 X 4 .

En la siguiente figura se muestra una grúa portico de patio.

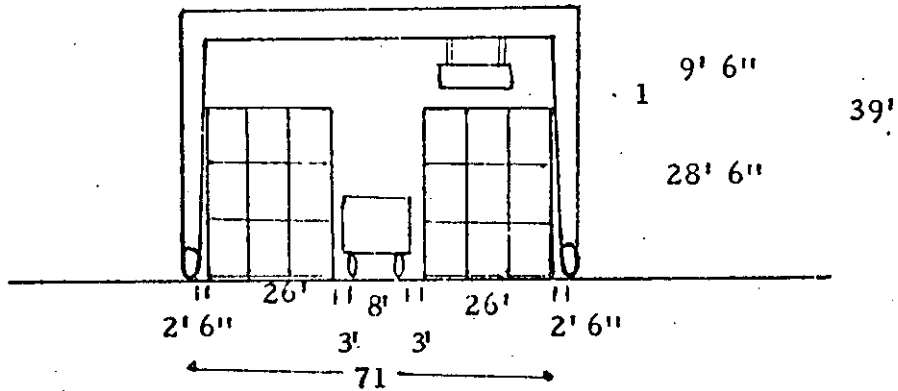


GRABA DE PATIO SOBRE NEUMATICOS

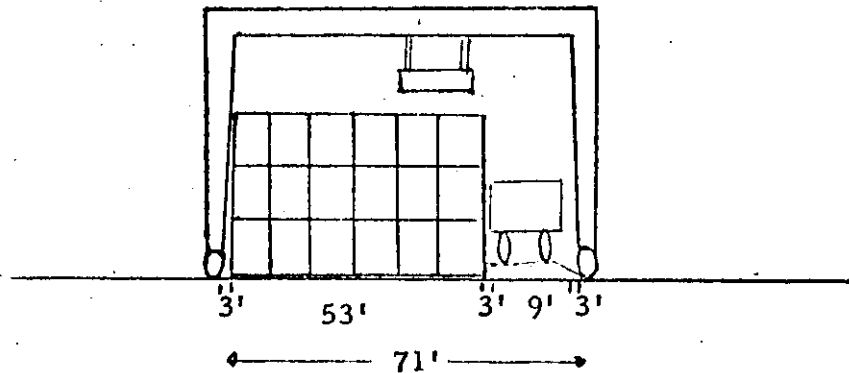
Características geométricas de una grúa de pórtico sobre neumáticos, para manejo de contenedores en patio, marca (Straddle Hoist) Letourneau modelo SHU-100 #7



Disposición para carga/descarga de transporte carretero:

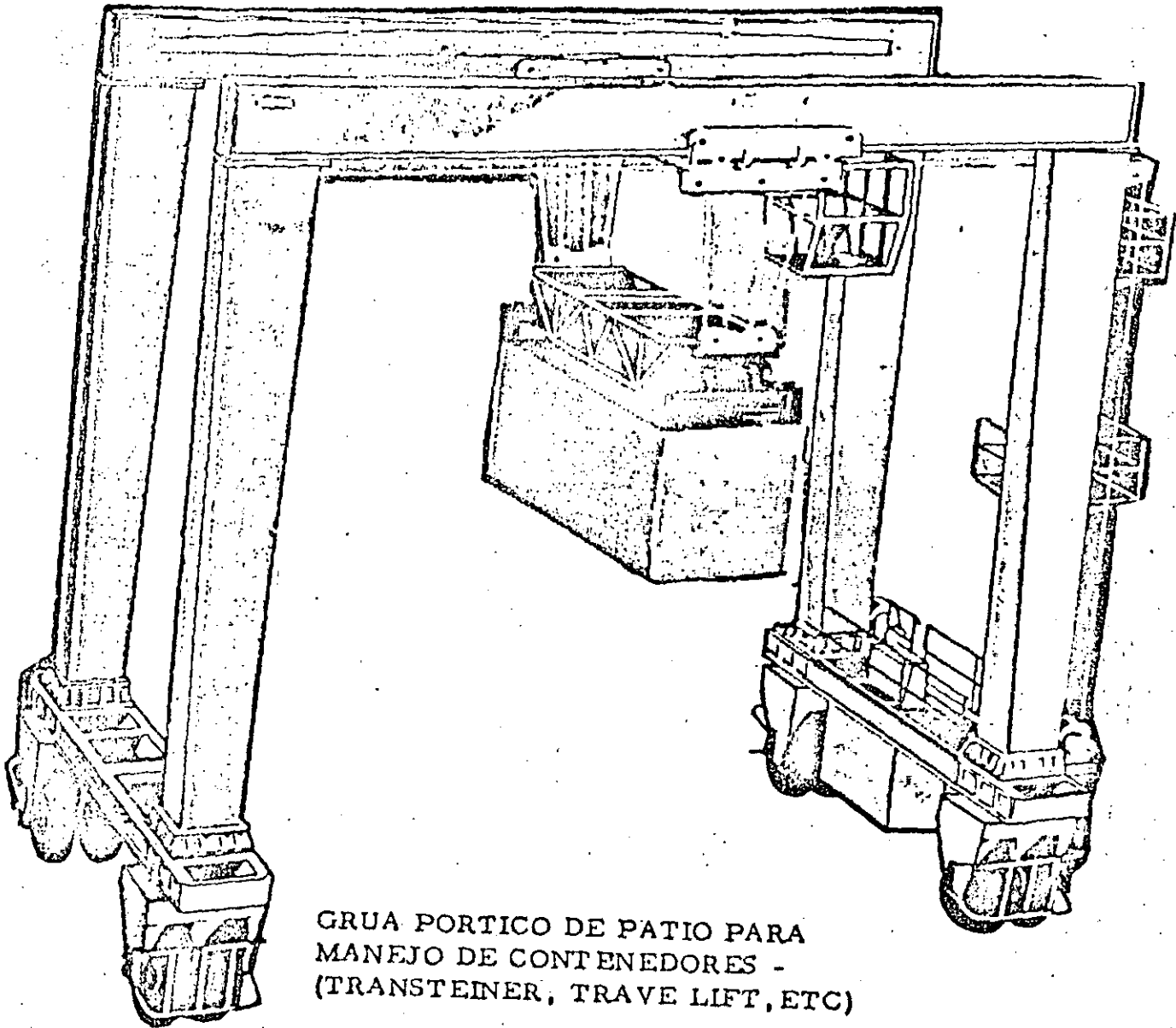


Disposición para carga/descarga de transporte ferroviario y/o transporte carretero.



El claro libre horizontal permite almacenar 6 hileras de contenedores (8'), más un espacio de operación para el transporte terrestre. Verticalmente el claro libre esta diseñado para 3 alturas de contenedores de 9' 6" más una altura de operación.

La denominación del espacio disponible sería (6+1) x(3+1)



GRUA PORTICO DE PATIO PARA
MANEJO DE CONTENEDORES -
(TRANSTEINER, TRAVE LIFT, ETC)

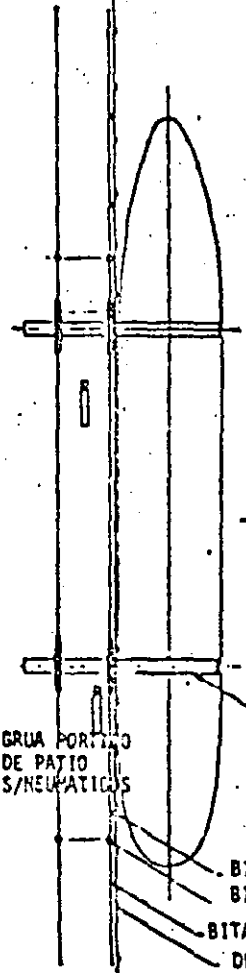
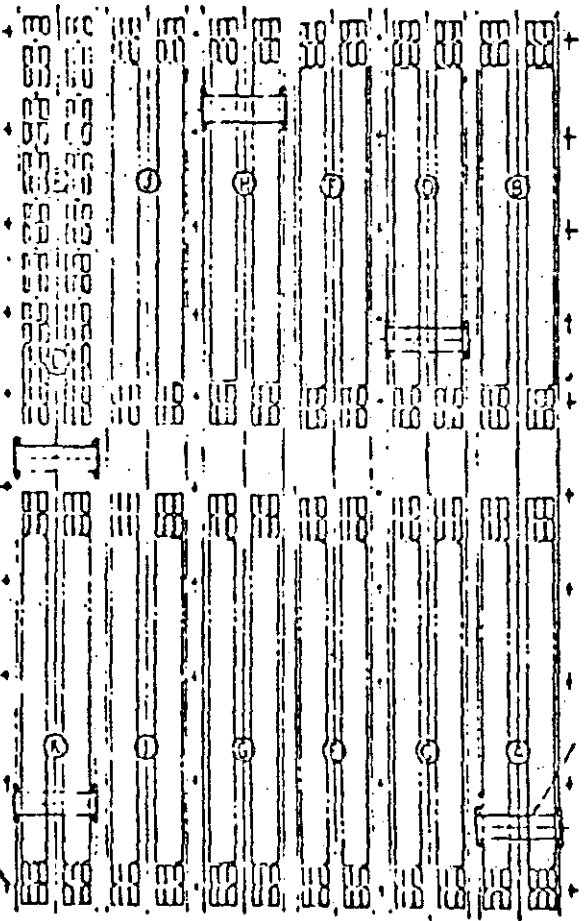
SUB-ESTACION ELECTRICA ESTACION DE COMBUSTIBLES

BODEGA DE CONSOLIDACION Y DESCONSOLIDACION DE CONTENEDORES

OFICINA BASCULA

TORRES DE ILUMINACION

TALLER DE MANTENIMIENTO
 INSTALACION PARA TRABAJADORES



CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO

GRUPO	SUPERIO			CAPAC
	BLOQUE	FILAS	ESTILES	
A	15	6	3	342
B				
C				
D				
E				
F				
G				
H				
I				
J				
K	15			342
L	3			180
M				
N	12	6	2	342
TOTAL				606

RL. CONTENEDORES REFRIGERADOS

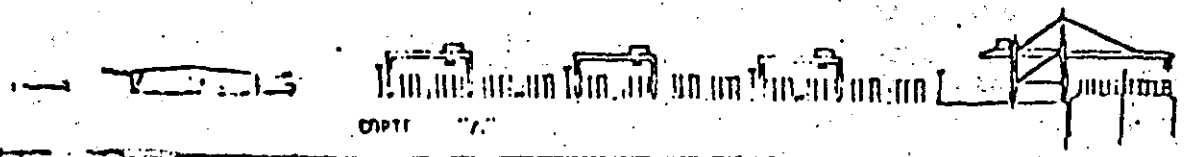
A

GRUA PORTACONTENEADORES

GRUA PORTAJO DE PATIO S/NEUMATICOS

BITAS DE 45 TONS.
 BITAS DE 45 TONS.
 BITAS DE 150 TONS.
 DEFENSAS

40 TERMINAL DE CONTENEDORES
 SISTEMA DE GRUA DE PATIO SOBRE NEUMATICOS



**F.- Sistema de Grúas Portico de patio sobre rieles.
(Reil Monted transfer Crane)**

Estas grúas, denominadas "del mañana", permiten el máximo de almacenamiento de contenedores en la menor -- área de patios, permitiendo la total automatización del sistema.

La translación y movimiento del bastidor de izaje son a base de motores electricos con toma corriente paralela a uno de los rieles.

Aunque, en patio se pueden apilar hasta 8 contenedores, seguridad, ante todo por sismo y viento, de acuerdo con la norma 150 1496 (provisional), sección uno, fija en 5 la altura máxima de contenedores cargados del mismo ta maño.

Por lo anterior, para este tipo de grúas la altura máxi ma de apilamiento es de 4 y 5 contenedores.

Las dimensiones máximas en la práctica son: 35 a 45 m. de claro con dos volados en uno ó ambos extremos de -- 5 a 7 m.

En su interior pueden almacenar hasta 15 hileras de con- tenedores con 5 alturas de apilamiento, uno de los vola- dos es para la carga-descarga de plataformas de F.C. 6

tracto-camiones; en el otro volado se almacenan de 2 a 3 hileras de contenedores.

La velocidad de transito es 100 a 150 m./min. y la de desplazamiento transversal del bastidor de izaje de 80 a 100 m./min.

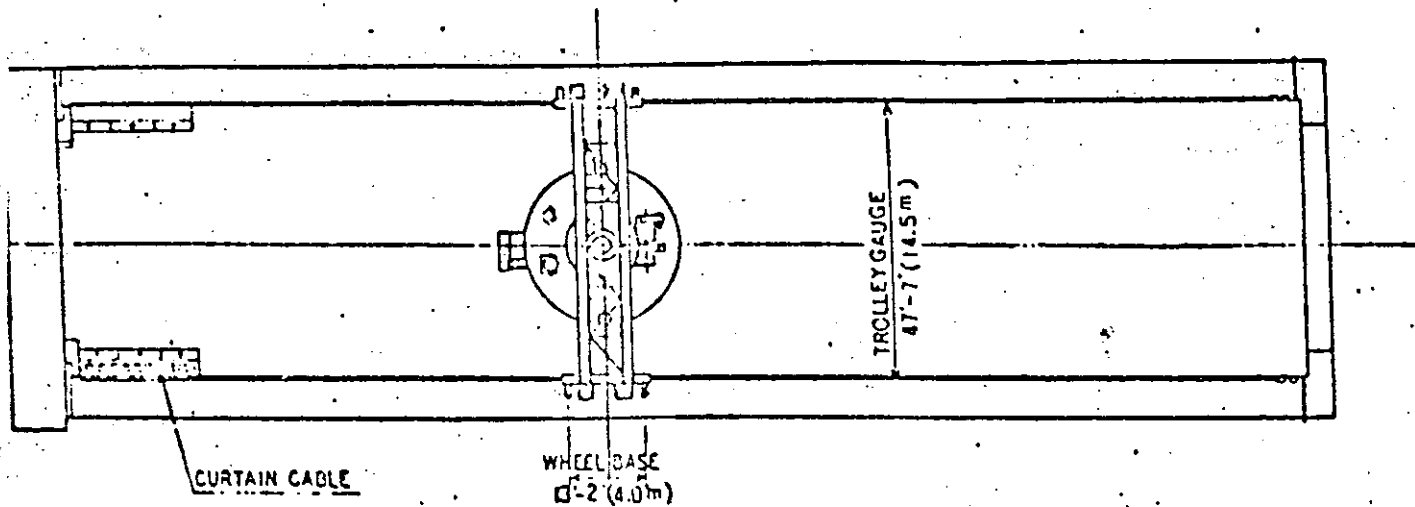
Esta grúa requiere de un diseño especial de cimentación por las grandes descargas que provoca.

Este sistema es adecuado para un alto manejo de contenedores sobre todo transportador con barcos de 3a. generación, donde se requiere una total automatización.

La transferencia de contenedores de la grúa a los patios se realiza por medio de tractores y chasis. Respecto a los tractores, se prevé para un futuro cercano la transferencia de mas de 4 a la vez.

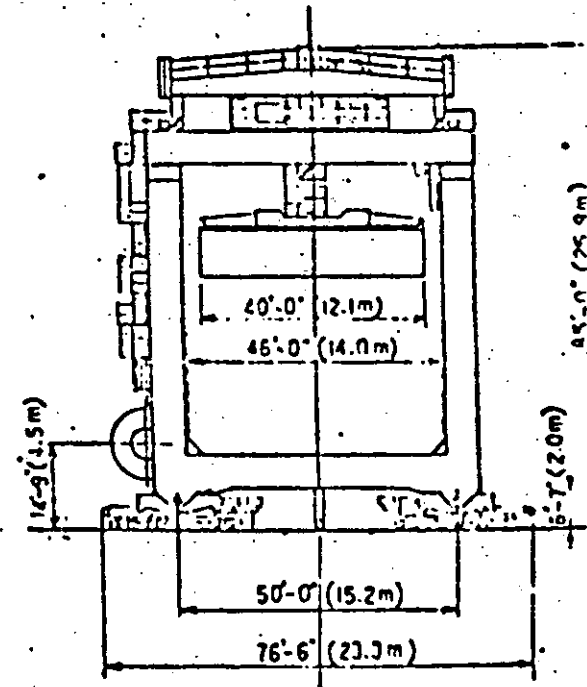
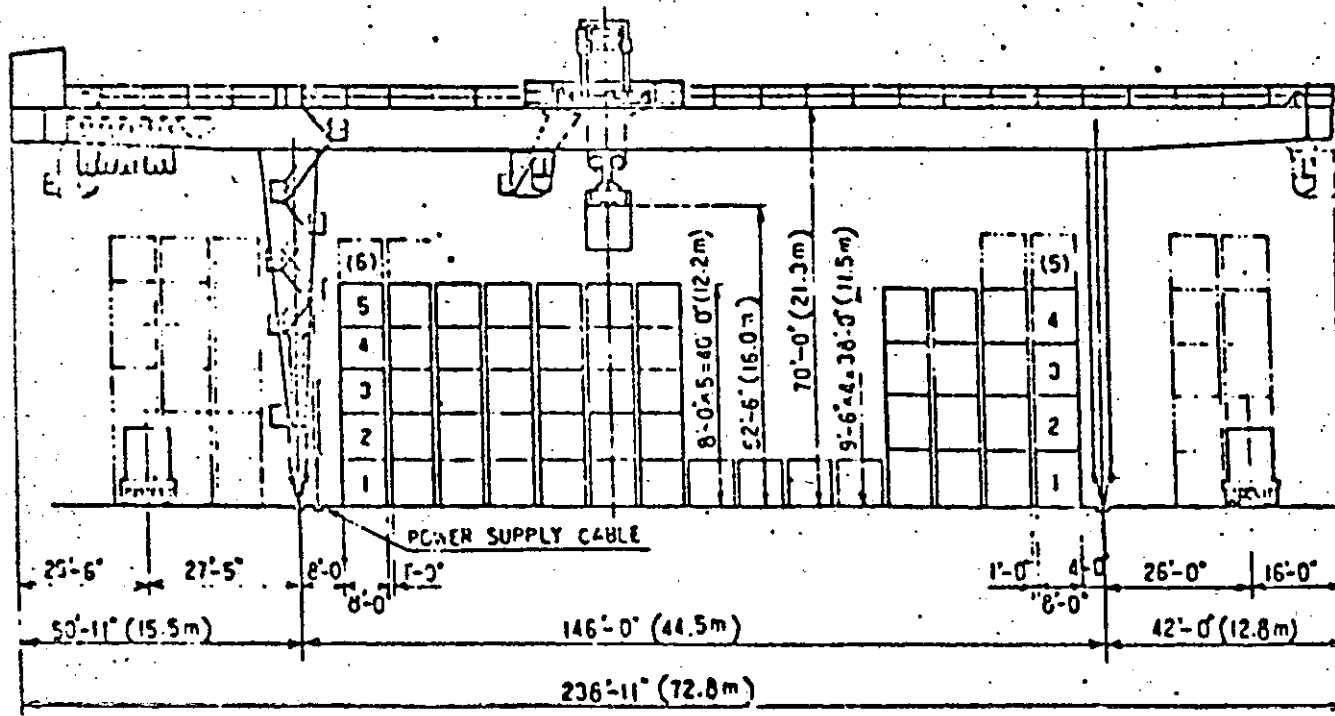
Este tipo de grúas es la que requiere menos costo de mantenimiento y de operación con respecto a los otros sistemas. En patio se requiere del orden de 9 m2/TEU.

En la siguiente figura se muestra una grúa de este tipo:

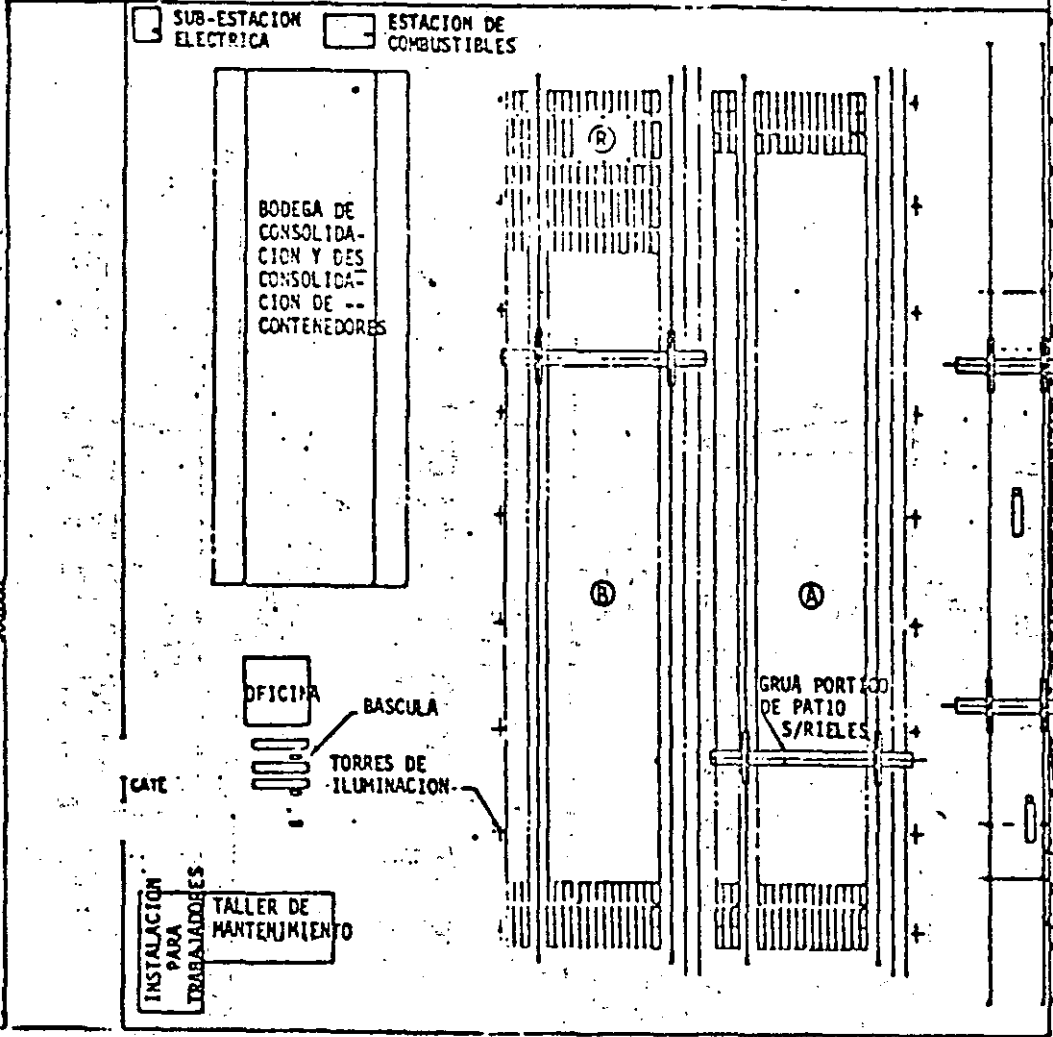


CARACTERISTICAS

RATED LOAD	35LT
RAIL SPAN	164'-0" (49.9712)
HEIGHT OF LIFT	53'-8" (16.303)
HOIST / LOWER	LOADING 150ft/min (45.72 m/min)
HOIST / LOWER	UNLOADED 300ft/min (91.44 m/min)
TROLLEY TRAVEL	400ft/min (121.92 m/min)
GANTRY TRAVEL	300ft/min (91.44 m/min)
TROLLEY ROTATION	3/4 °/min
GANTRY RAIL	73 kg/m
POWER SUPPLY	AC 3300V 50Hz



GRUA DE PATIO SOBRE RIELES



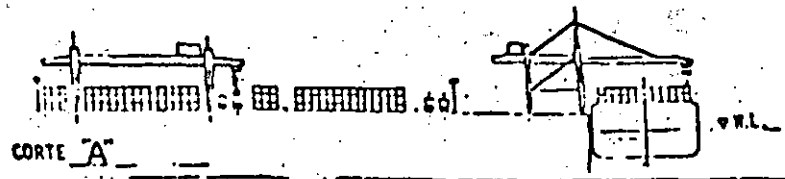
CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO

GRUPO	NUMERO			CAPAC.
	BLOCOS	FILAS	ESTRUC.	
A	40	17	3	2040
B	36	17	2	1256
R	4	17	2	136
TOTAL				4012

81 CONTENEDORES REFRIGERADOS

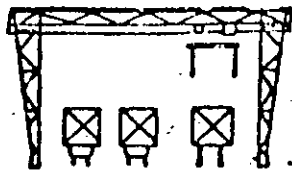
BITAS DE 45 TONS.
 BITAS DE 45 TONS.
 BITAS DE 150 TONS.
 DEFENSAS

41. TERMINAL DE CONTENEDORES
 SISTEMA DE GRUA PORTA-
 CONTENEDORES S/RIELES

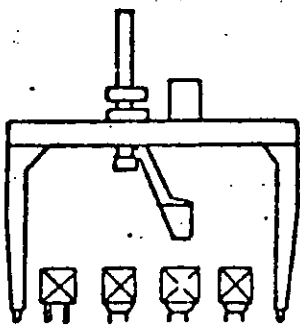


300000

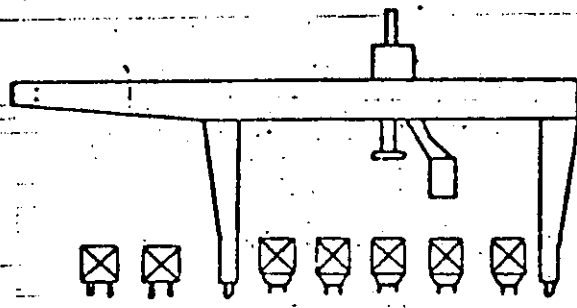
030



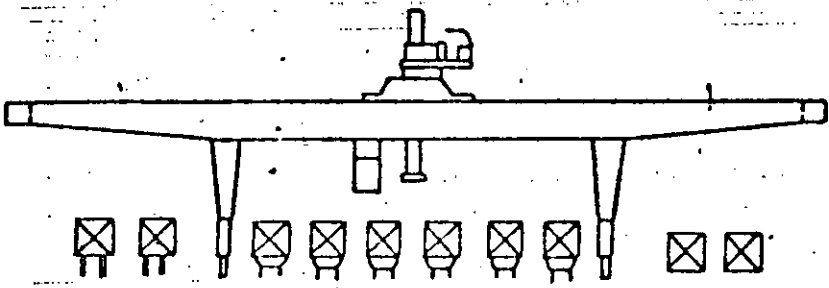
040



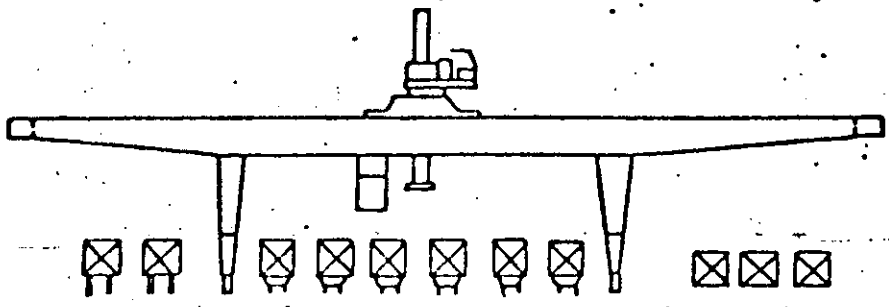
250



262



263



VISTA DE FRENTE DE GRUAS PORTICO S/RIELES
 PARA CARGA/DESCARGA DE FF.CC. Y CAMIONES
 VISTA DE FRENTE

... /RIELES
 PARA CARGA/DESCARGA DE FC Y CAMIONES

55

COMPARACION DEE LOS DIVERSOS SISTEMAS DE MANEJO DE CONTENE DORES EN PATIOJ.

Dado el alto coosto de los equipos, esconveniente realizar - estudios de laa demanda en en campo de los contenedores, pa- ra elejir desdee el punto de vista económico a largo plazo - el sistema aderecuado.

Los equipos mayores, tienen vidas económicas que varían de 15 a 25 años por lo que la decisión debe incluir horizontes de análisis del mismo orden.

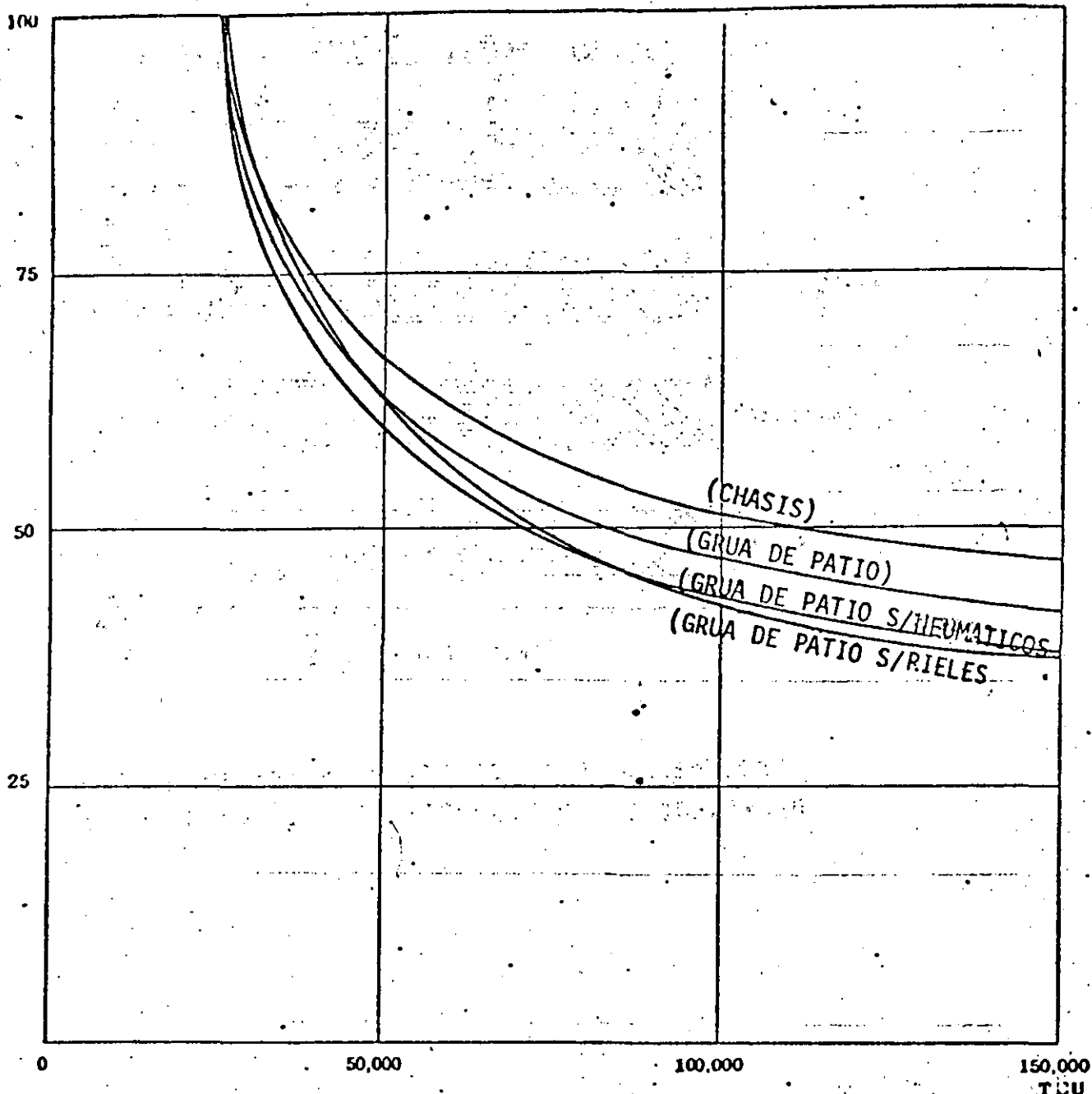
A continuación se presentan una tabla mostrando el equipo - y áreas necesarias en cada sistema. Una comparación de cos- tos en función del sistema empleado y el número de contene- dores manejados por año y por último un diagrama mostrando el costo relativo entre valor de terreno, el muelle y patios, los servicios y el equipamiento en terminales de contenedores del Japon, y una comparación cualitativa de los sistemas.

COMPARACION CUANTITATIVA DE LOS DIVERSOS SISTEMAS PARA
MANEJO DE CONTENEDORES.

(CANTIDAD = 100,000 TEU)

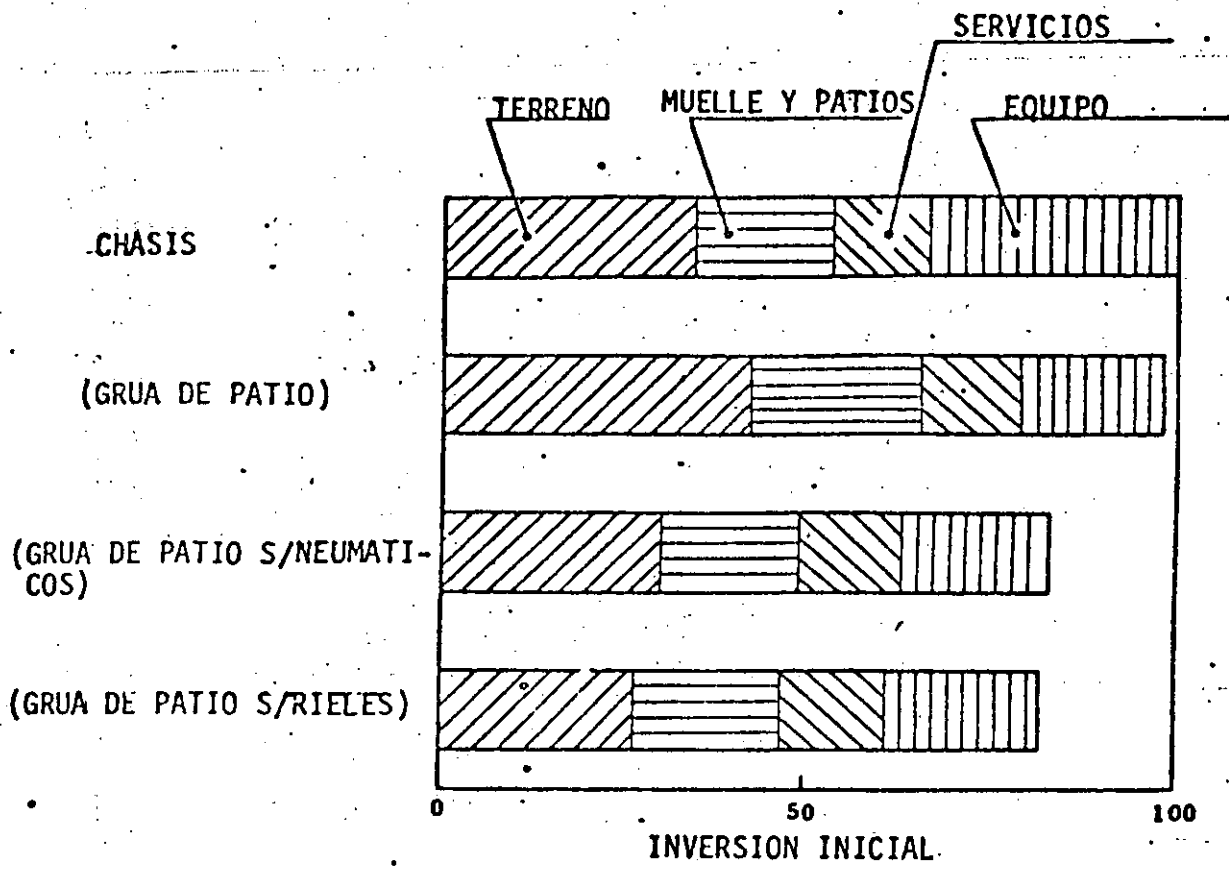
SISTEMA	EQUIPO DE MANEJO						AREA EN TIERRA (HA)	CAPACIDAD DE PATIOS (TEU)
	GRUA PORTACON- NEDORES	CHASIS	GRUA DE PATIO	GRUA DE PATIO S/ NEUMATICOS	GRUA DE PATIO S/RIELES	TRACTOR		
CHASIS	2	720 + 30				18 + 2	10.77	1720
GRUA: "U" DE PA- TIO	2		9				12.60	2904
GRUA PORTICO DE PATIO S/ NEUMATICOS	2	10 + 30		5		10 + 2	9.60	4086
GRUA PORTICO DE PATIO S/RIELES	2	10 + 30			2	10 + 2	8.37	4012

COSTO DEL MANEJO POR CONTENEDOR



MANEJO DE CONTENEDORES POR AÑO

COSTO DEL MANEJO POR CONTENEDOR



COSTO RELATIVO A LOS DIVERSOS SISTEMAS DE MANEJO DE CONTENEDORES EN EL JAPON

COMPARACION CUALITATIVA DE SISTEMAS PARA MANEJO DE CONTENEDORES

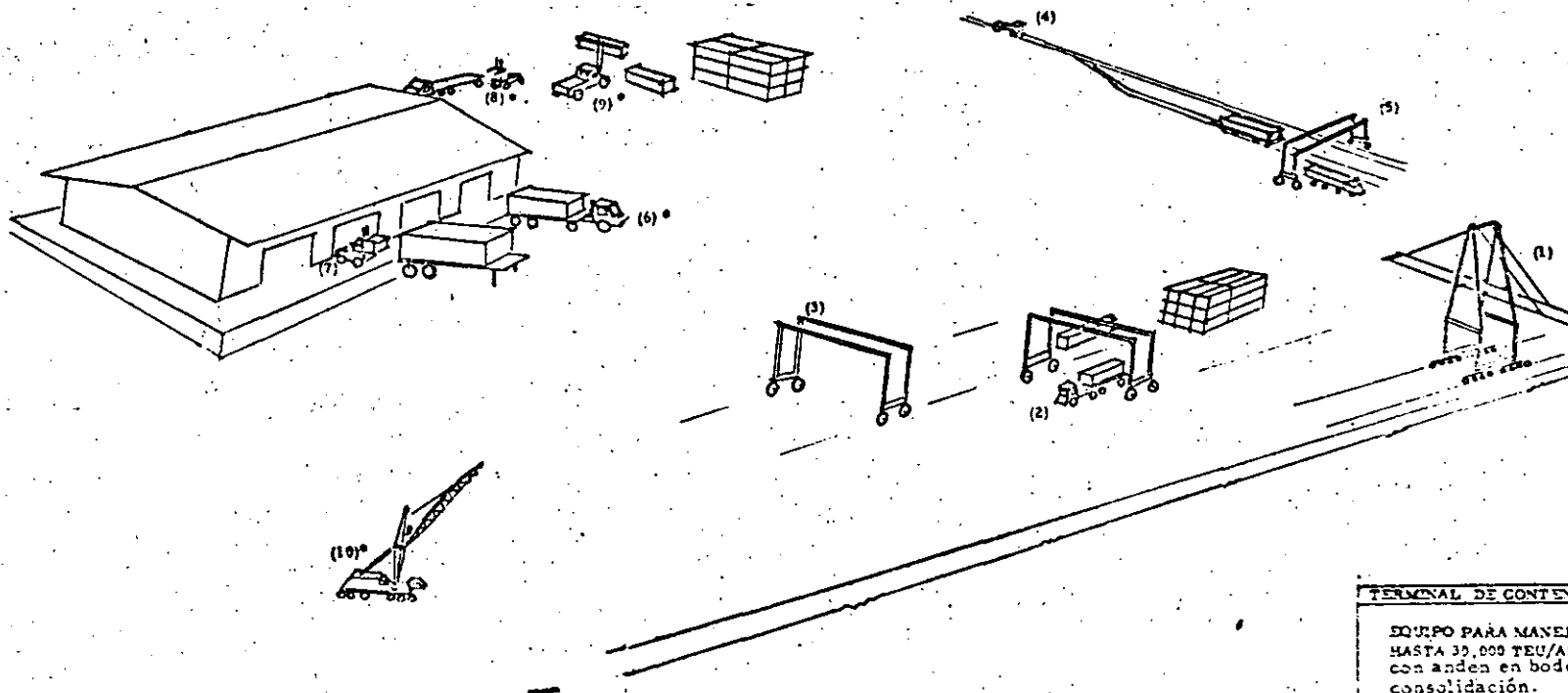
CONCEPTO \ SISTEMA	TRACTOR CON CHASIS	GRUA DE PATIO	GRUA DE PATIO S/ NEUMATICOS	GRUA DE PATIO S/RIELES
CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO	△	○	◎	◎
COSTO INICIAL	△	○	◎	◎
SIMPLICIDAD	◎	○	△	△
EFICIENCIA EN LA TRANSFERENCIA	◎	○	△	◎
EFICIENCIA EN MUELLE	△	◎	△	△
FLEXIBILIDAD DE LAS OPERACIONES	◎	○	△	△
SEGURIDAD DE LOS CONTENEDORES	◎	△	○	○
COSTO DE MANTENIMIENTO DE EQUIPOS	○	△	◎	◎
FLEXIBILIDAD DE LAS OPERACIONES	◎	◎	△	△
POSIBILIDAD DE AMPLIACION DE AREAS	◎	○	△	△
ADAPTACION A LA AUTOMATIZACION	△	△	○	◎
CARGA /DESCARGA A F.C.	△	△	○	◎

◎ EXCELENTE

○ BUENO

△ CUESTIONABLE

- 1.- (1) Grúa portac contenedores para 40 ton. bajo Spreader.
 - 2.- Tracto camiones; alimentar a grúa pórtico.
(4) Tractores
(8) Plataformas de 20 ton.
 - 3.- (2) Grúas pórtico de patio (3+1)(2+1)
 - 4.- Tractor ferroviario.
 - 5.- Grúa pórtico para carga/descarga de furgones.
 - 6.- Tracto camiones con quinta rueda hidráulica para bodega de consolidación de carga.
(1) Tractores
(10) Chasises de 20 ton.
 - 7.- (4) Montacargas de 4500 lbs. con horquillas de movimiento lateral, para consolidar contenedores.
 - 8.- (2) Montacargas de 15,500 lbs. para cargas pesadas en contenedores abiertos.
 - 9.- (2) Montacargas de 30,000 lbs. p/ contenedores vacíos, con spreader lateral y horquillas.
 - 10.- (1) Grúa usos múltiples de 250 ton. como auxilio a la grúa portac contenedores, y cargas pesadas.
- * Equino compatible con carga general fraccionada.



1.- (1) Grúa portacontenedores para 40 ton. bajo Spreader.

2.- Tracto camiones: alimentar a grúas p^ortico.

(4) Tractores
(9) Plataformas de 20 ton.

3.- (2) Grúas p^ortico de patio (3+1)(2+1)

4.- Tractor ferroviario.

5.- Grúa p^ortico para carga/descarga de fardos.

6.- Tracto camiones con quinta rueda hidráulica para bodega de consolidación de carga.

(4) Tractores
(10) Chasis de 20 ton.

7.- (4) Montacargas de 4500 lbs. con horquillas de movimiento lateral, para consolidar contenedores.

8.- (2) Montacargas de 15,500 lbs. para cargas pesadas, en contenedores abiertos.

9.- (2) Montacargas de 30,000 lbs. p/ contenedores vacíos, con spreader lateral y horquillas.

10.- (1) Grúa usos múltiples de 250 ton. como auxilio a la grúa portacontenedores, y cargas pesadas.

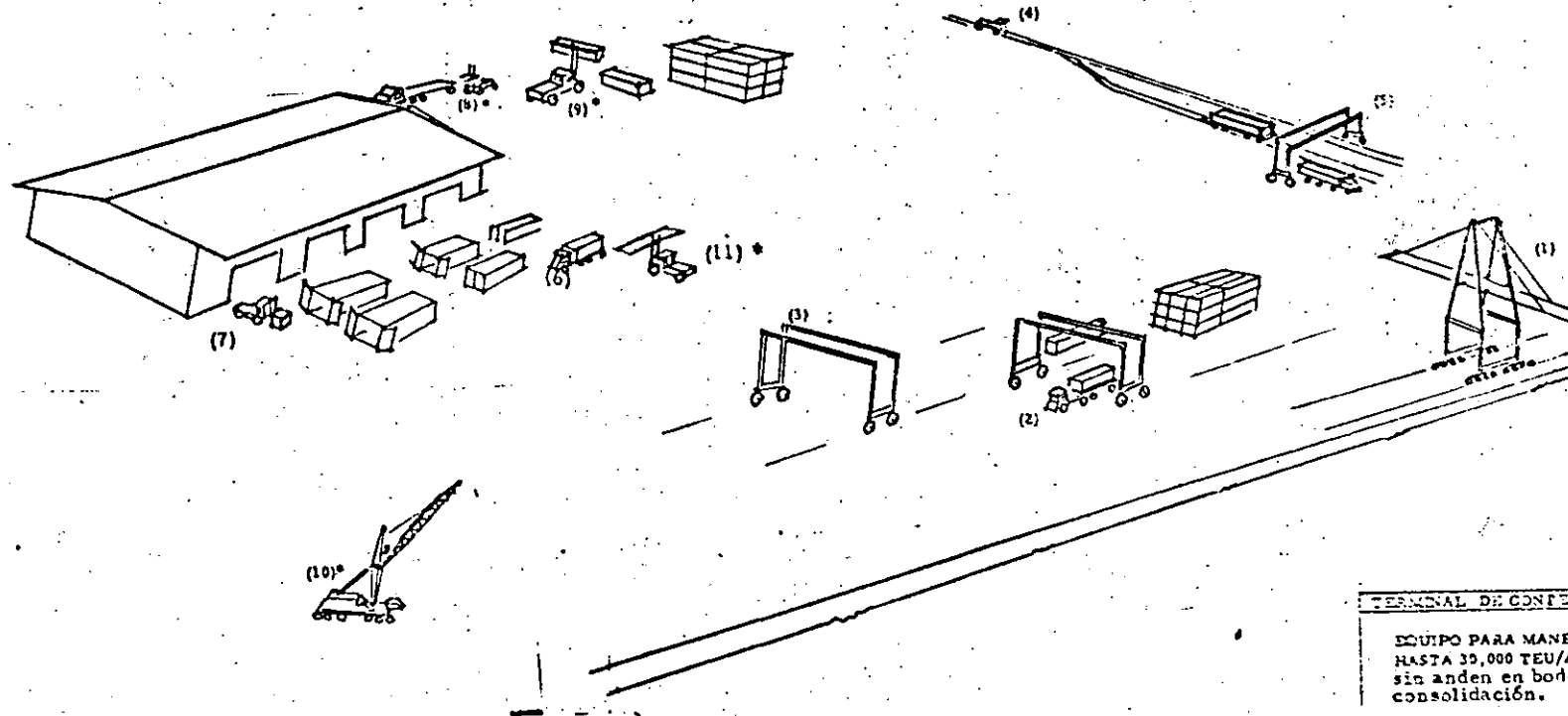
11.- montacargas 80,000 lbs. con -- spreader para contenedores llenos 20' x 40" en consolidación carga.

* Equipo compatible con carga general fraccionada.

Nota: Para carga/descarga de trailer se requiere andén.

JPV/ Agosto 19, 1984.

ORIGINAL



TERMINAL DE CONTE

EQUIPO PARA MANE
HASTA 30,000 TEU/A
sin andén en bode
consolidación.

TIPOS Y DIMENSIONES DE CONTENEDORES.

DEFINICION.

DE ACUERDO A LAS NORMAS INTERNACIONALES DE 150 (INTERNATIONAL STANDARITATION ORGANITATION) SE DEFINE COMO CONTENEDOR A UN ELEMENTO DEL EQUIPO DE TRANSPORTE, QUE CUMPLE CON LAS SIGUIENTES DISPOSICIONES:

- a). DE CARACTER PERMANENTE Y POR TANTO SUFICIENTEMENTE RESISTENTE PARA PERMITIR SU USO REPETIDO.
- b). ESPECIALMENTE IDEADO PARA FACILITAR EL TRANSPORTE DE MERCANCIAS POR UNO O VARIOS MODOS DE TRANSPORTE, SIN MANIPULACION INTERMEDIA DE LA CARGA.
- c). PROVISTO DE DISPOSITIVOS QUE PERMITAN SU FACIL MANEJO Y, EN PARTICULAR SU TRANSBORDO DE UN MODO DE TRANSBORDO A -- OTRO.
- d). DISEÑADO DE MANERA QUE SEA FACIL DE LLENAR Y VACIAR.
- e). DE UN VOLUMEN INTERIOR DE UN METRO CUBICO (353 pies cubicos), POR LO MENOS.

CARACTERISTICAS:

SI BIEN LOS CONTENEDORES DEBEN SER DE CONSTRUCCION RIGIDA, - ALGUNOS SON PLEGABLES, O PUEDEN SER DESMONTABLES Y POSTERIOR

MENTE SER ARMADOS NUEVAMENTE. PUEDEN SER DE ACERO, ALUMINIO, MADERA CONTRACHAPADA O FIBRA DE VIDRIO, O DE UNA COMBINACION DE ESTOS MATERIALES. EL CONTENEDOR PUEDE TENER UNA PUERTA EN UN EXTREMO O EN UNA PARED LATERAL O ESTAR DECUBIERTO EN SU PARTE SUPERIOR PARA SER CARGADO Y/O DESCARGADO. LOS PRINCIPALES TIPOS DE CONTENEDORES QUE SE EMPLEAN ACTUALMENTE SON LOS DE 20 PIES, CON UN PESO BRUTO DE 20 TONS. Y LOS DE 40 PIES, CON UN PESO BRUTO MAXIMO DE 40 TONS. DEBIDO A SU ESTANQUEIDAD, LOS CONTENEDORES PROTEJEN LA CARGA DE LA INTEMPERIE.

CLASIFICACION:

DE ACUERDO A LAS NORMAS 150, LOS CONTENEDORES DE LA SERIA 1 PARA CARGA GENERAL, SE MUESTRAN EN LAS SIGUIENTES TABLAS.

CLASIFICACION Y DIMENSIONES GENERALES.

LA SERIE 1 DE CONTENEDORES, TIENE UN ANCHO DE, 2438 mm. (8 PIES).. LA LONGITUD SE MUESTRA EN LA SIGUIENTE TABLA.

CLASIFICACION	ALTURA	LARGO	
		m.	ft.
1 AA	8' 6"	12	40
1 A	8'		
1 AX	8' .- X VARIA DE 0 A 8'		
1 BB	8' 6"	9	30
1 B	8'		
1 BX	8' .- X VARIA DE 0 A 8'		
1 CC	8' 6"	6	20
1 C	8'		
1 CX	8' .- X VARIA DE 0 A 8'		
1 D	8'	3	10
1 DX	8' .- X VARIA DE 0 A 8'		

DIMENSIONES EXTERNAS Y PESO MAXIMO PERMISIBLE.

CLASIFICACION	L A R G O			A N C H O		A L T U R A			PESO BRUTO MAXIMO PERMISIBLE	
	mm.	pies	pul.	mm.	pies	mm.	pies	pul.	kg.	lb.
1 AA	12192	40		2438	8	2591	8	6	30480	67200
1 A	12192	40		2438	8	2438	8		30480	67200
1 AX	12192	40		2438	8	2438	8		30480	67200
1 BB	9125	29	11 1/4	2438	8	2591	8		25400	56000
1 B	9125	29	11 1/4	2438	8	2438	8		25400	56000
1 BX	9125	29	11 1/4	2438	8	2438	8		25400	56000
1 CC	6058	19	10 1/2	2438	8	2591	8	6	20320	44800
1 C	6058	19	10 1/2	2438	8	2438			20320	44800
1 CX	6058	19	10 1/2	2438	8	2438	8		20320	44800
1 D	2991	9	9 3/4	2438	8	2438	8		10160	22400
1 DX	2991	9	9 3/4	2438	8	2438	8		10160	22400

DIMENSIONES INTERNAS.

Altura mínima	(1A, 1B y 1C)	2197 mm.	68 1/2	pul
	(1AA, 1BB y 1CC)	2350 mm.	92 1/2	"
Altura mínima de la puerta	(1A, 1B y 1C)	2134 mm.	84	"
	(1AA, 1BB y 1CC)	2261 mm.	89	"
Ancho mínimo		2330 mm.	91 3/4	"
Ancho mínimo de la puerta		2286 mm.	90	"

* La altura mínima no incluye a los contenedores refrigerados, los cuales tienen generalmente menor ó igual a 2077 mm. (81 3/4")

** El ancho mínimo para contenedores refrigerados es 2200 mm. (86 5/8")

LOS CONTENEDORES ESTAN DISEÑADOS PARA SER APILADOS HASTA --
 SEIS ALTURAS EN PATIOS DE ALMACENAMIENTO (EN LA PRACTICA --
 CINCO ALTURAS, DEPENDIENDO DE LA VELOCIDAD DE LOS VIENTOS --
 DOMINANTES Y REINANTES). A BORDO DE LAS EMBARCACIONES, LA AL
 TURA DE ESTIBA EN BODEGA ES DE HASTA NUEVA CONTENEDORES Y --
 SOBRE CUBIERTA Y TAPA ESCOTILLAS DEL 25 AL 35% DE LA ESTIBA
 EN BODEGA, O SEA DE TRES A CUATRO CONTENEDORES, NORMALMENTE
 VACIOS.

CONTENEDORES FUERA DE LAS NORMAS 150:

LOS CONTENEDORES DE 20' ESTAN DISEÑADOS PARA OPERAR CON CAR
 GA BRUTA DE 20,320 KG., SIN EMBARGO EN ALGUNAS RUTAS SE MA
 NEJAN DE 24,000 KG.

LOS CONTENEDORES-TANQUE GENERALMENTE ESTAN DISEÑADOS PARA --
 24,000 KG., DE PESO BRUTO, PERO EXISTEN DE 25,000 KG.. EN --
 LAS RUTAS MARITIMAS DE AMERICA DEL NORTE SE UTILIZAN CONTE-
 NEDORES DE 40' X 8' X 6" (2900 mm.). LOS CUALES NO SON UTI-
 LIZADOS EN PAISES CON LIMITACIONES DE DESCARGA POR EJE Y GA
 LIBO DE PUENTES.

CONTENEDORES SEALAND (35 PIES DE LARGO)

EN ESTE TIPO DE CONTENEDORES LOS PUNTOS DE IZAJE DE LAS ES-
 QUINAS ES DIFERENTE A LOS CONTENEDORES-150, POR LO QUE HAY
 QUE PREVER ESTO EN EL DISEÑO DEL BASTIDOR DE IZAJE DE LOS --
 CONTENEDORES. SEA-LAND INTRODUJO UN NUEVO CONTENEDOR DE 40'
 CON DOBLE SISTEMA DE IZAJE.

CONTENEDOR DE 45 PIES DE LARGO.

EN LAS RUTAS ENTRE FILIPINAS, JAPON Y EE.UU. SE INICIO LA -
UTILIZACION DE ESTE TIPO DE CONTENEDORES, POR LO QUE SE TEN
DRA QUE ESTUDIAR SU POSIBLE UTILIZACION EN UN FUTURO EN ---
NUESTRO PAIS.

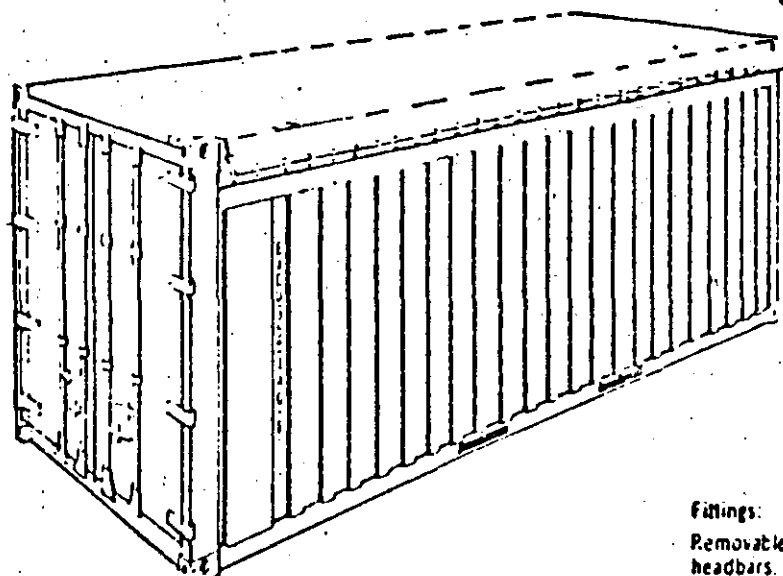
TIPOS DE CONTENEDORES 150.

1.- CONTENEDORES DE CARGA GENERAL.

COMPRENDE LOS CONTENEDORES CERRADOS CON PUERTAS EN UN
EXTREMO Y EN LAS PAREDES LATERALES; LOS DE TECHO ABIER
TO; LOS DE PAREDES LATERALES ABIERTAS; LOS DE PAREDES
Y TECHO ABIERTO, PLATAFORMAS, MEDIA ALTURA Y LOS VENTI
LADOS (NO ISOTERMOS).

20'x8'x8' Open Top

SIN TECHO



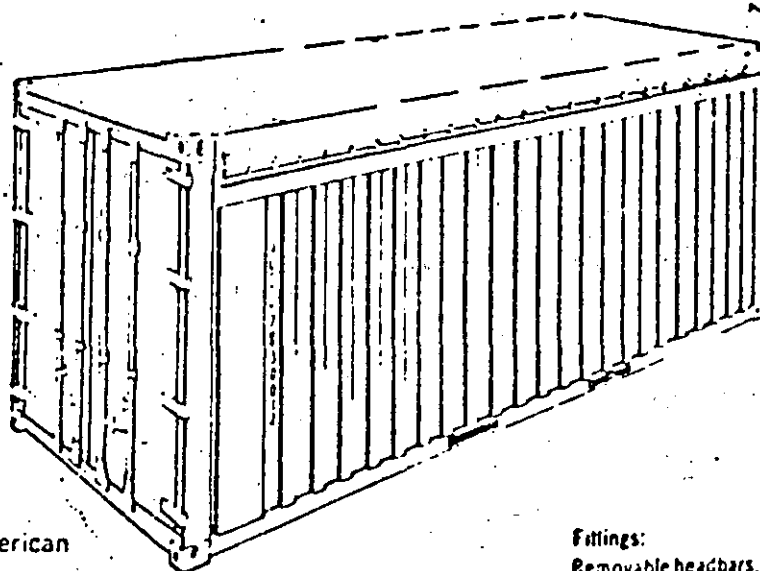
10

Manufactured according to ISO and ASA
 recommendations and standards.
 Approved by Lloyds Register of Shipping.
 Certified for inland transport under TIR approval.

Fittings:
 Removable headbars.
 ● tarpaulins

20'x8'x8'6" Open Top

SIN TECHO



12

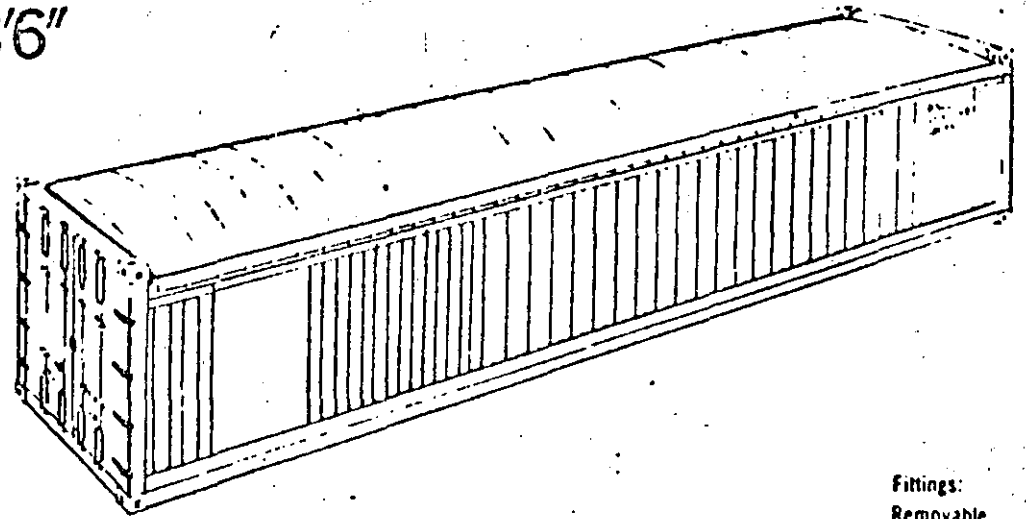
Manufactured according to ISO and ASA
 recommendations and standards.
 Approved by Germanische Lloyd and/or American
 Bureau of Shipping.
 Certified for inland transport under TIR approval.

Fittings:
 Removable headbars.
 Tarpaulins

40'x8'x8'6"

Open Top

SIN TECHO



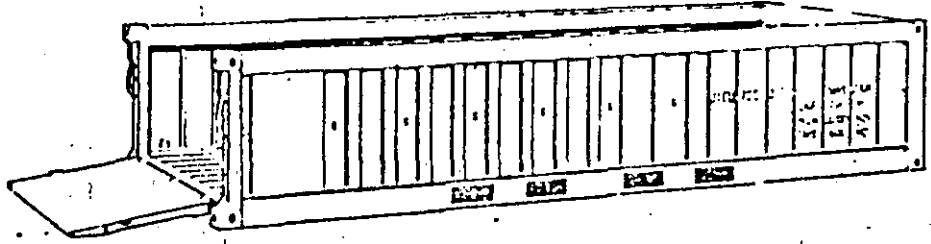
Manufactured according to ISO and ASA recommendations and standards.
Approved by Lloyds Register of Shipping.
Certified for inland transport under TIR approval.

Fittings:
Removable
headbars, tarpaulins and
lift out bows

20'x8'x4'

Bin

MEDIO CONTENEDOR

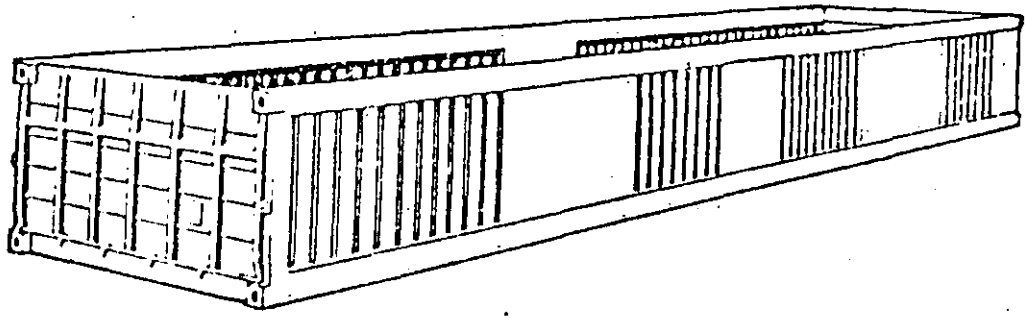


Manufactured according to ISO and ASA recommendations and standards.
JLCU containers approved by Germanische Lloyd and/or American Bureau of Shipping.
BSLU and EACU containers approved by Lloyds Register of Shipping.
Not certified for inland transport under TIR approval.

40'x8'x4'

Bin

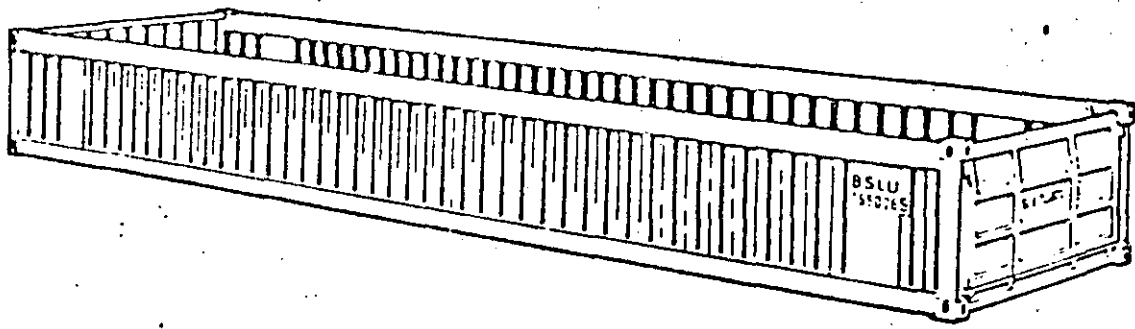
MEDIO
CONTENEDOR



Manufactured according to ISO and ASA recommendations and standards.
Approved by Germanische Lloyd and/or American Bureau of Shipping.
Not certified for inland transport under TIR approval.

40'x8'x4'3" Bin

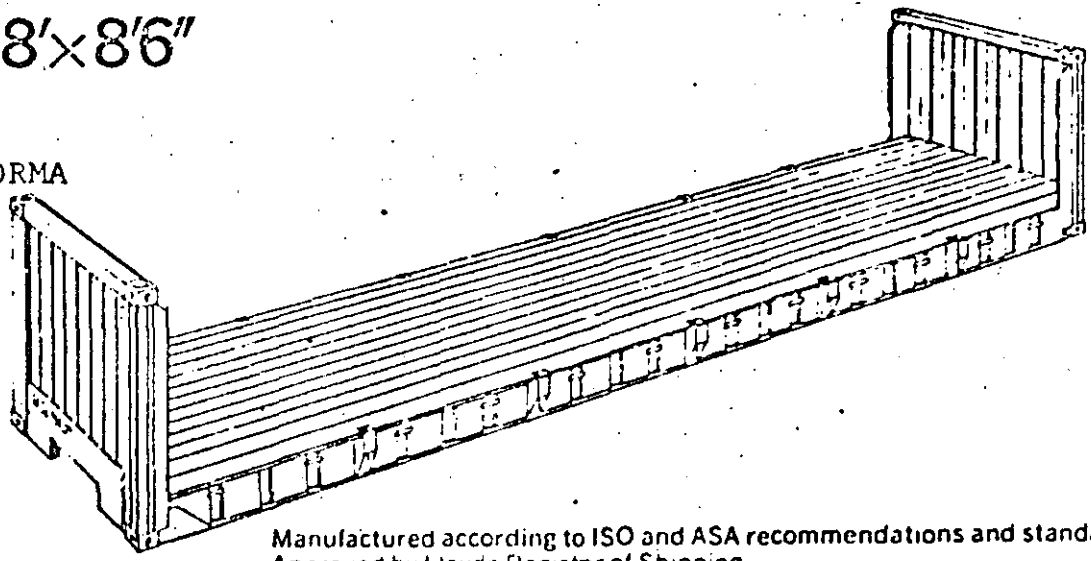
MEDIO
CONTENEDOR



Manufactured according to ISO and ASA recommendations and standards.
Approved by Lloyds Register of Shipping.
Not certified for inland transport under TIR approval.

40'x8'x8'6" Flats

PLATAFORMA

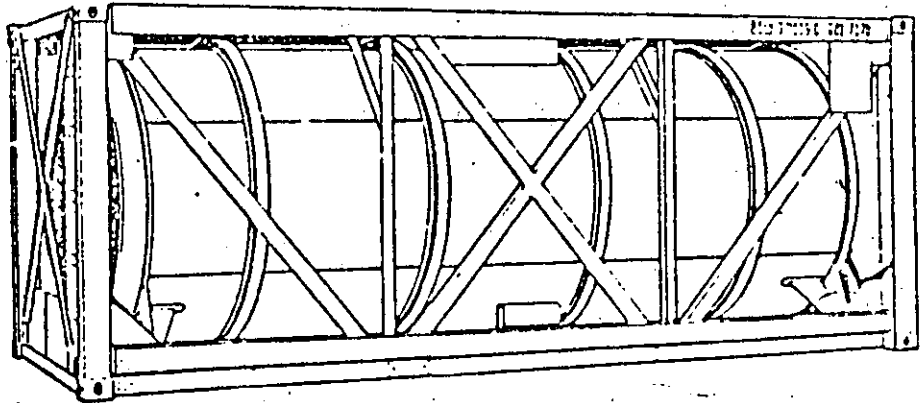


Manufactured according to ISO and ASA recommendations and standards.
Approved by Lloyds Register of Shipping.
Not certified for inland transport under TIR approval.

2.- CONTENEDORES CISTERNA .- PARA EL TRANSPORTE DE LIQUIDOS A GRANEL Y DE GAS COMPRIMIDO.

3.- CONTENEDORES TANQUE .- PARA CARGA SECA A GRANEL, DE DESCARGA A GRAVEDAD O POR PRESION.

20'x8'x8'
Tank
TANQUE

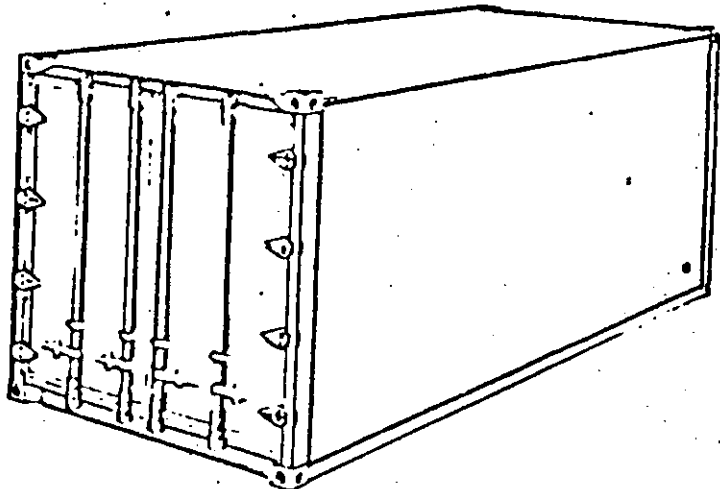


Manufactured according to ISO and ASA recommendations and standards.
JLCU containers approved by Germanische Lloyd and American Bureau of Shipping.
BSLU/EACU containers approved by Lloyds Register of Shipping.
Certified for inland transport under TIR approval.
DOT certificates: JLCU Nos. 6253, 6858. BSLU EACU No. 6500.

4.- CONTENEDORES ISOTERMO.

20'x8'x8'
Insulated

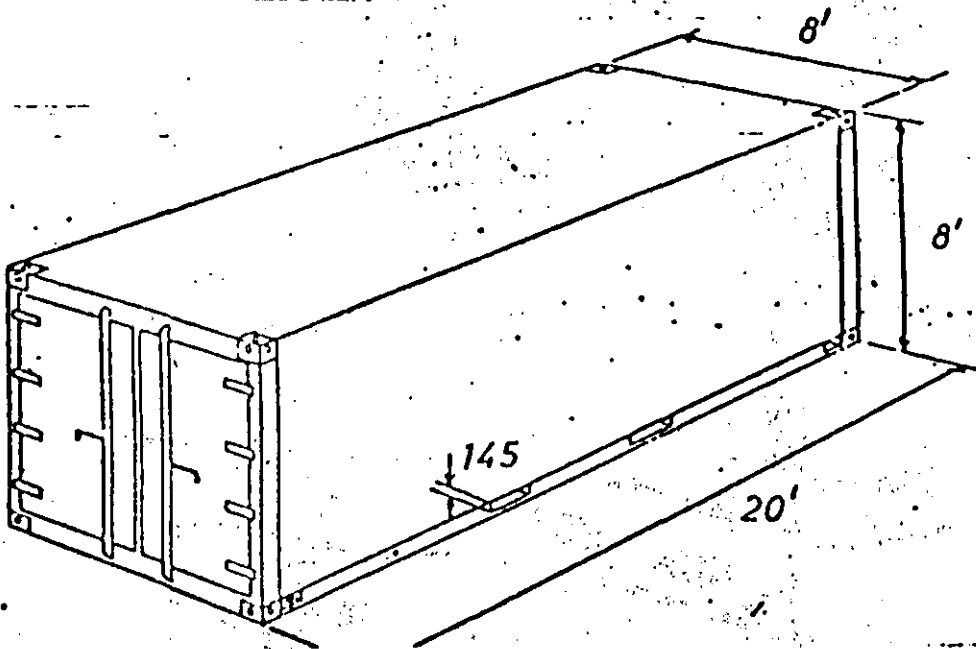
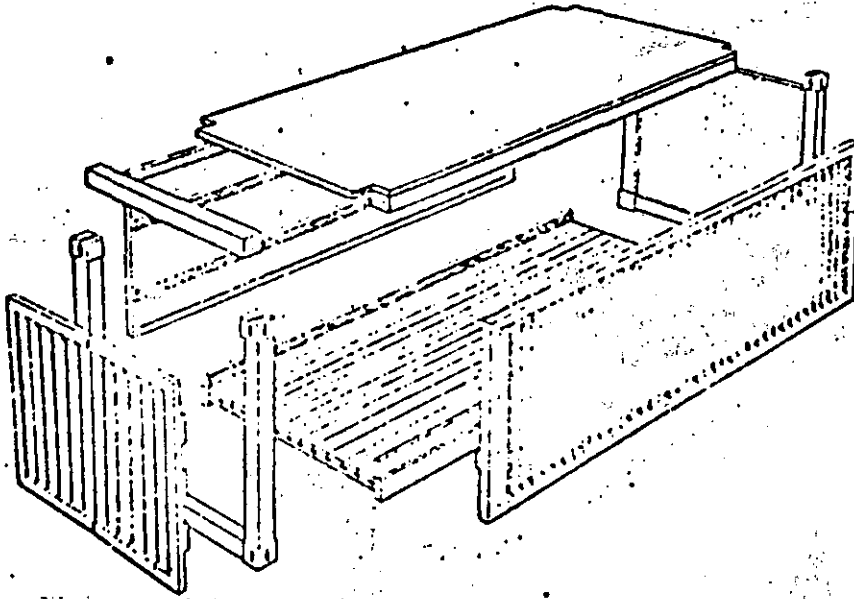
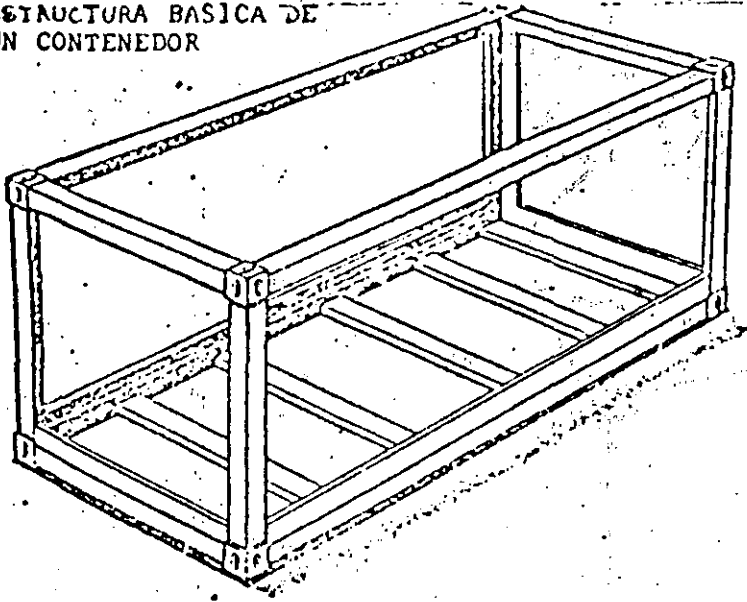
150 TERMOS



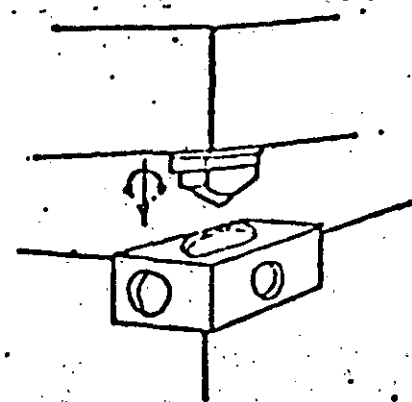
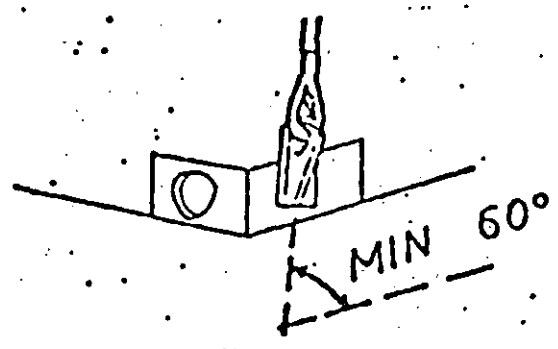
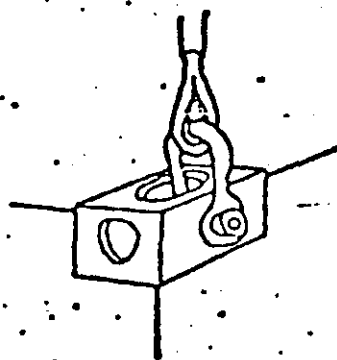
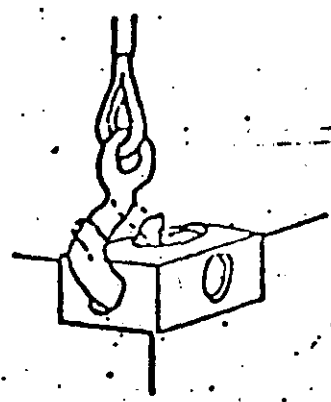
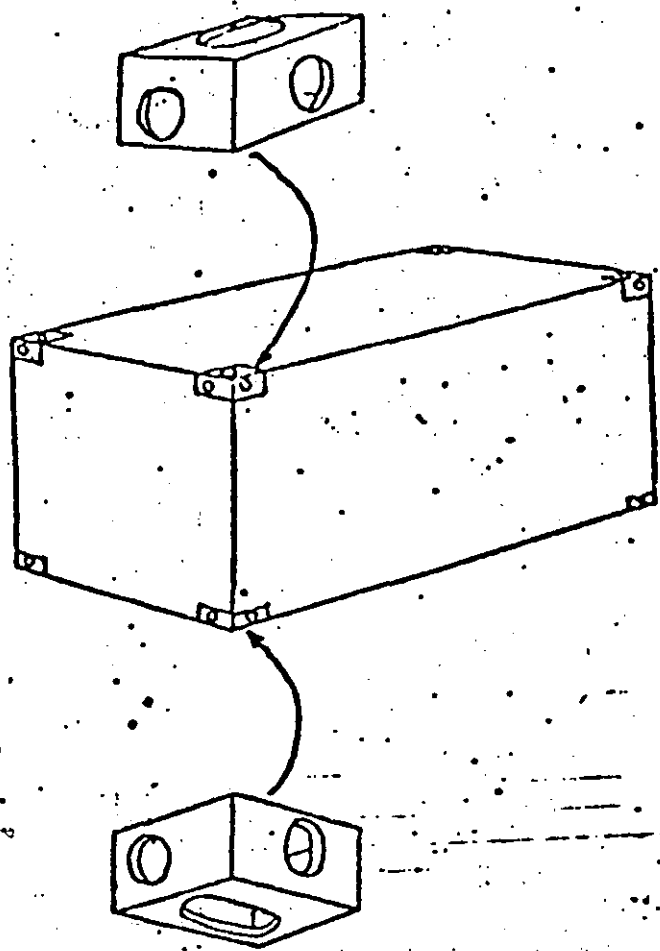
Manufactured according to ISO and ASA recommendations and standards.
JLCU containers approved by American Bureau of Shipping.
BSLU EACU containers approved by Lloyds Register of Shipping.
Certified for inland transport under customs seal.

5.- CONTENEDORES ESPECIALES.- PLEGABLES, PARA GANADO Y
CON PERFORACIONES PARA PIERNAS DE SOPORTE.

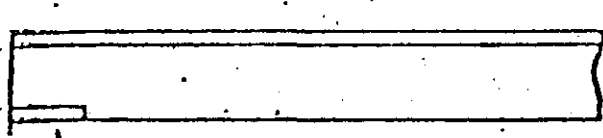
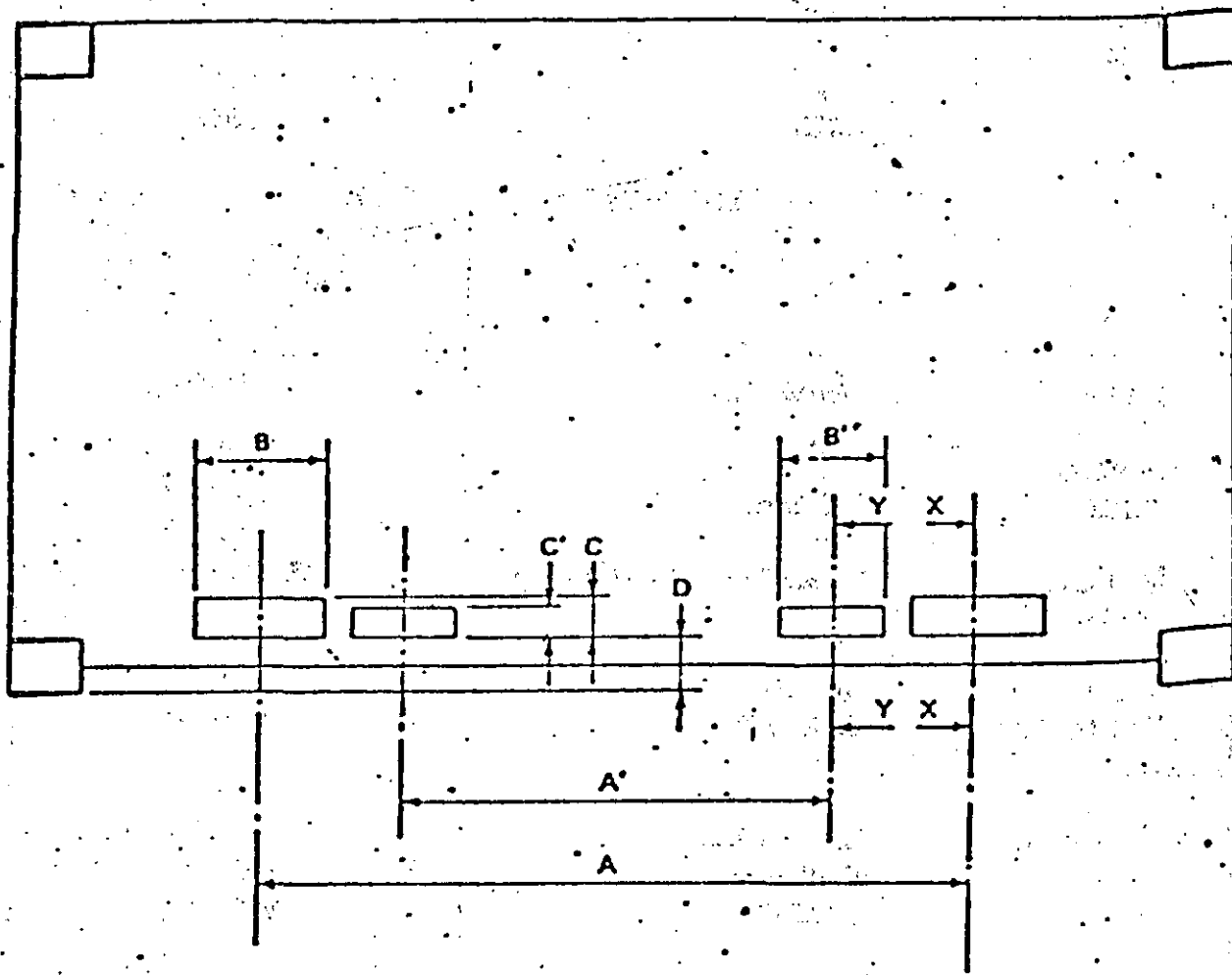
ESTRUCTURA BASICA DE UN CONTENEDOR



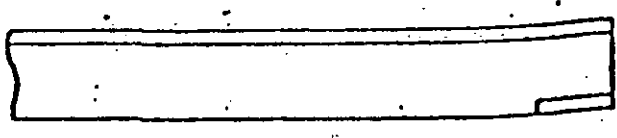
SISTEMA PARA IZAJE Y FIJACION DE CONTENEDORES EN CUBIERTA DEL BARCO.



DIMENSIONES DE TUNELES PARA HORQUILLAS DE MONTACARGAS



SECCION



SECCION

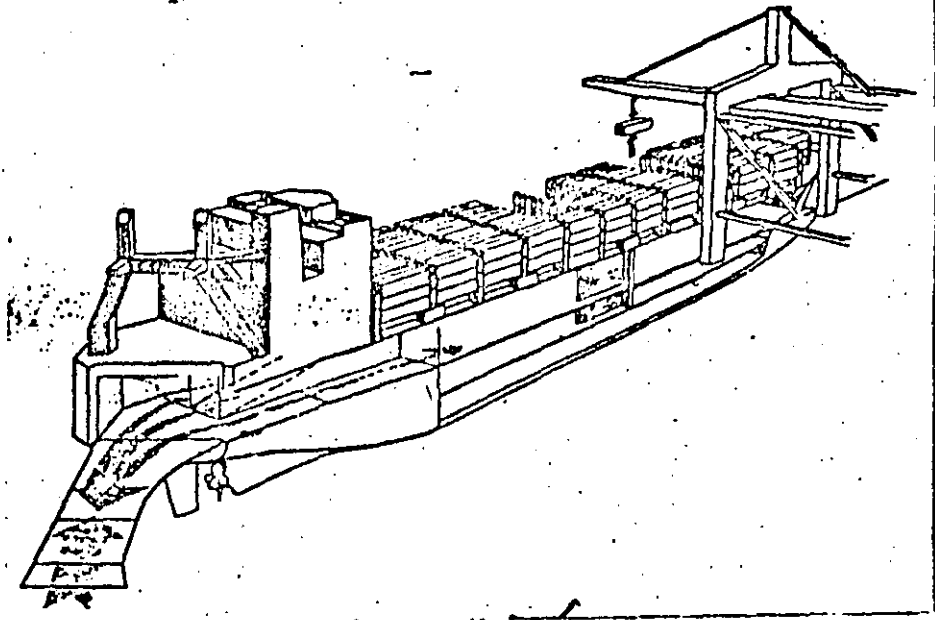
CONTENEDOR	DIMENSIONES													
	TUNELES PARA CARGA/DESCARGA DE CONTENEDORES CARGADOS								TUNELES PARA CARGA/DESCARGA DE CONTENEDORES VACIOS					
	mm				in				mm			in		
	A	B	C	D	A	B	C	D	A'	B'	C	A'	B'	C'
100	2000	350	115	20	81	14	4 1/2	0.8	900	305	102	35 1/2	12	4
10	± 50	mm	mm	min.	± 2	mm	min.	min.	± 50	mm	mm	± 2	min	min.
10	900	305	102	20	35 1/2	12	4	0.8	± 50	mm	mm	± 2	min	min.

NDY - C = ALTURA LIBRE

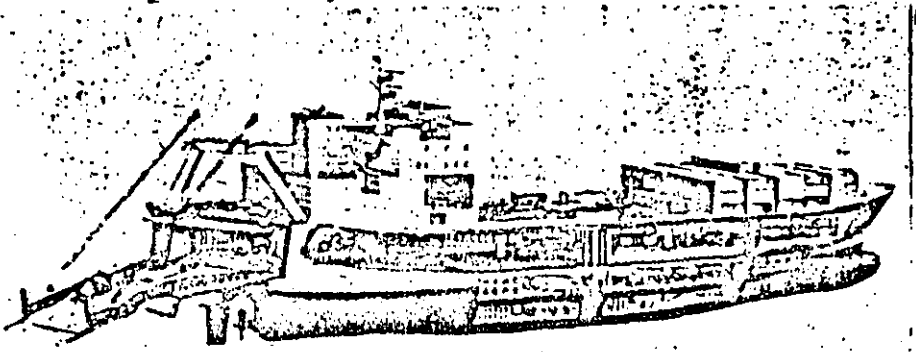
CONTENEDORES	<u>20'</u>	<u>24'</u>	<u>30'</u>	<u>35'</u>	<u>40'</u>	<u>45'</u>
1957		✓		✓		
1965	✓	✓	✓	✓	✓	
1983						✓
	 ISO		 ISO		 ISO	
		 MATSON		 SEA LAND		 AMERICAN PRESIDENT LINE
TARA	 1900 Kg.				 3500 Kg.	
CARGA UTIL	 18 ton.				 27 Ton.	
VALOR LAB. MEXICO	 \$ 2,000 US Dolares				 \$ 3,000	
USADO QUE RE QUIERE MANTE NIMIENTO	 1/3 DE NUEVO				 1/3 DE NUEVO	
REFRIGERADOS	 X 2.5 DEL ESTANDAR NUEVO				 X 2.5 DEL ESTANDAR NUEVO	
RENTA/DIA DE UN CONTENEDOR	\$ 3 - 4				\$ 7 - 8	
ANCHO :	8'					
ALTO :	4, 8, 8' 6", 9' y 9' 6"					
LARGO :	ISO, 20 y 40' Sea Land 35'					

Barco mixto para el transporte de contenedores (Lift on/Lift off Lo/Lo)
y transbordo de carga por rodadura (Roll on/Roll off - Ro/Ro), parale-
lamente al inicio del manejo de contenedores con equipo de tierra y barcos especializados (1960) surgió la necesidad de contar con una embarcación capaz de realizar el transbordo de la carga con el mínimo de equipo, para atender a los puertos que carecían de él. Estos barcos denominados "de transbordo por rodadura" (Ro/Ro) existen de la primera generación, o transbordadores, de la 2a., con rampas externas normalmente con un sentido de circulación de vehículos y los de la 3a. generación denominados con/Ro, por rampa con doble circulación para carga Ro/Ro bajo cubierta, y sobre cubierta, transportar contenedores con el sistema Lo/Lo. Estos barcos por su alto costo, son empleados por los países industrializados que manejan grandes volúmenes de carga de alta densidad económica en viaje redondo ó en países contituidos por infinidad de islas. Sin embargo se considera el barco del futuro por su alta eficiencia. A continuación se muestra este tipo de barcos.

Barco Tipo 1500 y 1300



Barco Tipo 1100 y 900



Tipo	1500	1300	1100	900
Eslora total	198.00 m.	182.26 m.	166.53 m.	150.80 m.
Eslora - P.P.	183.00 "	167.26 "	151.53 "	135.00 "
Manga	28.00 "	28.00 "	28.00 "	28.00 "
Puntal	17.70 "	17.70 "	17.70 "	17.70 "
Calado	9.30 "	9.40 "	9.50 "	9.50 "
TPM	23,900 t	21,100 t	18,200 t	14,800 t
Area de carga	12,210 m2.	10,690 m2.	9,170 m2.	7,650 m2.
Nº de contenedores	1,340 TEU	1,161 TEU	999 TEU	840 TEU
Velocidad	16.3 km.	16.8 km.	16.6 km.	17.1 km.

FUENTE: WWS/WORLD PORTS

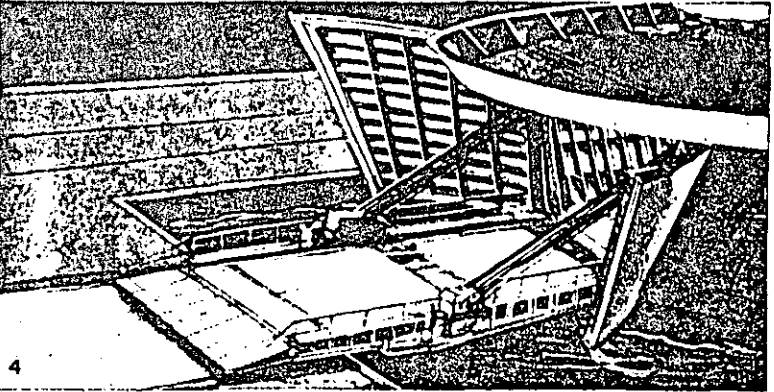
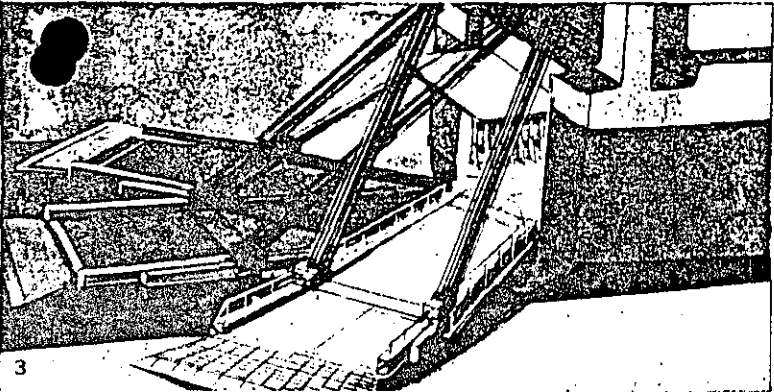
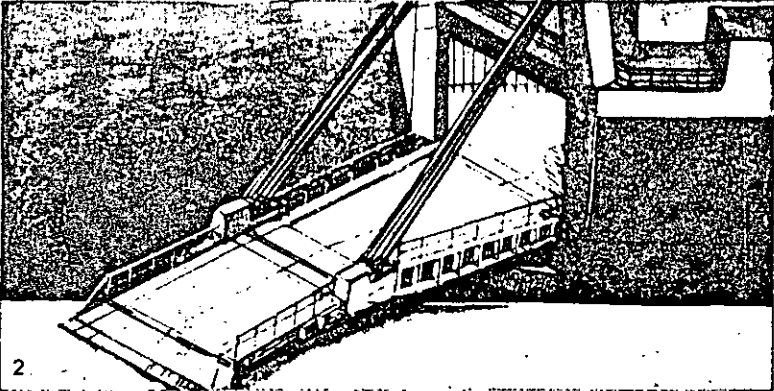
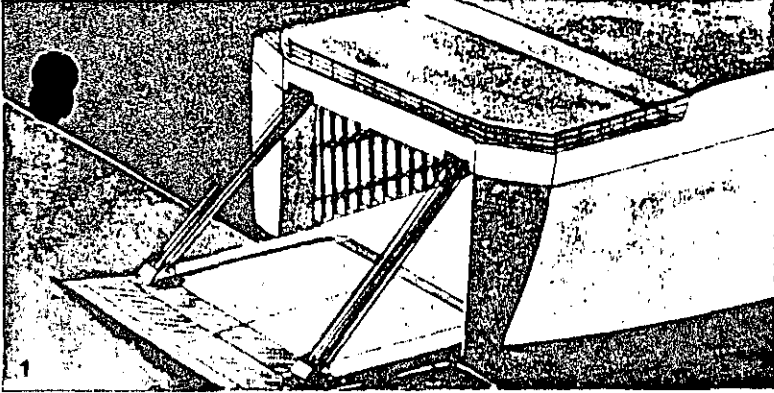


Fig. 7. Ramps on roll-on/roll-off ships.
 1 Straight stern ramp (axial ramp); 2 Angled ramp (quarter ramp); 3 Slewing stern ramp; 4 Bow ramp.

have a deadweight of 43,000 tons and can carry up to 8 lighters each having a gross weight of 500 tons.

Ships of the "Seabee" type employ a completely different handling system. An enormous lift platform capable of lifting 2,700 tons is located at the stern. With this two lighters, each having a maximum deadweight of 1,070 tons can be raised out of the water to the level of a cargo deck. Rail-mounted trolleys are then pushed under the lighters and these carry them along the length of the ship to their stowage position. The "Seabee" ships have a deadweight of 38,000 tons, and can carry 26 lighters, each of 1,100 deadweight tons, on three decks.

Another type of barge carrier is the "BACAT" (BARGE-CATamaran). The "BACAT" has a deadweight of only 2,700 tons. It is designed somewhat on the lines of a catamaran although it is only at the stern that there are two hulls which are combined into one at the bow. The lighters which weigh 180 tons, are pushed into this "slot" between the hulls, and are then lifted up to the deck by a lift platform, and then moved to their stowage places. Ten lighters can be carried on deck, and three LASH lighters can be accommodated in the space between the hulls.

Yet other barge carrier systems have been designed and built. There is, for example, the BACO-Liner (BARGE-CONTAINER-Liner), where 12 barges, each of 800 deadweight tons, are floated into the flooded lower hold through a bow door. In addition the BACO-Liner can load 500 containers on deck by means of its shipborne 40-ton crane. Other similar float-on/float-off systems have been introduced under the names "CONDOC" and "CAPRICORN". In the case of the "CONDOC" system the barges are again floated into the lower hold through a bow door, and after the dock ship has been flooded down still further they are secured to the deckhead. The tanks are then pumped out so that the ship rises out of the water again, and a second layer of barges can be floated in beneath those suspended from the deckhead. When the ballast tanks are completely emptied this second layer of barges settles on the double bottom.

The technically relatively simple and energy-saving float-

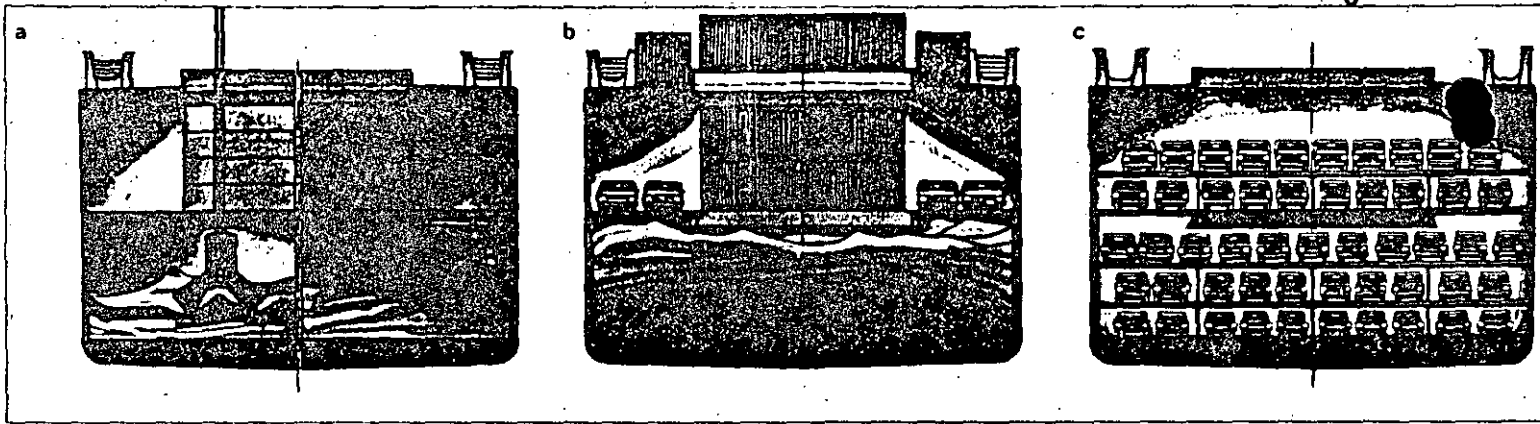


Fig. 5. Cross-section through the cargo hold of a multi-purpose cargo vessel.
 a) carrying bulk cargo; b) carrying bulk cargo, containers and motor vehicles; c) carrying motor vehicles.

This shipborne cargo-handling equipment is by no means cheap, and for the most part it is not required in European ports. Nevertheless it is still essential that it be fitted, since there are still many ports in all parts of the world that do not dispose of a single crane, and that will not be obtaining any cranes in the near future. It is also necessary to bear in mind the possibility of having to work cargo while moored off the shore.

Because of their suitability for carrying containers, modern general-cargo ships (in the construction of which the GDR shipyards occupy one of the leading positions in the world), can also be described as semi-container ships. As a result of the high technical level of general-cargo ships, the high degree of automation of their plant and machinery, their improved adaptation to the transport and cargo-handling requirements, and above all as a result of the increases in speed, ships of this type have become increasingly expensive in recent years.

The aim nowadays is to build the ships more simply and efficiently in the largest possible numbers i.e. in series.

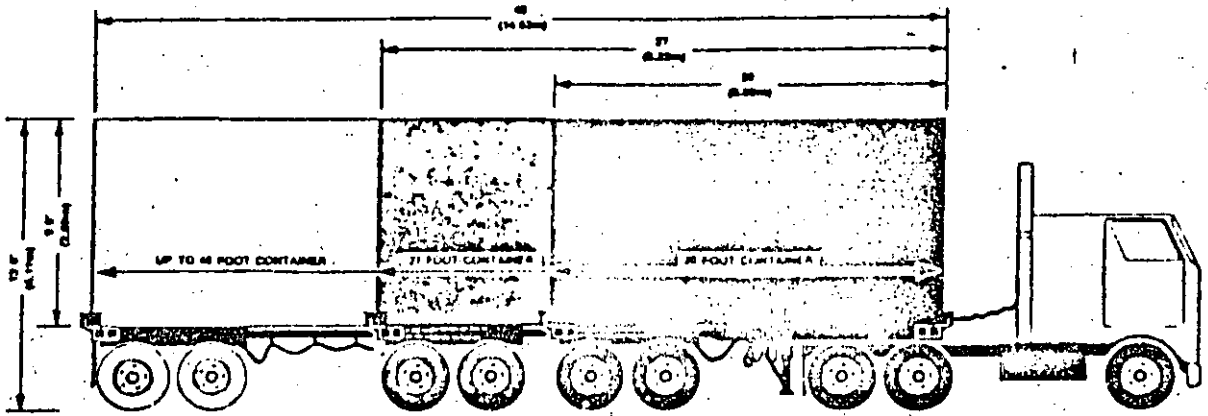
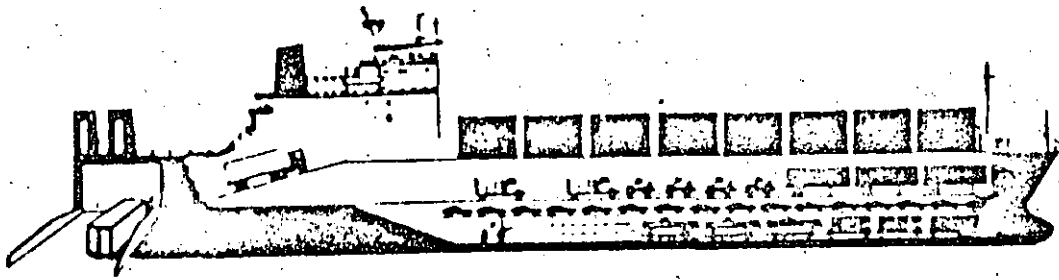
The economic advantages of series construction have induced the larger shipyards throughout the world to design and build standardised multi-purpose cargo ships. At first these ships were regarded only as "Liberty replacements" to replace a class of ship that was built in large numbers during the Second World War. Nowadays many shipbuilders offer relatively inexpensive multi-purpose cargo ships from their standard ranges for use in the tramp trades. For the most part these are two-deck ships with deadweights of 8,000 to 14,000 tons, and single-deck ships of up to 25,000 tons. The speeds are around 13 to 15 knots, and the

outfit has been deliberately kept modest in order to enable low building prices to be achieved.

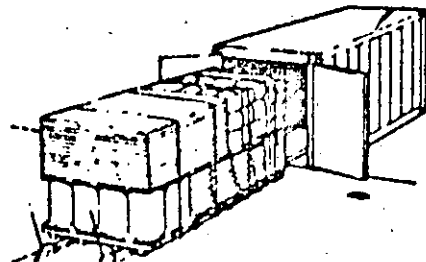
In the Western shipbuilding countries standardised multi-purpose cargo ships have so far been built in large numbers to Japanese, British, and West German designs. Ships of this category are very versatile. They are suitable for the carriage of general cargoes, motor vehicles, containers, industrial plant, as well as for timber and all types of bulk cargo (Fig. 5).

Nearly all the general-cargo ships that have been built in recent years have incorporated a number of details changed from older vessels of this type. Despite this, it has not been possible to achieve any major increases in tonnage productivity or any reduction in transport costs. The reason for this is to be found in the very inhomogenous nature of the goods making up a ship's cargo, which prevent the adoption of progressive cargo-handling methods. This can only be achieved by *consolidating the cargoes* into uniform loads using pallets or containers. Up to now only a few Scandinavian shipowners have shown much faith in the pallet as a means of rationalising the handling of break-bulk cargoes, and have had their new ships built to suit. In fact the greatest importance in the rationalisation of transport and cargo handling has been attained by the *containers*.

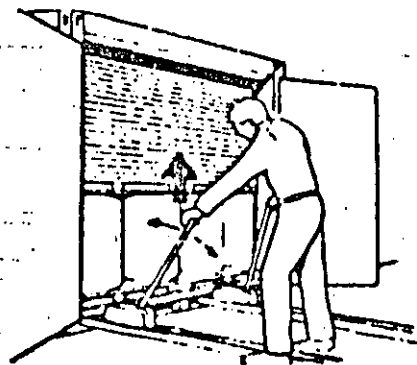
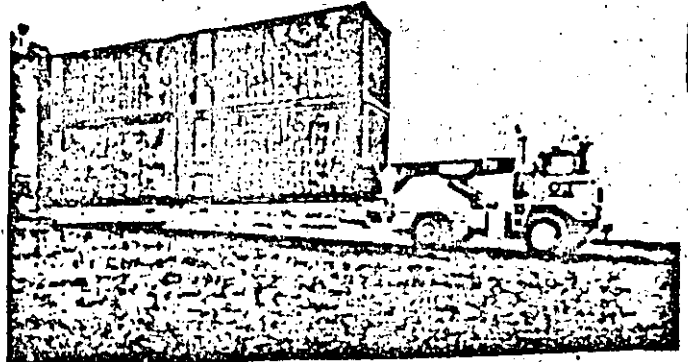
Before 1960 the specialised container ship was virtually unknown as a ship type. Within a few years, however, there has been a very rapid development of even larger and faster ships of this type. Container ships are already being arranged in generations. Both the size of the ship, measured in TEU (Twenty foot Equivalent Units, i.e. 20-ft containers)



A new telescoping trailer is revolutionizing container transportation by making it possible for one trailer to handle all container sizes, including the hi-bulk, 9'6" containers. Contact: John Lee (415) 986-3868.



The conveyors are pumped up raising the pallet clear of the container floor.



The whole load is rolled clear of the container.

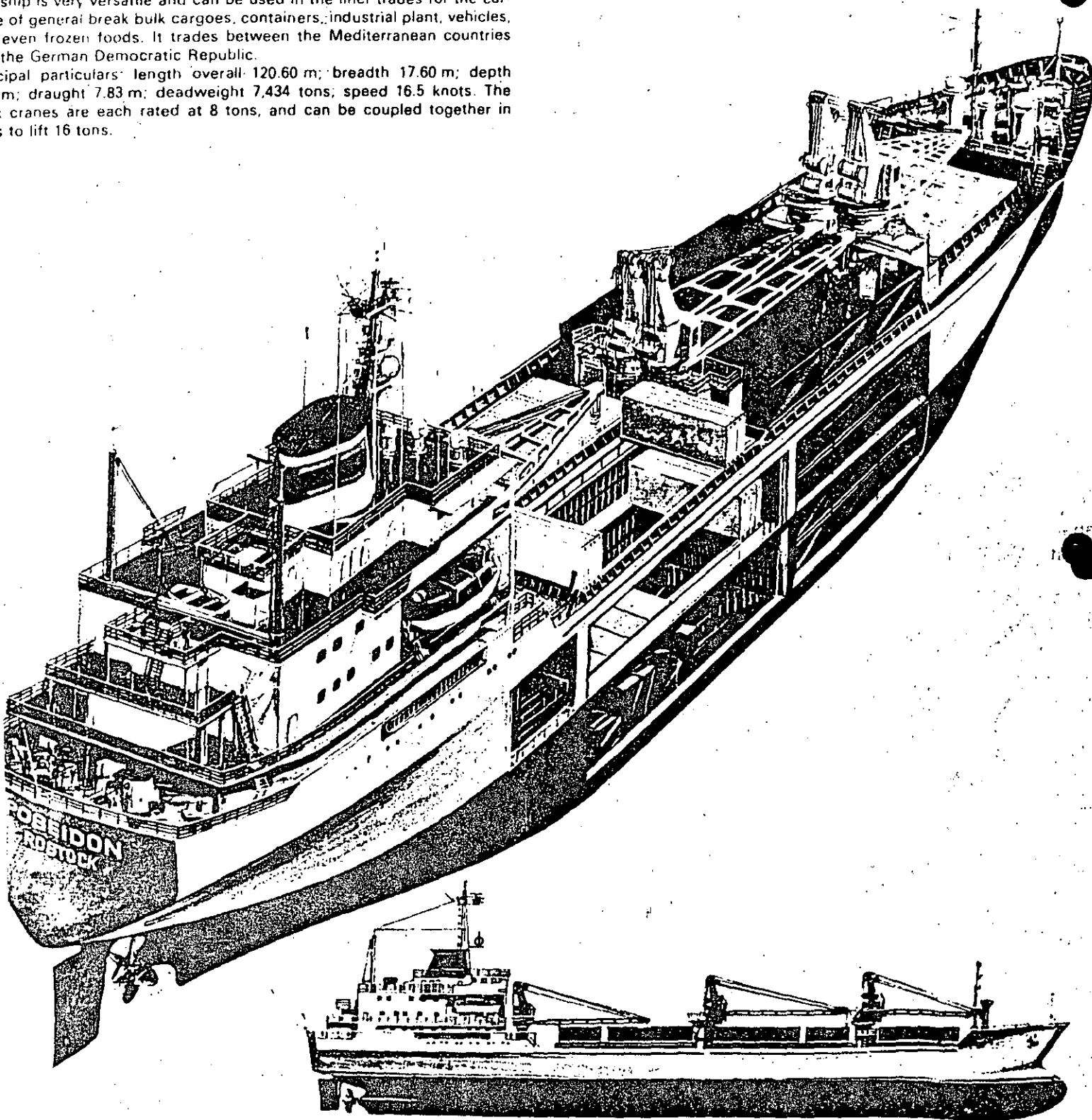
INOVACIONES TECNOLOGICAS
EN MANEJO DE CONTENEDORES

For descriptive brochure contact:
McQuade-Cormany Associates
26 Broadway, Suite 741
New York, NY 10004

Modern general-cargo ship ("Poseidon" type), one of a large series built by the VEB Schiffswerft "Neptun" Rostock.

The ship is very versatile and can be used in the liner trades for the carriage of general break bulk cargoes, containers, industrial plant, vehicles, and even frozen foods. It trades between the Mediterranean countries and the German Democratic Republic.

Principal particulars: length overall 120.60 m; breadth 17.60 m; depth 10.50 m; draught 7.83 m; deadweight 7,434 tons; speed 16.5 knots. The ship has four cranes, each rated at 8 tons, and can be coupled together in pairs to lift 16 tons.





Ships Link the Continents

Technology and Shipping

The days of the romance of the sea and adventure are long gone. It is no longer left to Neptune's good grace to conduct a ship safely across the sea. By his creative efforts man has applied a highly-developed technology to shipping which enables ships to sail virtually unaffected by unpredictable and often destructive natural forces. The design and equipment of a modern ship are such that it meets the highest safety standards.

Mechanisation and automation have produced basic changes in the work and lifestyle of seamen. It is not necessary to go back to the days of the sailing ship to make comparisons. Even a comparison with ships dating from the first half of this century will make obvious the advances that have taken place in the design of the ships, their navigational equipment, the engine room automation, the increased comfort of the crew accommodation, the equipment for sporting and cultural recreation, and many other matters.

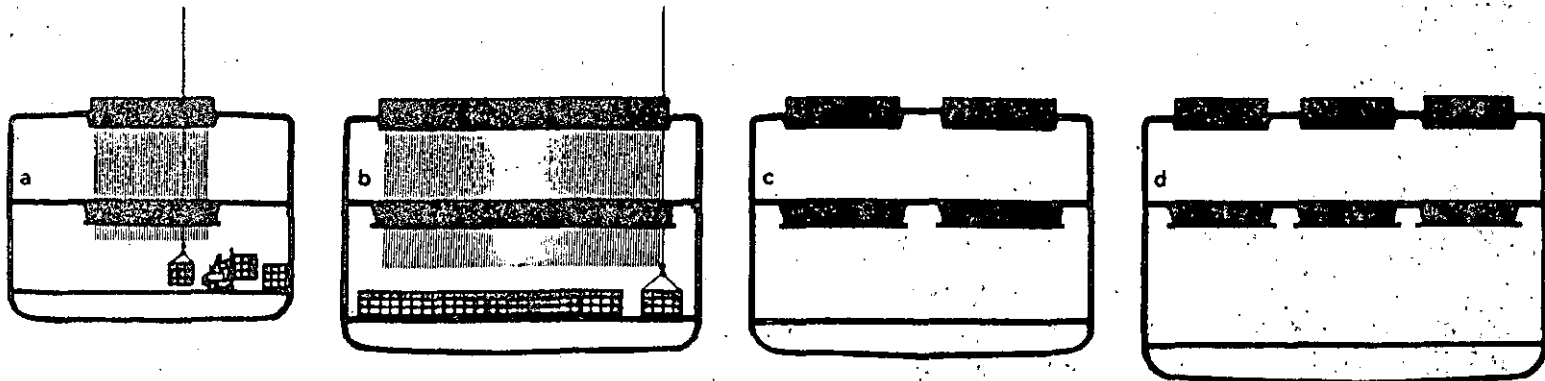
Despite this, man still plays the main role on board and will continue to do so. In fact the responsibility of the captain and his crew has increased, and will continue to increase

as the values of the ships and their cargoes rise. At the beginning of the 1950s, there were hardly any cargo ships that cost more than 2 to 3 million dollars. Now, on the other hand, the captain and his crew are entrusted with ships valued at up to 50 million dollars, or in extreme cases even up to 150 million dollars. Even though the dollar has lost more than half its value over this period, the enormous increase in price is still obvious.

If the crew is to accept more responsibility it must be more highly qualified. In the case of modern shipping it is therefore not always a case of making more intensive use of scientific and technical progress. It is equally necessary to ensure that the all-round qualification of the seamen to master the modern technology is fostered soundly and with an eye to the future.

Nowadays we can no longer speak quite simply of a ship when considering how modern ships differ from those of former times. In principle there is no longer any such thing as a universal ship, and the revolutionary effect of technology has been different for the individual types of special purpose ship. Over the course of many years more and more specialised ships have evolved to complement those which are capable of universal use.

Fig. 2. Hold cross-sections and hatch arrangements on general-cargo ships.
a) of conventional type; b) with large central hatches; c) with double hatches; d) with three parallel hatches.



termed *multi-purpose ships*. These are ships that are very versatile, and so are able to meet the rapidly changing requirements that arise in the tramp trades, and are capable of carrying efficiently not only general cargoes, but also bulk cargoes.

The modern general-cargo ships that are used in the liner trades have several decks, and with deadweights ranging from 9,000 to 15,000 tons and speeds of 17 to 22 knots have reached a stage of development that has undergone no significant change for several years now.

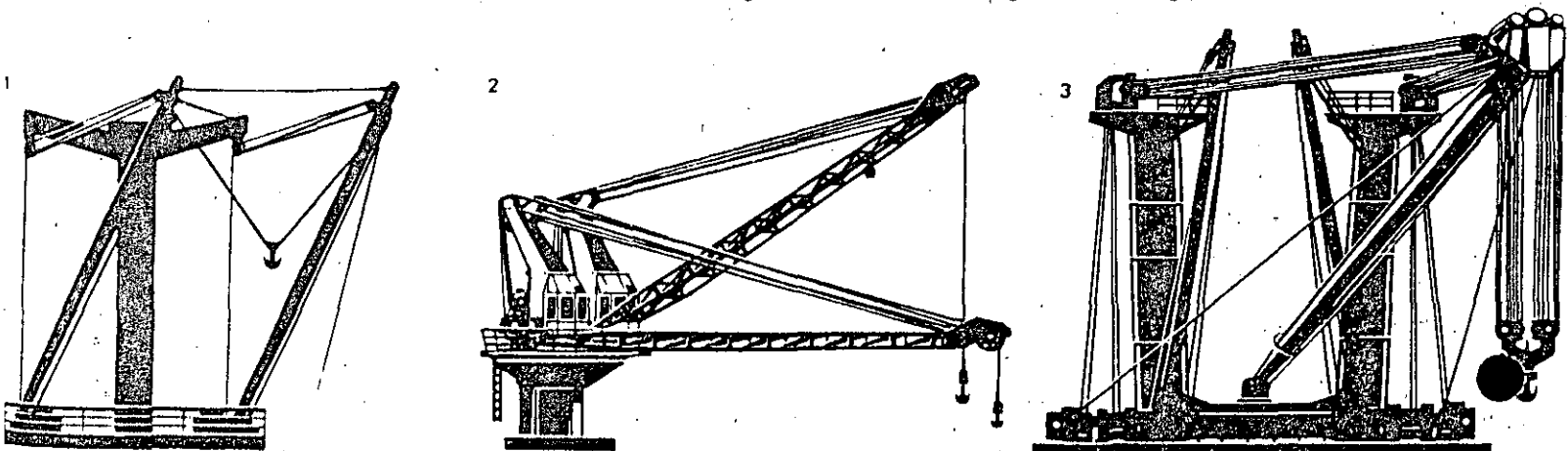
Depending on the particular circumstances of the routes on which they are employed, many general-cargo ships still spend between 40 % and 60 % of their annual operating times in port. Modern general-cargo ships possess a number of notable technical features that have been introduced to reduce the turnaround times and to reduce the work involved in stowing cargo in the holds. The hatches have been made so large that the remaining deck area causes little disturbance to the work of stowing and discharging the cargoes in the hold. The adoption of large centre-line hatches, or of two or even three rows of hatches side-by-side (Fig. 2), has produced what are

termed "open ships", in which the crane can deposit the loads in the holds directly at the points where they are to be stowed. The very labour-intensive task of shifting the general cargoes to the wings of the holds is entirely, or almost entirely, eliminated.

The mechanisation and partial automation of the hatch covers, together with the use of designs that have been specially developed to suit the particular requirements, has also resulted in an improvement in the cargo-handling capabilities of general-cargo ships. It is also very noticeable that general-cargo ships are increasingly being equipped with on-board cargo handling equipment of high capacity. Heavy-lift derricks often have capacities of up to 120 tons, or even up to 350 tons on some specialised heavy-lift vessels. These heavy-lift derricks are usually arranged so that they can swing through the gap between the two king posts that support them, and so are able to serve two holds. An increase in the lifting capacity is also to be found with the ordinary derricks and shipboard cranes, which often are rated at up to 16 tons. In the majority of cases this will suffice to enable even containers to be handled with the shipborne gear (Fig. 3).

Fig. 3. Modern cargo-handling gear on modern general-cargo ships.

1 Derricks for normal cargoes; 2 Twin slewing deck crane; 3 Heavy-lift gear with boom that swings between king posts.





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

PROYECTO Y CONTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS

DIMENSTONAMIENTO PORTUARIO Y OBRAS EXTERIORES

ING. JULIO PINDTER VEGA

SEPTIEMBRE, 1985.

D I V I S I O N D E E D U C A C I O N C O N T I N U A
' U N A M

C U R S O : " P R O Y E C T O Y C O N S T R U C C I O N D E
O B R A S M A R I T I M A S " .

T E M A : D I M E N S I O N A M I E N T O P O R T U A R I O
Y O B R A S E X T E R I O R E S .

A N E X O 1 : D I M E N S I O N E S Y C L A S I F I C A C I O N
D E C O N T E N E D O R E S .

E X P O S I T O R : I N G . J U L I O P I N D T E R V E G A

Septiembre 30, 1983.

TIPOS Y DIMENSIONES DE CONTENEDORES.

DEFINICION.

DE ACUERDO A LAS NORMAS INTERNACIONALES DE 150 (INTERNATIONAL STANDARITATION ORGANITATION) SE DEFINE COMO CONTENEDOR A UN ELEMENTO DEL EQUIPO DE TRANSPORTE, QUE CUMPLE CON LAS SIGUIENTES DISPOSICIONES:

- a). DE CARACTER PERMANENTE Y POR TANTO SUFICIENTEMENTE RESISTENTE PARA PERMITIR SU USO REPETIDO.
- b). ESPECIALMENTE IDEADO PARA FACILITAR EL TRANSPORTE DE MERCANCIAS POR UNO O VARIOS MODOS DE TRANSPORTE, SIN MANIPULACION INTERMEDIA DE LA CARGA.-
- c). PROVISTO DE DISPOSITIVOS QUE PERMITAN SU FACIL MANEJO Y, EN PARTICULAR SU TRANSBORDO DE UN MODO DE TRANSBORDO A OTRO.
- d). DISEÑADO DE MANERA QUE SEA FACIL DE LLENAR Y VACIAR.
- e). DE UN VOLUMEN INTERIOR DE UN METRO CUBICO (353 pies cubicos), POR LO MENOS.

CARACTERISTICAS:

SI BIEN LOS CONTENEDORES DEBEN SER DE CONSTRUCCION RIGIDA, ALGUNOS SON PLEGABLES, O PUEDEN SER DESMONTABLES Y POSTERIOR

MENTE SER ARMADOS NUEVAMENTE. PUEDEN SER DE ACERO, ALUMINIO, MADERA CONTRACHAPADA O FIBRA DE VIDRIO, O DE UNA COMBINACION DE ESTOS MATERIALES. EL CONTENEDOR PUEDE TENER UNA PUERTA EN UN EXTREMO O EN UNA PARED LATERAL O ESTAR DECUBIERTO EN SU PARTE SUPERIOR PARA SER CARGADO Y/O DESCARGADO. LOS PRINCIPALES TIPOS DE CONTENEDORES QUE SE EMPLEAN ACTUALMENTE SON LOS DE 20 PIES, CON UN PESO BRUTO DE 20 TONS. Y LOS DE 40 PIES, CON UN PESO BRUTO MAXIMO DE 40 TONS. DEBIDO A SU ESTANQUEIDAD, LOS CONTENEDORES PROTEJEN LA CARGA DE LA INTEMPERIE.

CLASIFICACION:

DE ACUERDO A LAS NORMAS 150, LOS CONTENEDORES DE LA SERIA 1 PARA CARGA GENERAL, SE MUESTRAN EN LAS SIGUIENTES TABLAS.

CLASIFICACION Y DIMENSIONES GENERALES.

LA SERIE 1 DE CONTENEDORES, TIENE UN ANCHO DE, 2438 mm. (8 PIES). LA LONGITUD SE MUESTRA EN LA SIGUIENTE TABLA.

CLASIFICACION	ALTURA	LARGO	
		m.	ft.
1 AA	8' 6"	12	40
1 A	8'		
1 AX	8' .- X VARIA DE 0 A 8'		
1 BB	8' 6"	9	30
1 B	8'		
1 BX	8' .- X VARIA DE 0 A 8'		
1 CC	8' 6"	6	20
1 C	8'		
1 CX	8' .- X VARIA DE 0 A 8'		
1 D	8'	3	10
1 DX	8' .- X VARIA DE 0 A 8'		

DIMENSIONES EXTERNAS Y PESO MAXIMO PERMISIBLE.

CLASIFICACION	L A R G O			A N C H O		A L T U R A			PESO BRUTO MÁXIMO PERMISIBLE	
	mm.	pies	pul.	mm.	pies	mm.	pies	pul.	kg.	lb.
1 AA	12192	40		2438	8	2591	8	6	30480	67200
1 A	12192	40		2438	8	2438	8		30480	67200
1 AX	12192	40		2438	8	2438	8		30480	67200
1 BB	9125	29	11 1/4	2438	8	2591	8		25400	56000
1 B	9125	29	11 1/4	2438	8	2438	8		25400	56000
1 BX	9125	29	11 1/4	2438	8	2438	8		25400	56000
1 CC	6058	19	10 1/2	2438	8	2591	8	6	20320	44800
1 C	6058	19	10 1/2	2438	8	2438			20320	44800
1 CX	6058	19	10 1/2	2438	8	2438	8		20320	44800
1 D	2991	9	9 3/4	2438	8	2438	8		10160	22400
1 DX	2991	9	9 3/4	2438	8	2438	8		10160	22400

DIMENSIONES INTERNAS.

Altura mínima	(1A, 1B y 1C)	2197 mm.	68 1/2 pul
	(1AA, 1BB y 1CC)	2350 mm.	92 1/2 "
Altura mínima de la puerta	(1A, 1B y 1C)	2134 mm.	84 "
	(1AA, 1BB y 1CC)	2261 mm.	89 "
Ancho mínimo		2330 mm.	91 3/4 "
Ancho mínimo de la puerta		2286 mm.	90 "

* La altura mínima no incluye a los contenedores refrigerados, los cuales tienen generalmente menor ó igual a 2077 mm. (81 3/4")

** El ancho mínimo para contenedores refrigerados es 2200 mm. (86 5/8")

4

LOS CONTENEDORES ESTAN DISEÑADOS PARA SER APILADOS HASTA --
SEIS ALTURAS EN PATIOS DE ALMACENAMIENTO (EN LA PRACTICA --
CINCO ALTURAS, DEPENDIENDO DE LA VELOCIDAD DE LOS VIENTOS -
DOMINANTES Y REINANTES). A BORDO DE LAS EMBARCACIONES, LA AL-
TURA DE ESTIBA EN BODEGA ES DE HASTA NUEVA CONTENEDORES Y -
SOBRE CUBIERTA Y TAPA ESCOTILLAS DEL 25 AL 35% DE LA ESTIBA
EN BODEGA, O SEA DE TRES A CUATRO CONTENEDORES, NORMALMENTE
VACIOS.

CONTENEDORES FUERA DE LAS NORMAS 150:

LOS CONTENEDORES DE 20' ESTAN DISEÑADOS PARA OPERAR CON CAR-
GA BRUTA DE 20,320 KG., SIN EMBARGO EN ALGUNAS RUTAS SE MA-
NEJAN DE 24,000 KG.

LOS CONTENEDORES-TANQUE GENERALMENTE ESTAN DISEÑADOS PARA -
24,000 KG., DE PESO BRUTO, PERO EXISTEN DE 25,000 KG.. EN -
LAS RUTAS MARITIMAS DE AMERICA DEL NORTE SE UTILIZAN CONTE-
NEDORES DE 40' X 8' X 6" (2900 mm.). LOS CUALES NO SON UTI-
LIZADOS EN PAISES CON LIMITACIONES DE DESCARGA POR EJE Y GA-
LIBO DE PUENTES.

CONTENEDORES SEALAND (35 PIES DE LARGO)

EN ESTE TIPO DE CONTENEDORES LOS PUNTOS DE IZAJE DE LAS ES-
QUINAS ES DIFERENTE A LOS CONTENEDORES-150, POR LO QUE HAY
QUE PREVER ESTO EN EL DISEÑO DEL BASTIDOR DE IZAJE DE LOS -
CONTENEDORES. SEA-LAND INTRODUJO UN NUEVO CONTENEDOR DE 40'
CON DOBLE SISTEMA DE IZAJE.

CONTENEDOR DE 45 PIES DE LARGO.

EN LAS RUTAS ENTRE FILIPINAS, JAPON Y EE.UU. SE INICIO LA UTILIZACION DE ESTE TIPO DE CONTENEDORES, POR LO QUE SE TENDRA QUE ESTUDIAR SU POSIBLE UTILIZACION EN UN FUTURO EN NUESTRO PAIS.

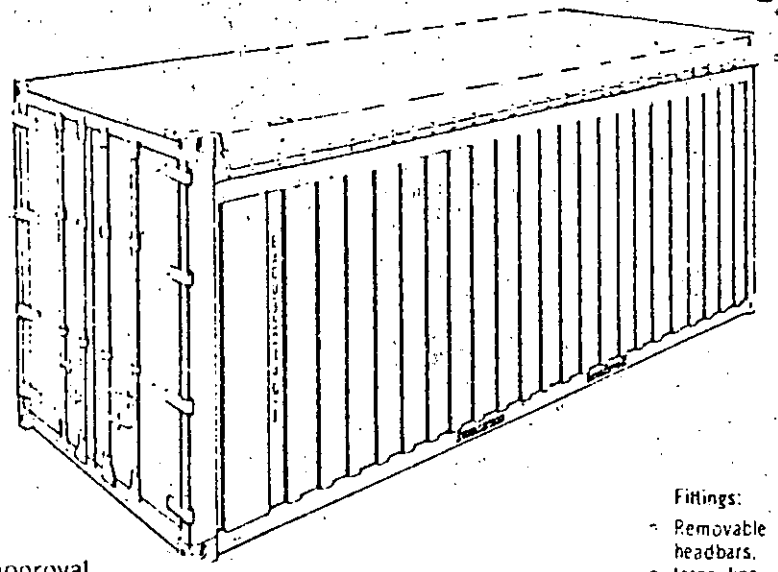
TIPOS DE CONTENEDORES 150.

1.- CONTENEDORES DE CARGA GENERAL.

COMPRENDE LOS CONTENEDORES CERRADOS CON PUERTAS EN UN EXTREMO Y EN LAS PAREDES LATERALES; LOS DE TECHO ABIERTO; LOS DE PAREDES LATERALES ABIERTAS; LOS DE PAREDES Y TECHO ABIERTO, PLATAFORMAS, MEDIA ALTURA Y LOS VENTILADOS (NO ISOTERMOS).

20'x8'x8' Open Top

SIN TECHO



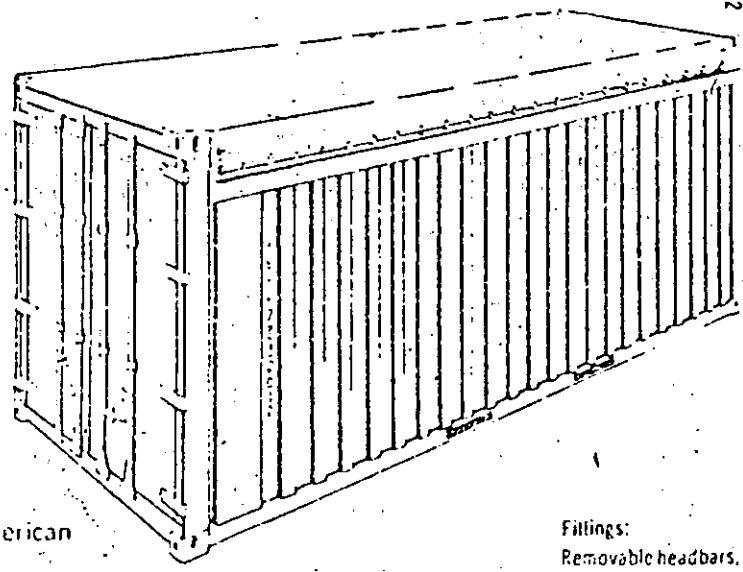
10

Manufactured according to ISO and ASA
 recommendations and standards.
 Approved by Lloyds Register of Shipping.
 Certified for inland transport under TIR approval.

Fittings:
 - Removable
 headbars.
 e tarpaulins

20'x8'x8'6" Open Top

SIN TECHO



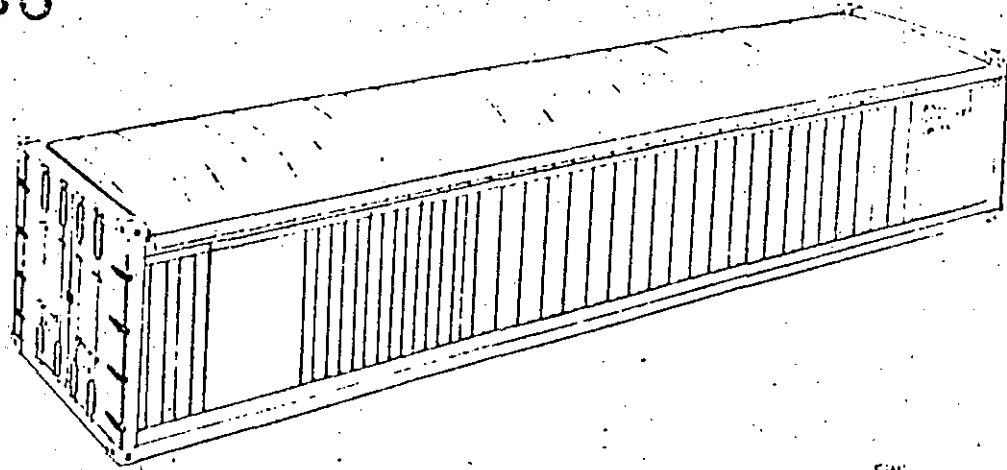
12

Manufactured according to ISO and ASA
 recommendations and standards.
 Approved by Germanische Lloyd and/or American
 Bureau of Shipping.
 Certified for inland transport under TIR approval.

Fittings:
 Removable headbars,
 tarpaulins

40'x8'x8'6" Open Top

SIN TECHO

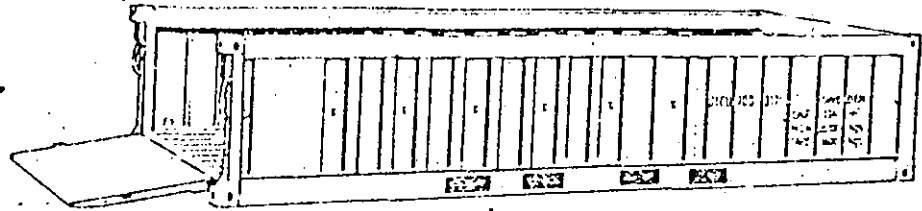


Manufactured according to ISO and ASA recommendations and standards.
Approved by Lloyds Register of Shipping.
Certified for inland transport under TIR approval.

Fittings:
Removable
headbars, tar-
paulins and
lift out bows

20'x8'x4' Bin

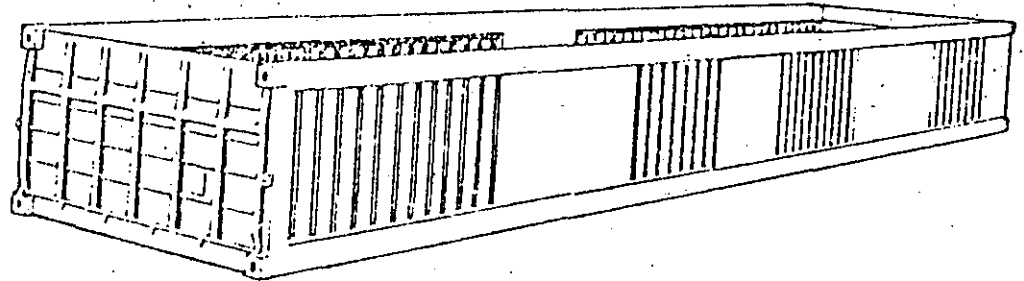
MEDIO CONTENEDOR



Manufactured according to ISO and ASA recommendations and standards.
JL CU containers approved by Germanische Lloyd and/or American Bureau of Shipping.
BSLU and EACU containers approved by Lloyds Register of Shipping.
Not certified for inland transport under TIR approval.

40'x8'x4' Bin

MEDIO
CONTENEDOR



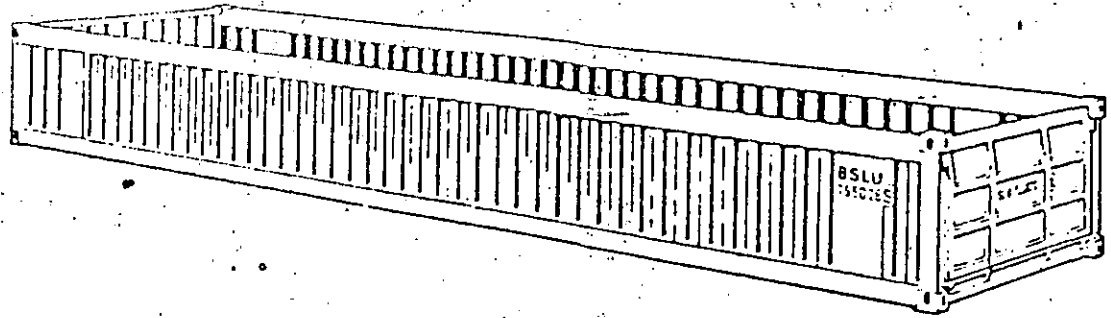
Manufactured according to ISO and ASA recommendations and standards.
Approved by Germanische Lloyd and/or American Bureau of Shipping.
Not certified for inland transport under TIR approval.

40'x8'x4'3"

Bin

MEDIO

CONTENEDOR

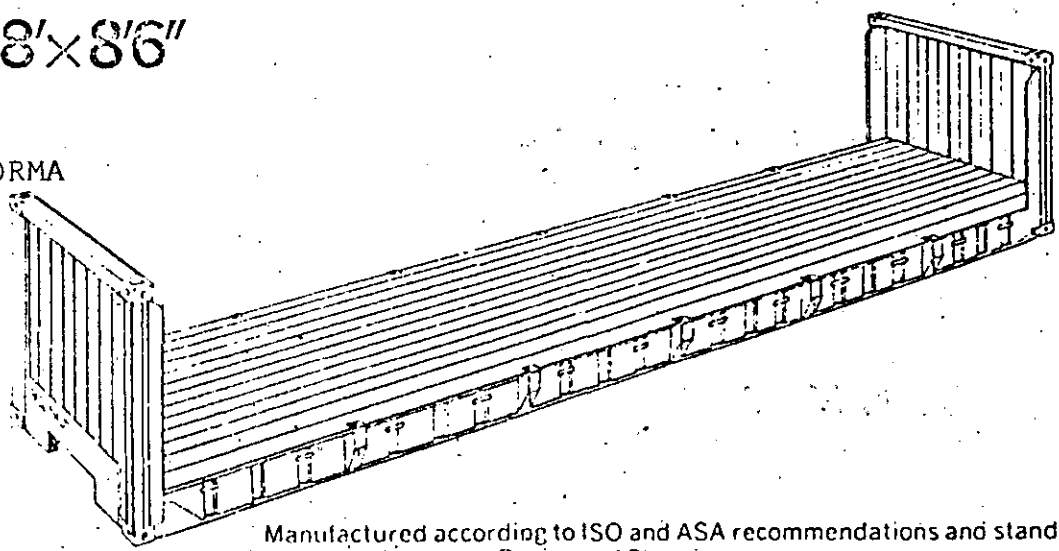


Manufactured according to ISO and ASA recommendations and standards.
 Approved by Lloyds Register of Shipping.
 Not certified for inland transport under TIR approval.

40'x8'x8'6"

Flats

PLATAFORMA

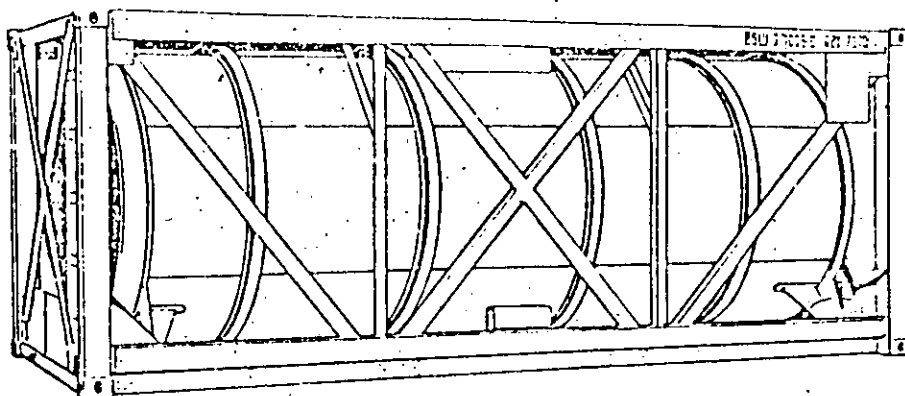


Manufactured according to ISO and ASA recommendations and standards.
 Approved by Lloyds Register of Shipping.
 Not certified for inland transport under TIR approval.

2.- CONTENEDORES CISTERNA .- PARA EL TRANSPORTE DE LIQUIDOS A GRANEL Y DE GAS COMPRIMIDO.

3.- CONTENEDORES TANQUE .- PARA CARGA SECA A GRANEL, DE DESCARGA A GRAVEDAD O POR PRESION.

20'x8'x8'
Tank
TANQUE

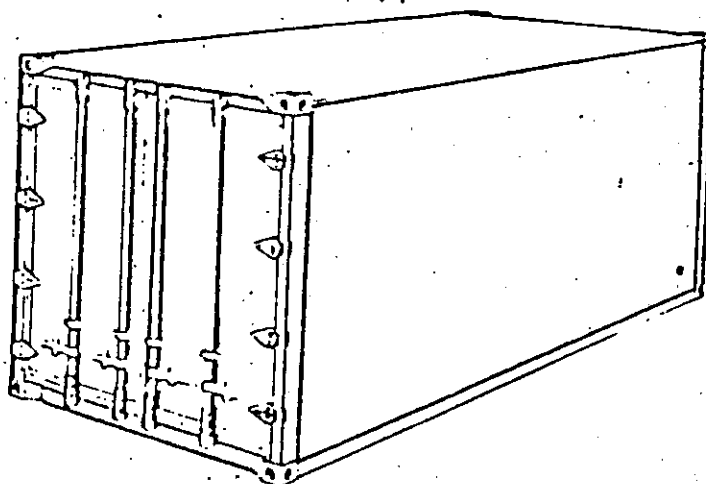


Manufactured according to ISO and ASA recommendations and standards.
J1 CU containers approved by Germanische Lloyd and American Bureau of Shipping.
BSLU/EACU containers approved by Lloyds Register of Shipping.
Certified for inland transport under TIR approval.
DOT certificates: JLCU Nos. 6253, 6858. BSLU/EACU No. 6500.

4.- CONTENEDORES ISOTERMO.

20'x8'x8'
Insulated

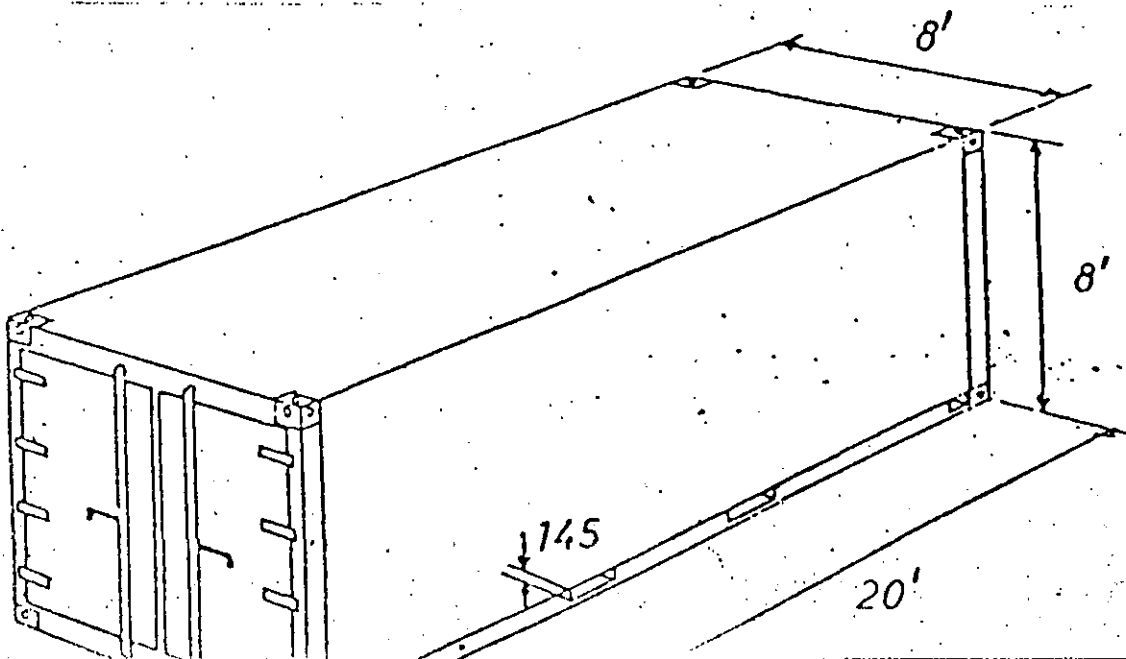
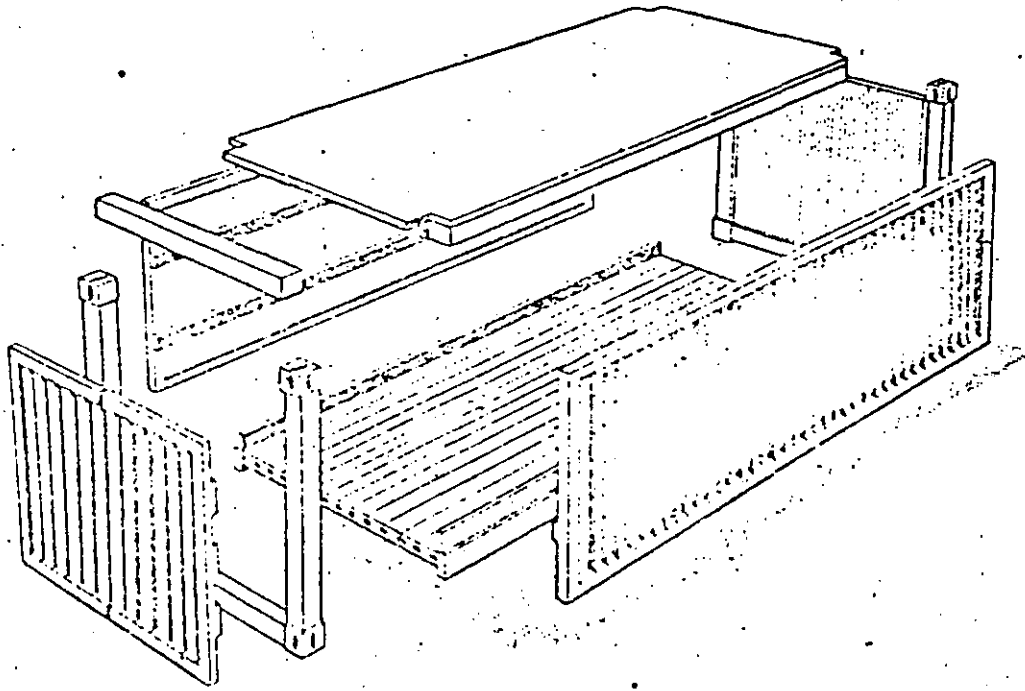
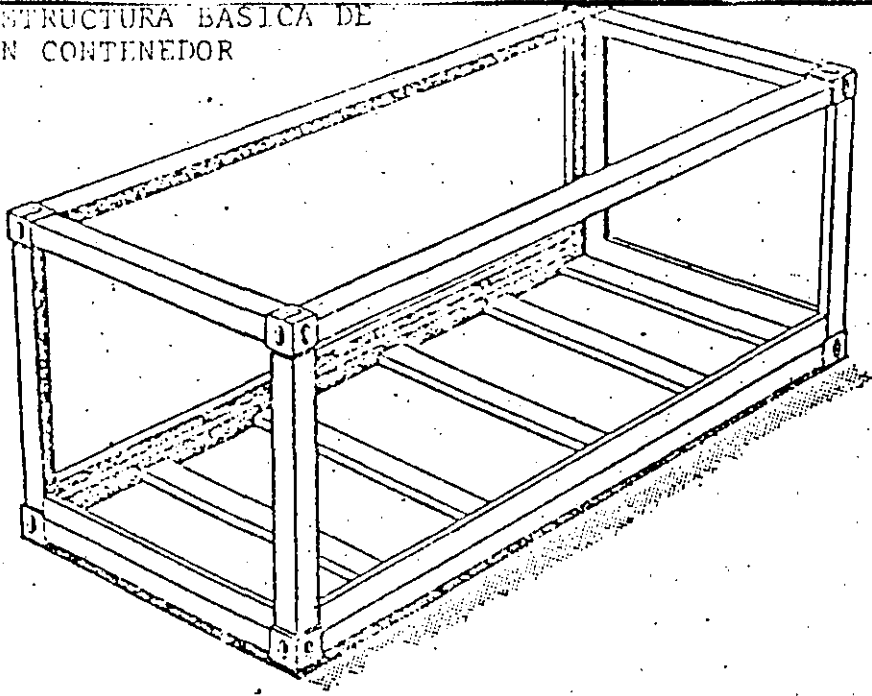
150 TERMOS



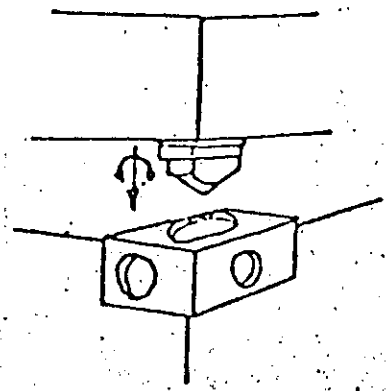
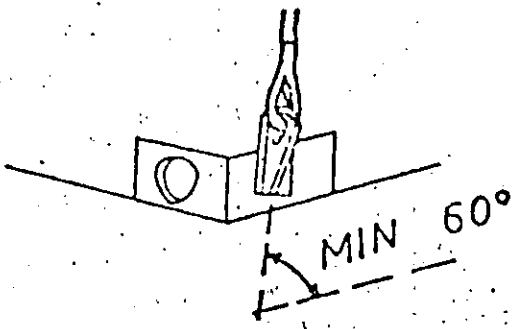
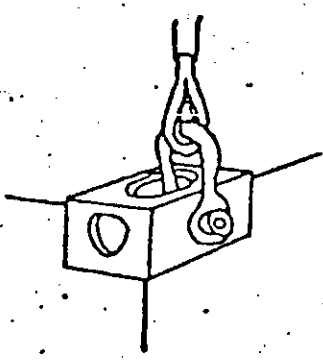
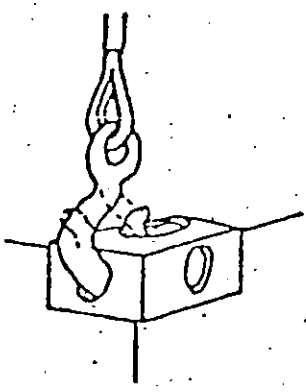
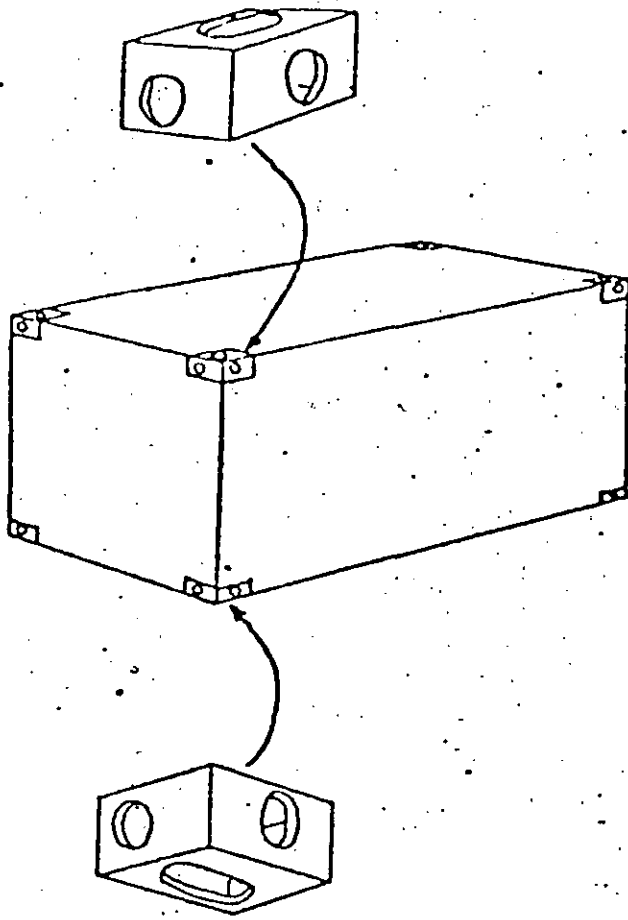
Manufactured according to ISO and ASA recommendations and standards.
JLCU containers approved by American Bureau of Shipping.
BSLU/EACU containers approved by Lloyds Register of Shipping.
Certified for inland transport under customs seal.

5.- CONTENEDORES ESPECIALES.- PLEGABLES, PARA GANADO Y
CON PERFORACIONES PARA PIERNAS DE SOPORTE.

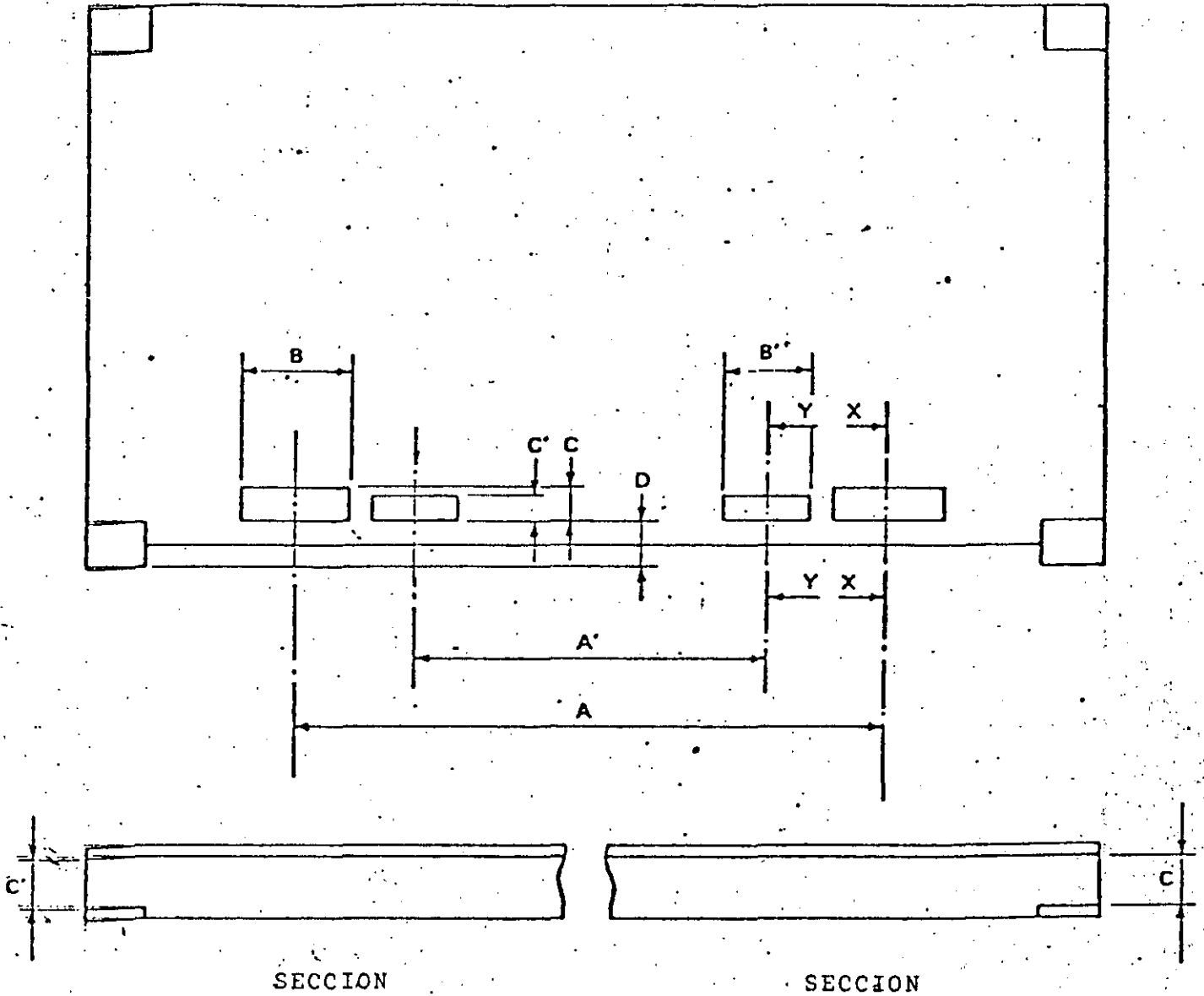
ESTRUCTURA BASICA DE UN CONTENEDOR



SISTEMA PARA IZAJE Y FIJACION DE CONTENEDORES EN CUBIERTA DEL BARCO.



DIMENSIONES DE TUNELES PARA HORQUILLAS DE MONTACARGAS



CONTENEDOR	DIMENSIONES														
	TUNELES PARA CARGA/DESCARGA DE CONTENEDORES CARGADOS								TUNELES PARA CARGA/DESCARGA DE CONTENEDORES VACIOS						
	mm				in				mm			in			
	A	B	C	D	A	B	C	D	A'	B'	C	A'	B'	C'	
100	2000	355	115	20	81	14	4 1/2	0.8	900	305	102	35 1/2	12	4	
10	± 50	min.	min.	min.	± 2	min.	min.	min.	± 50	min.	min.	± 2	min.	min.	
10	900	305	102	20	35 1/2	12	4	0.8							
	± 50	min.	min.	min.	± 2	min.	min.	min.							

NOTE - C = ALTURA LIBRE



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

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS

DIMENSIONAMIENTO

OBRAS INTERIORES

ANEXO I

TEORIA DE COLAS Y MODELOS DE SIMULACION

ING. JULIO PINDTER VEGA

SEPTIEMBRE, 1985.

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA, FACULTAD DE INGENIERIA
UNAM

CURSO: Proyecto y Construcción de Obras
Marítimas.
10 al 21 de septiembre de 1984.

TEMAS: Dimensionamiento .
Obras Interiores .
13 y 14 de septiembre de 1984.

ANEXO I: Teoría de Colas y Modelos de -
Simulación.

Notas del tomo II "Planificación y or
ganización del Puerto. - Editaçõ por
la Escuela Técnica Superior de Inge-
nieros de Caminos, Canales y Puer-
tos - Madrid.

ING. JULIO PINDTER VEGA

Explotación y conservación (incluido, limpieza)

- Carreteras	---	41%
- Ferrocarril	---	26%
- Alumbrado	---	14%
- Administración	---	19%

3.5. METODOS MATEMATICOS. METODOS ANALITICOS

3.5.1. Antecedentes

3.5.1.1. Necesidad de nuevos métodos de dimensionamiento

En los métodos empíricos se supone que el tráfico es uniforme a lo largo del año y las cifras de rendimiento se obtienen basándose en una utilización continua de las instalaciones prescindiendo de posibles alteraciones en la llegada de los barcos y de que existan períodos donde se producen coincidencia de más unidades en operaciones que instalaciones disponibles, con la consiguiente aparición de esperas y estadías superiores a las calculadas creándose congestiones que alteran y encarecen la operación portuaria; como contrapartida en otros periodos no habrá barcos en puerto y las instalaciones sin utilizar gravarán el coste final de las operaciones.

Tampoco se contemplan las posibles alternativas de valoración de los distintos elementos que intervienen en el rendimiento de la operación y por tanto en el dimensionamiento y coste de las instalaciones.

En cada caso sería necesario estudiar ventajas e inconvenientes de cada alternativa para poder elegir la solución óptima desde los diferentes puntos de vista que deben tenerse en cuenta al planificar la instalación, cosa que en el método empírico no es posible hacerlo, pues cada variante supondría un estudio diferente lo que prácticamente hace imposible la busca de esta optimización y lo único factible es realizar una simplificación total a base de elegir la solución que por experiencia se estima la mejor.

Lo mismo se podría decir de otra serie de aspectos no considerados en el método empírico que corroboran que este método no es ideal ni suficiente siquiera en muchos casos pudiendo inducir a errores básicos y que haya necesidad de recurrir a otros procedimientos.

Esto no significa ni mucho menos, que se pueda afirmar rotundamente como hacen algunos autores que el método empírico no sea útil, o que es un grave error utilizarlo, sino que al revés, podemos decir que es el adecuado en ciertos casos y básico e in-

dispensable en la creación del esquema general que sirve de base a cualquier planificación del puerto; pero que debe ser complementado en algunos planeamientos y en otros estudios comenzando por él y siguiendo por otros medios. Lo que sucede es que se confunde Planificación con Dimensionamiento.

3.5.1.2. Los métodos matemáticos

- A) El proceso de la operación portuaria se caracteriza por la existencia de una serie de actos que se producen de forma aleatoria -llegada de barcos, etc.- que influyen sobre las sucesivas operaciones, así como de otra serie de condicionantes físicos y de alternativas de medios y equipos e instalaciones que originan una serie de posibles elecciones entre las soluciones que deban compararse entre ellas para escoger la óptima tanto desde el punto de vista económico como de cualquier otro aspecto.

Se puede concretar el problema de la planificación y dimensionamiento como un problema de decisión.

Para este tipo de cuestiones la Investigación Operativa abre unas inmensas posibilidades que permiten plantear el problema en su conjunto y mediante el establecimiento de un modelo matemático que representa el proceso portuario y donde intervienen las diferentes variables que determinan la operación, fijar las magnitudes de los elementos que forman el sistema de manera que se logre el óptimo deseado.

Concretándonos al problema portuario y prescindiendo de entrar en el estudio de la aplicación de la Investigación Operativa se puede ver que la operación portuaria es un proceso de tipo aleatorio que puede encuadrarse como un problema de espera; en estos casos las variables son aleatorias y su cumplimiento es independiente de una determinación previa.

- B) Este tipo de problemas puede resolverse mediante un modelo de tipo "probabilístico" y por "teoría de colas" podemos calcular el número de barcos simultáneos en puertos pidiendo atraque -o en espera por falta de muelles, cuando se puede determinar previamente la ley de llegada y servicios. Lo mismo puede aplicarse a una serie de aspectos de la actividad portuaria.

- ① Este método es el que llamamos analítico y liga la llegada de barcos, el número de atraques y los tiempos de espera y servicio. La importancia es extraordinaria porque el factor decisivo en el coste total de las operaciones es el de la tasa diaria del barco, y por tanto las pérdidas por demora repercuten extraordinariamente debiendo reducirlas el mínimo compatible.

bla con el aumento de coste por mayores instalaciones al aumentar el número de atraques.

- C) Pero a veces estos métodos analíticos no son aplicables a ciertos problemas portuarios debido a la complejidad de la actividad portuaria no cumpliéndose las leyes matemáticas su-
puestas, así como en los casos donde se debe analizar la si-
tuación a lo largo del tiempo variando una serie de datos bá-
sicos, siendo muy difícil e imposible el encontrar un modelo
matemático apropiado.

En estos casos es preferible acudir a los métodos de "Simula-
ción" donde se produce el fenómeno a lo largo del tiempo; -
en el modelo se introducen las diferentes hipótesis y varia-
bles mediante parámetros, repitiendo la operación tantas ve-
ces como variantes queremos analizar, pudiendo conocer los re-
sultados de cada caso y tomar la decisión más conveniente. Pa-
ra éstos cálculos se acude a la ayuda de un ordenador electró-
nico que permite realizar rapidísimamente cálculos complica-
dos y obtener la marcha del puerto durante varios años en un
breve período de horas, aunque a veces es tan complicado el
proceso que hay que introducir simplificaciones que limitan
la exactitud del método.

Dada la complejidad de la actividad portuaria y la multitud
de problemas de toda índole que pueden presentarse se deduce
que prácticamente los métodos de la investigación operativa
pueden analizarse en todos los casos, pero los fundamentales
para la planificación y dimensionamiento del puerto son los
que se refieren al servicio del barco en operaciones, aunque
en explotación deben analizarse todos ellos.

A continuación se analiza brevemente el fundamento y aplica-
ción a los problemas portuarios de los siguientes métodos:

- a) Métodos analíticos (Teoría de Colas)
- b) Métodos de Simulación

3.5.2. Métodos analíticos

3.5.2.1. El problema general

En todas las actividades donde exista una demanda de servi-
cio por parte de unas unidades o clientes que llegan sucesivamen-
te y de forma irregular en el tiempo para ser atendidos por un
número de estaciones o puntos de servicio se puede producir un
fenómeno de espera.

Los aspectos básicos de este fenómeno son:

- a) Esquema de servicio
- b) Las llegadas de usuarios

- c) El número de estaciones de servicio
- d) El tiempo de servicio de cada unidad

3.5.2.2. Esquema del Servicio

El esquema de un puerto puede diferir grandemente según sean sus características -puertos con varias dársenas y tráficos o un simple cargadero especializado,- y dentro de cada tipo varían sus necesidades, formas de servicio, etc. por lo que serían muy difícil tratar de operar con un modelo universal o general sino que en cada caso habrá que tratar de determinar el esquema apropiado.

Sin embargo se puede simplificar grandemente el problema si se tiene en cuenta que cada tráfico debe obrar con independencia de los demás, es decir, que cada muelle o instalación está destinado a un tráfico específico y que las necesidades y soluciones del tráfico de petróleos no tiene nada que ver con las de los tráficos de minerales o de mercancía general.

Sólo serán comunes las operaciones de entrada hasta el fondeadero o hasta la boca de la dársena correspondiente, es decir, prácticos, remolcadores, zonas de fondeadero, etc.

Podemos por tanto dividir el esquema del puerto en dos partes distintas:

- A) Servicios Generales: Entrada, practicaaje, remolcadores, puertos de fondeo, esclusas generales, etc.
- B) Dársenas o muelles: Se consideran instalaciones especializadas por tráfico, con separación de los problemas.

El primer caso deberá ser analizado para determinar las necesidades de prácticos, remolcadores, puntos de fondeo, servicios generales a la entrada del barco -policía, sanidad, etc.

El segundo caso es el que afecta directamente al dimensionamiento de las instalaciones portuarias y es el que de una manera especial interesa al puerto.

La estructura del sistema estará compuesta de la siguiente forma:

Fuente → N° de barcos del tráfico considerado

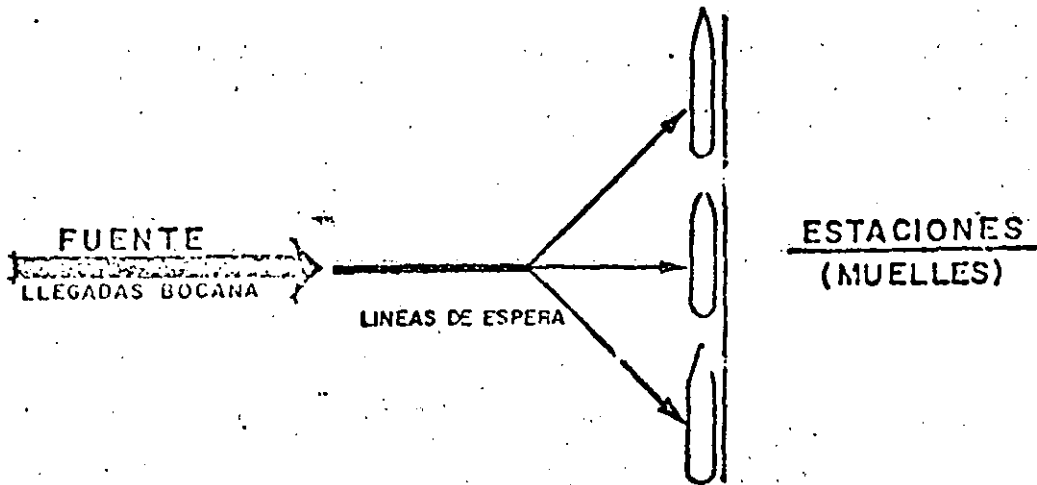
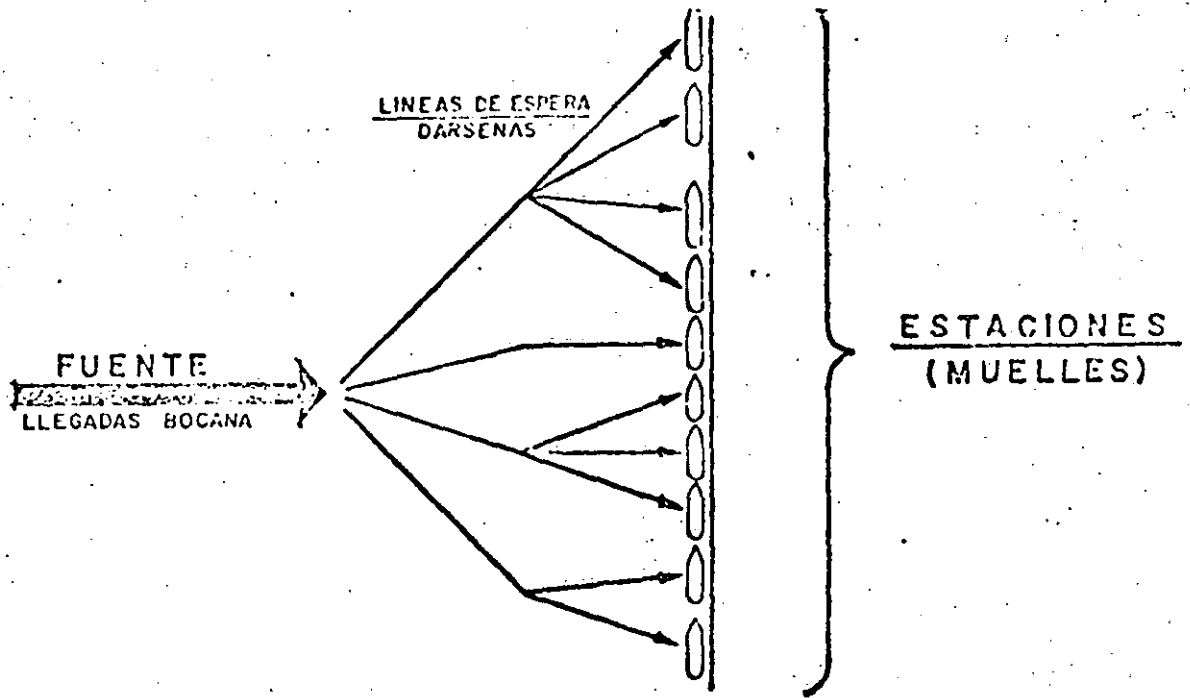
Línea de espera → Unica (por dársena)

Estaciones → Atraques existentes (uno o varios)

Las unidades que existen estarán o en la línea de espera o recibiendo servicio de forma que

$$N = N_{1e} + N_s \quad (\text{Si } N \geq N^{\circ} \text{ estaciones, entonces } N_{1e} = 0)$$

En cualquier caso, la capacidad del sistema, es decir, el nú



mero de clientes despachados en conjunto de todas las estaciones en un tiempo dado, debe ser mayor que el número de los que llegan o de lo contrario aumentarían las calas indefinidamente, cuestión que está fuera de nuestro estudio.

Pueden existir prioridades de atender a los clientes, (sería el caso de los buques correos o de pasajeros) pero generalmente se acepta la regla FIFO (First in - First out), o sea despachar por orden de llegada.

Como N , N_1 e N_s varían al azar (con el tiempo y de forma aleatoria) lo harán de acuerdo con una ley de probabilidades que debe determinarse.

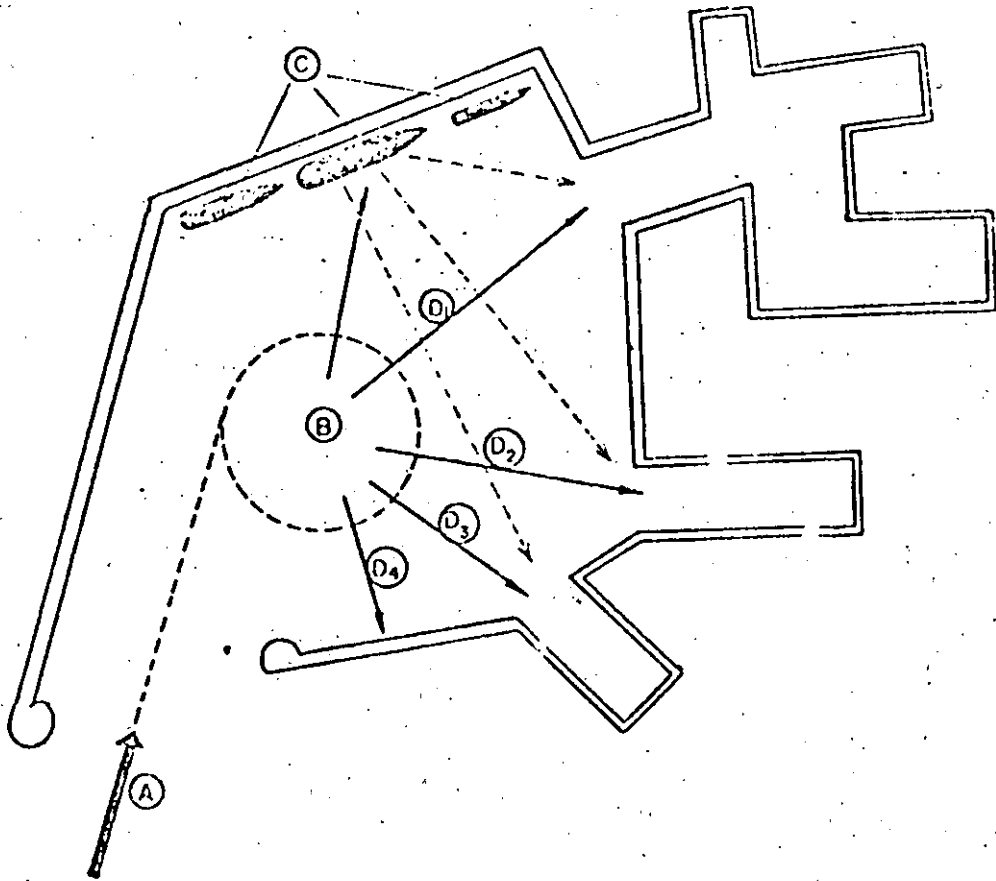
En el caso de una línea y varias estaciones (que es el que vamos a tratar), si existen más unidades en el sistema que estaciones de servicio se producirá cola y existirán unidades en espera; por el contrario, si es menor existirán estaciones desocupadas.

Como el que los clientes esperen puede producir pérdidas (bien por la pérdida de clientela y fama de eficacia del puerto o bien por la valoración del tiempo inactivo) convendría que se eliminasen las esperas aumentando el número de estaciones de servicio; pero esto supone una inversión que aumenta con el número de las que se instalen y como habrá tiempo que no estén en trabajo por no haber unidades en espera, se producirá una pérdida proporcional al tiempo de inactividad de la instalación.

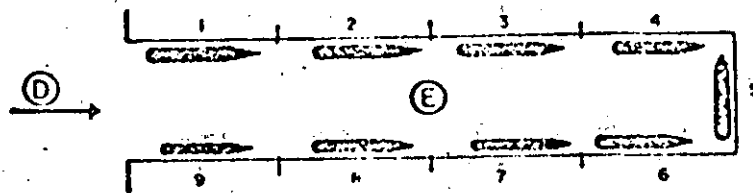
El ideal sería conseguir un resultado económico óptimo de costo mínimo o de pérdidas mínimas para lo que se debe calcular los tiempos perdidos por ambas partes valorándolos de acuerdo con sus precios unitarios del tiempo y comparando los resultados producidos al variar el número de atraques. Esto que es lo que suele hacerse frecuentemente por los portuarios no debe ser el único factor de la decisión, aunque sea el más importante, pues pueden existir algunos casos donde sea necesario considerar otros factores, tales como tratar que las esperas no sean excesivas limitándolas a un porcentaje del tiempo de servicio, aunque como es natural esto suponga un encarecimiento y no resulte "óptimo" económico o sea el mínimo gasto.

Si analizamos las operaciones referentes al servicio del barco desde su entrada hasta su despacho del muelle, se pueden asimilar sus diferentes fases a los aspectos de cualquier problema de servicio y esperas:

- | | | |
|-------------------------|---|------------------------------|
| α) Llegada de clientes | - | Llegada de barcos |
| β) Número de estaciones | - | Número de muelles o atraques |
| γ) Tiempo de servicio | - | Entanca del barco en amarre |
| δ) Sistema | - | Dársena adscrita al tráfico |



- (A) = ENTRADA GENERAL AL PUERTO.
- (B) = ZONA DE MANIOBRA, EVOLUCION Y ESPERA.
- (C) = LINEA DE ESPERA DE LAS DARSENAS.
- (D₁) (D₂) (D₃) (D₄) = DARSENAS Y ATRACADEROS ESPECIFICOS.



- (D) = FUENTE DE ENTRADA (DIRECTA DE AB O A TRAVES DE LA LINEA DE ESPERA C).
- (E) = ATRAQUES O ESTACION.

El problema que se nos presenta será el de determinar el número de atraques necesarios para que (conocidas las leyes de llegadas y de servicios así como las diferentes circunstancias y factores que pueden intervenir) el coste total sea el óptimo deseado, o bien conocer el coste adicional si se decide otra solución por cualquier causa.

De este óptimo depende del grado de utilización de los muelles, o sea de la relación entre los períodos en que están ocupados y los posibles totales. Si la utilización es alta, existe el peligro de que durante determinado número de días haya congestión o sea barcos en espera; si es baja sucederá que el aprovechamiento de la infraestructura es malo. Ya veremos que cuanto mayor sea el número de atraques para un mínimo coste, mejora el coeficiente de utilización; lo que significa que es posible un mejor explotación en los puertos con gran número de atraques similares que en los pequeños como saben por experiencia los que han trabajado en los puertos.

En cualquier análisis o estudio que se realice de un puerto o sistema portuario, es fundamental el disponer de unas estadísticas veraces y suficientes. Se deben referir tanto a la llegada de barcos (en número y tiempo), como tiempos de servicios (en operaciones, espera, paro, etc.), muelles de destino, pérdidas por cualquier causa (mal tiempo, congestión, falta de servicio, etc.).

3.5.2.3. Llegadas

Por la diversidad de tráfico y de servicios que pueden existir en los puertos, es lógico que la llegada de los barcos se produzca de múltiples formas; habrá puertos donde las llegadas se produzcan al azar, independientemente de cualquier determinación previa; y en cambio en otros sus llegadas estarán reglamentadas y las variaciones que se produzcan se deberán solo a alteraciones del programa producidas por causas ajenas.

En cualquier caso, lo que interesa es determinar las leyes que siguen las llegadas de los barcos; pueden agruparse como sigue:

- a) A intervalos iguales o regulares
- b) A intervalos desiguales pero determinados (es una modificación de la anterior)
- c) A intervalos desiguales siguiendo una función de probabilidad o aleatoria.

3.5.2.4. Número de estaciones

En nuestro caso solo consideramos una línea de llegada, pu--

diendo existir una o varias estaciones (atraques) por línea.

Es el caso de un solo atraque en cargaderos o varios atraques homogéneos en una dársena dedicada al mismo atraque.

3.5.2.5. Tiempo de servicio

Corresponde al tiempo que el usuario está ocupando un puesto de atraque.

La duración es función de una serie de factores tales como tipo y volumen de la carga, características y rendimientos de las instalaciones, tráfico, y aún modalidades o costumbres del puerto (trabajo continuo o por ciclos interrumpidos por períodos de paro, etc.).

Al mismo tiempo hay que tener en cuenta otros factores que pueden modificar las leyes de servicio, como son: las influencias que sobre el ritmo de carga puede tener el que existan barcos en espera aconsejando aumentar los rendimientos y las jornadas, o bien los tiempos de reserva de atraques para ciertos tráficos, etc.; esto supone una complicación indudable en la determinación de las leyes de estancia.

Prescindiendo de los casos más complejos, que por otra parte no tienen una solución matemática fácil ni comprobada, podemos aceptar que los tiempos de servicio tienen una duración:

- a) Constante
- b) Variable pero determinado
- c) Aleatorio

3.5.3. Las leyes de llegada y de servicio y el tiempo de espera.

Las funciones y características del tráfico de un puerto influyen de manera decisiva en la ley de llegadas de los barcos; no será lo mismo un puerto de abastecimiento donde llegan multitud de barcos a repostar sin más condicionamiento previo que el que su ruta de navegación pase cerca del puerto, que un cargadero mineralero o cualquier baya petrolera, donde las llegadas están programadas a base de un determinado ritmo mensual de exportación en un tipo de barco dado, lo que supone fijar un número de barcos relativamente pequeño en un período de tiempo; al mismo tiempo hay que resaltar que tampoco es lo mismo las llegadas en las bocanas del conjunto de los barcos que arriban a puerto, que determinar la ley de llegadas para cada dársena por separado, que supone un número mucho menor para cada una de ellas.

Si se observan las llegadas de los barcos a los puertos, puede confirmarse que su distribución sigue prácticamente dos modelos:

- a) Llegadas aleatorias
- b) Llegadas programadas a intervalos iguales o desiguales

En los puertos con suficiente tráfico, puede verse que en la mayor parte de ellos la probabilidad de las llegadas cumplen o se ajustan a la Ley de Poisson. Se ha comprobado entre otros en La Guaira, Las Palmas, Bangkok, Dunkerke, Marsella, Osaka, Robe, Portkembla, etc.

Las condiciones básicas para que se produzca un proceso de este tipo son:

- a) La probabilidad de que se produzca un suceso depende solo del intervalo t y no del instante inicial.
- b) No suelen producirse dos sucesos simultáneamente.
- c) Si la tasa de llegadas es λ , en un intervalo de tiempo Δt , la probabilidad de que se produzca el suceso es $\lambda \Delta t$

Con estas condiciones la probabilidad $P_n(t)$ viene dada por la fórmula

$$P_n(t) = \frac{(\lambda t)^n \cdot e^{-\lambda t}}{n!}$$

donde $P_n(t)$ = probabilidad de que se produzcan n sucesos en el tiempo t

λ = tasa media de llegada

e = base de log. neperiano $e = 2.718 \dots$

$n!$ = Factorial de n .

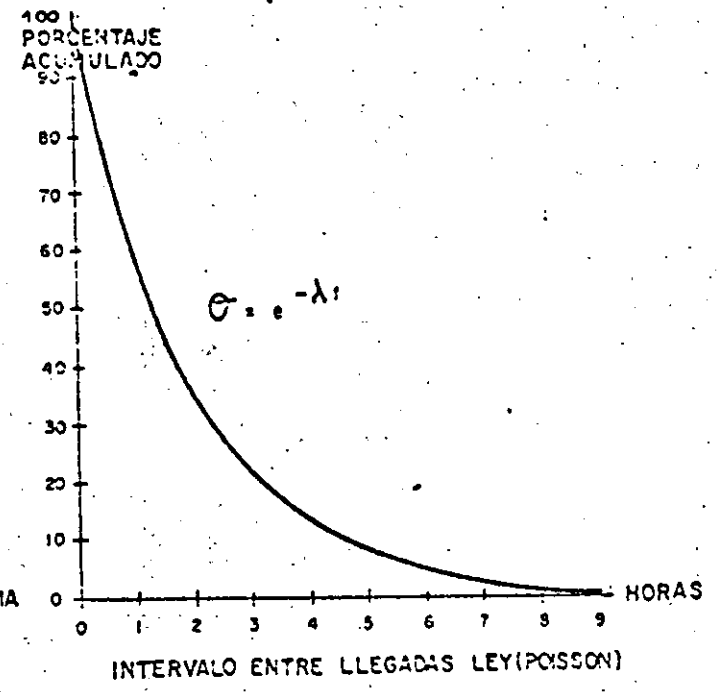
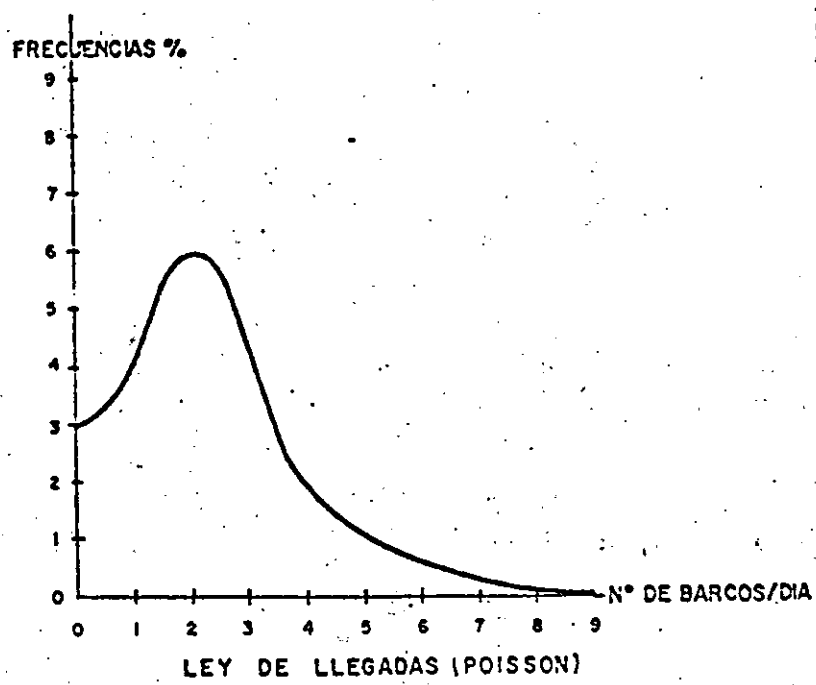
La probabilidad de que el tiempo que transcurra entre dos sucesos θ es mayor que φ es

$$\text{Pr}(\theta > \varphi) = e^{-\lambda \varphi}$$

Los tiempos que median entre dos sucesos seguirán una ley exponencial con tasas λ en el caso de que el fenómeno aleatorio se produzca de acuerdo con la Ley de Poisson.

La comprobación de la ley de llegadas se hace mediante la observación de las frecuencias de intervalos determinando el intervalo medio. Se adopta la curva de distribución de probabilidad de intervalos como la exponencial negativa $Y = e^{-\lambda X}$ y se contrasta con el test χ^2 de Pearson para comprobar si el ajuste es bueno y puede admitirse como válida la Ley de Poisson.

En el Puerto de la Guaira se obtuvo para 20 grados de libertad un nivel de confianza superior al 95% lo que indica un ajuste muy bueno pudiéndose adoptar por tanto dicha ley para el análisis del puerto.



En algunos casos (generalmente cargaderos especializados con n° de llegadas no siguiere la Ley de Poisson por lo que las fórmulas anteriores no serian aplicables. En estos casos habría que deducir las leyes correspondientes, aunque no es común este suceso que más adelante comentaremos.

3.5.4. Ley de servicios

Otro de los factores básicos en la operación es el de la duración del tiempo de servicio o sea el tiempo que el barco está ocupando el muelle.

El tiempo de servicio puede ser constante, variable pero determinado, ó aleatorio. Dentro del tiempo de servicio se incluyen no sólo los de operación estricta sino también los de paro por cualquier motivo (demoras en despacho, tardanza de equipos, mal tiempo, etc.), por lo que las previsiones pueden diferenciarse mucho de la realidad.

En algunos casos este tiempo sigue una ley exponencial; si llamamos n al número de unidades atendidas en un tiempo dado, la probabilidad de que el tiempo de servicio θ sea mayor que uno dado t es $Pr(\theta > t) = e^{-nt}$

Sin embargo en muchos otros casos, la distribución no sigue esta ley sino que se ajustan mejor a otras, en especial a la de Erlang con fases $K = 2, 3, 4, \dots$

La distribución es exponencial en La Guaira y en cambio Santos, Colombo, Oslo (vease Nagao y Ranai), Bangkok (vease Jones y Blunden) Port Kembla (vease White) se ajustan a una distribución de Erlang con $K = 2$ ó 3 e incluso se pueden encontrar sistemas portuarios con tiempos de servicio en los que $K = 4$ ó $K = 6$ (Rouen, vease Chapón).

Hay que tener en cuenta que como el tiempo total en muelle viene afectado por varios factores e incluso habría que hacer intervenir los intervalos de paradas en el trabajo del muelle (normalmente se trabaja 8, 12 ó 16 horas y se para el resto), es natural que no se ajusten las distribuciones reales a las curvas teóricas.

Conocidas las estadísticas del puerto y ajustadas a las varias distribuciones ($K = 1, 2, 3, \dots$), aplicando el test X^2 de Pearson se comprobará cual es la más adecuada.

Elegida la función de Erlang y determinado por tanto el valor de la constante K , se deduce el tiempo medio en muelle T_p y por tanto la tasa media de servicio $\mu = \frac{1}{T_p}$ ó sea el número de barcos servidos en la unidad de tiempo.

T_b

La fórmula general que nos da la probabilidad que el tiempo de muelle sea mayor o menor que t es

$$P_o(t) = e^{-K\mu t} \sum_{n=0}^{K-1} \frac{(K\mu t)^n}{n!} \quad (\text{ley de Erlang de orden } K)$$

en esta fórmula

- t = tiempo dado
- μ = tiempo de servicio
- K = constante de Erlang

Si $K = 1$, entonces $P_o(t) = e^{-\mu t}$ que es el caso de la distribución exponencial; con $K = 2$, $P_o(t) = 1 - 2\mu t (1 + 2\mu t)$ y con $K = \infty$ la distribución es constante.

3.5.5. Número de barcos en puerto y tiempo de espera

Conocidas o determinadas las leyes de llegada, la disciplina del servicio, la ley de tiempos de servicios y la estructura del esquema de servicio, o sea número de atraques, se puede calcular la probabilidad de que un número n de barcos estén en el puerto (tanto en atraque como en líneas de espera) y deducir el tiempo medio de espera del barco y en consecuencia las esperas totales que se producirán en el puerto con los supuestos realizados.

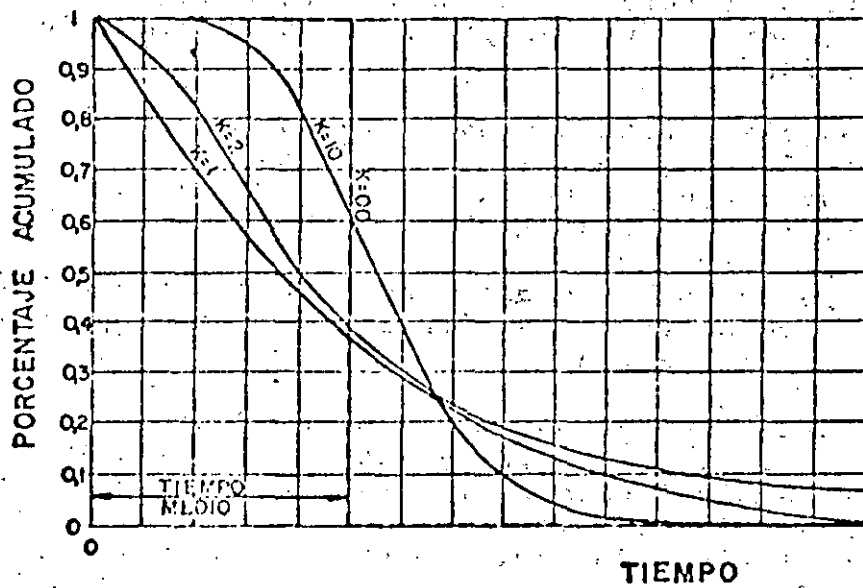
Los casos que pueden existir son muy numerosos y es imposible entrar en el detalle de todos ellos; pudiendo encontrarse sus estudios en las obras especializadas.

Las diferencias básicas residen en el esquema del sistema portuario y en las leyes adoptadas.

El esquema puede estar formado por uno o varios canales de entrada y por uno o varios atraques; en nuestro caso, lo más frecuente es un solo canal de entrada (independizando dársenas) y uno (cargadero o punto de atraque único) o varios muelles de igual destino y características (dársenas o muelles de varios atraques).

En cuanto a las leyes de llegada, creemos que en el caso de los puertos españoles poco especializados es suficiente adoptar la ley de Poisson, aunque en algún caso deberá comprobarse o deducir la Ley más adecuada.

El tiempo de servicio puede ser el exponencial o el de Erlang con $K = 2$ ó 3 ; debe analizarse y adoptar la solución más adecuada. Si la distribución no es exponencial con $K = 1$ y existen varios atraques, hay que acudir al método de simulación para



LEYES DE SERVICIO

poder resolver el problema.

Cuanto más uniforme sea el tiempo de servicio, disminuirá el tiempo de espera del barco, que teóricamente pasaría de un valor 100 a otro 50, al variar de $K = 1$ (exponencial) a $K = \infty$ (constante).

En los casos de muelles o atraques especializados donde se pueden programar las llegadas con cierta regularidad la utilización de los muelles mejora grandemente; esto está claro en el caso de terminales dedicados a servicios regulares numerosos donde la utilización llega a cifras muy superiores a las del tráfico ordinario.

3.5.6. Aplicación al cálculo del número de atraques

La importancia práctica de lo que hemos expuesto anteriormente está en poder determinar el número de atraques necesarios para permitir el tráfico previsto de forma óptima.

La primera dificultad está precisamente en definir ese óptimo: mientras que unos lo señalan como lograr el mínimo costo total para el conjunto de instalación-barco, otros señalan que hay otros factores como el que el tiempo de espera del barco no exceda de ciertos límites, y lo mismo puede decirse respecto a la opinión de que deberán atenderse todos los factores.

En segundo lugar, debemos resaltar el hecho de la gran complicación de las fórmulas matemáticas para expresar la conducta de la cola cuando las leyes de llegada y servicio no siguen a $K = 1$ y existe más de un canal. Por otro lado, en los casos de varios atraques se introducen simplificaciones mayores que pueden introducir serias mixtificaciones en los resultados, como son las de suponer que el servicio de todos los atraques es uniforme, es decir trabajan al mismo ritmo, y eso sabe cualquier portuario que no es cierto; los de prescindir de tiempos de descanso, etc.

En cualquier caso deberá operarse sobre ciertas hipótesis con los datos disponibles y comparar diversos casos para obtener la solución más favorable.

Los casos más corrientes e importantes son:

- a) Una dársena con varios muelles: La Ley de llegada Poisson y la de servicios exponencial; con otras leyes las ecuaciones son muy complejas y prácticamente no se utilizan. Es necesario acudir a otros métodos.

b) Un solo muelle: Puede estudiarse su comportamiento con las leyes del caso anterior o bien adoptando ley de llegadas Poisson y servicio Erlang o bien llegadas variables y servicio Poisson.

3.5.7. Caso de una dársena con varios muelles (Una línea y varias estaciones).

Ley de llegadas de Poisson y servicio exponencial

Suponemos que se trata de un tráfico homogéneo de forma que el barco puede ir a cualquiera de las vacantes así como que la disciplina de servicio es FIFO.

Se desea encontrar el número de atraques para que el costo sea mínimo considerado el conjunto del muelle-barco.

Se hacen una serie de simplificaciones tales como suponer la carga de igual rendimiento para todos los barcos; se prescinde de los periodos de descanso y parada; se supone la eslora uniforme, etc.

Este caso que se asimila al de una línea de espera con varias estaciones, se resuelve mediante la fórmula de Erlang que da la probabilidad de esperar (con $n > s$):

$$T_e = p (> 0) = \frac{\frac{\psi^s}{s!(1-\frac{\psi}{s})}}{\frac{\psi^s}{s!(1-\frac{\psi}{s})} + 1 + \frac{\psi}{1!} + \frac{\psi^2}{2!} + \dots + \frac{\psi^{s-1}}{(s-1)!}}$$

Siendo en ella $\psi = \frac{\lambda}{\mu}$ " $s = n^\circ$ de atraques.

De esta fórmula se puede deducir la relación entre el tiempo de espera y el de atraque

$$\frac{T_e}{T_a} = \frac{\psi^s}{s(1-\frac{\psi}{s})\psi^s + s \cdot s!(1-\frac{\psi}{s})^2 (1 + \frac{\psi}{1} + \frac{\psi^2}{2!} + \dots + \frac{\psi^{s-1}}{(s-1)!})}$$

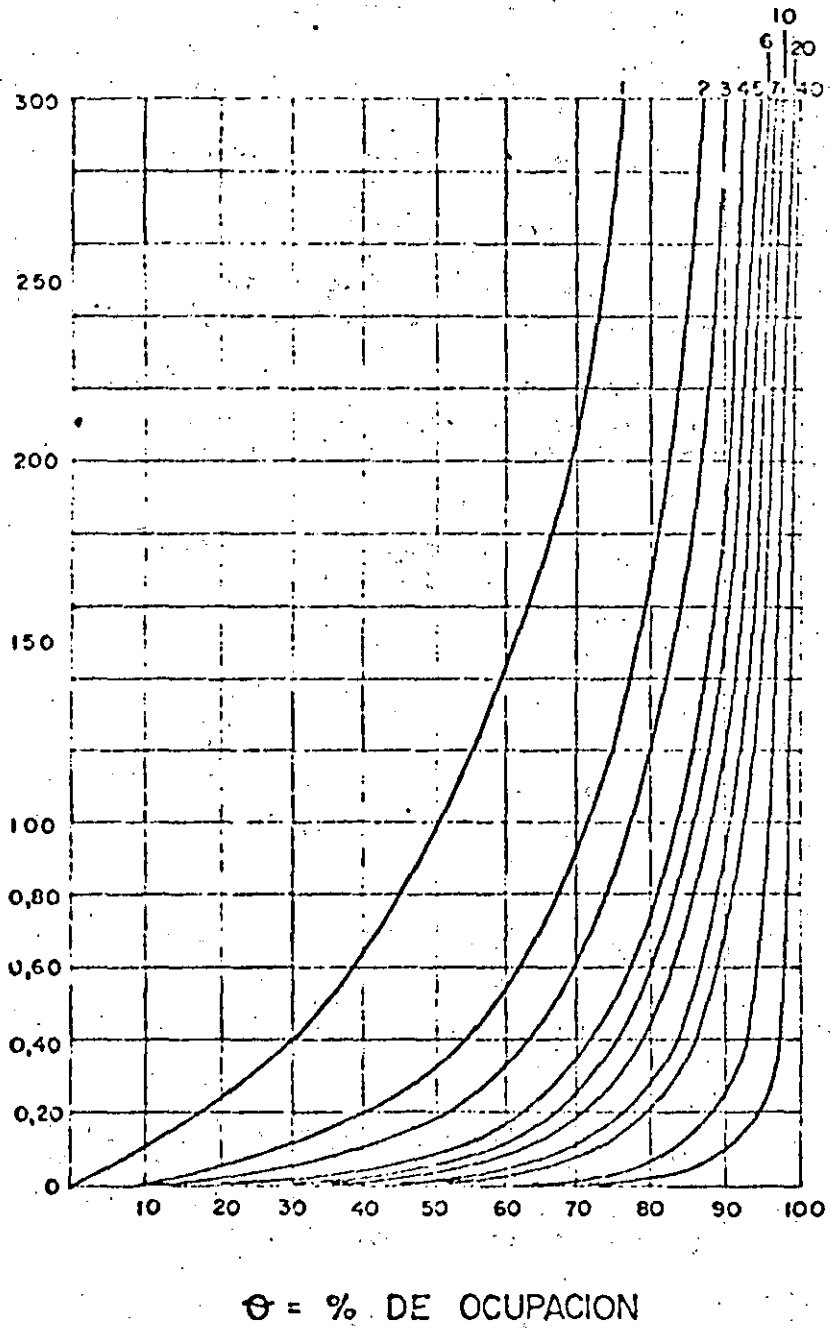
Por otro lado si llamamos θ a la ocupación de muelles en tanto por ciento, tenemos que

$$\theta = \frac{\lambda \cdot T_a}{s}$$

pero como $T_a = \frac{1}{\mu}$ y $\psi = \frac{\lambda}{\mu}$ la fórmula se puede escribir

$$\theta = 100 \frac{\psi}{s} \quad \psi = \frac{s \theta}{100}$$

RAZON ENTRE TIEMPO MEDIO DE ESPERA Y TIEMPO MEDIO DE OCUPACION \bar{w}/\bar{v}



Sustituyendo en la ecuación tendremos en resumen

$$\frac{T_e}{T_a} = \frac{\theta^S}{S \cdot S! \left(1 - \frac{\theta}{c}\right)^2 \left(\frac{\theta^{S-1}}{n-1} + \frac{\theta^S}{S! \left(1 - \frac{\theta}{c}\right)}\right)}$$

Se puede construir una gráfica, donde se represente una familia de curvas S (nº de atraques) en ejes $\frac{T_e}{T_a}$ y θ .

Para un valor dado de θ y un número de muelles S se obtiene $\frac{T_e}{T_a} = \delta$

Como sabemos que $T_a = 1$ y el número de barcos en un tiempo T es $T\lambda$, se puede escribir:

$$T_e(t) = \delta \times \frac{1}{\lambda} \times T\lambda = \delta \times T \quad \Psi = \delta \times T \times \frac{\theta}{100} \times S$$

Por otro lado el atraque ocioso o tiempo que el muelle estará desocupado en el periodo T será:

$$T_{ao}(T) = T \times S \times \left(1 - \frac{\theta}{100}\right)$$

La mercancía movida en el periodo T se puede obtener multiplicando el tiempo ocupado de atraques por el rendimiento R unitario, o sea

$$Q = T \times S \times \theta \times R$$

Si se deduce la tasa unitaria de la estadía del barco α_1 y la del atraque α_2 se obtiene:

$$\text{Costo de espera} = C_1 = \alpha_1 \times \delta \times T \times \frac{\theta}{100} \times S$$

$$\text{Costo de atraque ocioso} = C_2 = \alpha_2 \times T \times S \times \left(1 - \frac{\theta}{S}\right)$$

$$\text{Costo total } C = C_1 + C_2$$

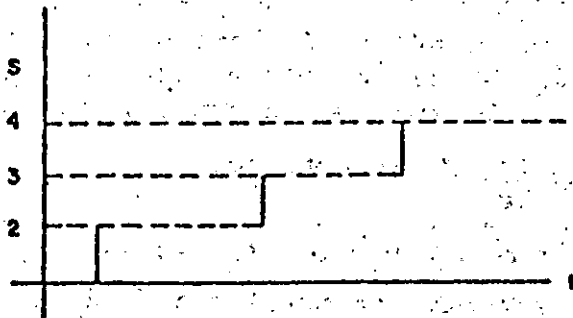
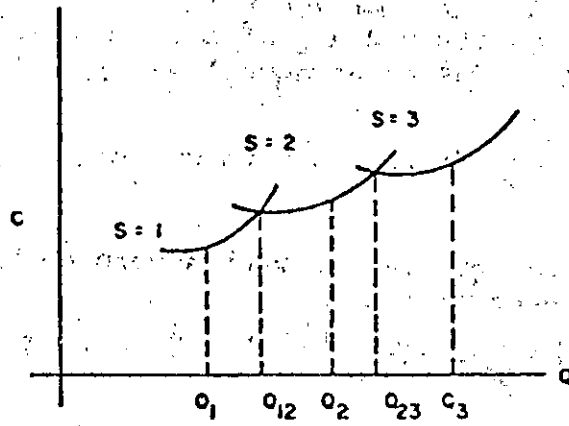
Finalmente el número de barcos en fondeadero \bar{V} será igual al producto del número de barcos entrados diariamente o sea λ por el del tiempo medio de espera T_e , y de la gráfica

$$\bar{V} = \frac{T_e}{T_a} \times \theta \text{ se obtiene:}$$

$$\bar{V} = \delta \times \frac{1}{\lambda} \times \lambda, \text{ o sea } T_e \times \lambda$$

Para cada número de muelles S (1.2.3.....) se puede deducir para cada θ , dos valores $Q =$ Carga movida y $C =$ Costo total correspondiente (de estadías y atraques ociosos).

Se pueden dibujar una serie de curvas correspondientes a S (1.2.3.) en ejes Q y C que optimizan cada caso.



El mínimo C para cada caso S_n vendrá determinado por el punto donde corta a la curva $S_n + 1$ pues aunque el coste total sube, es menos el unitario $\frac{C_b}{a}$; aunque aumenta la congestión del puerto parece que debe esperarse a construir otro atraque hasta que el costo disminuya con la nueva puesta en servicio.

Conocidos los óptimos se puede dibujar la gráfica que da el aumento necesario del número de atraques S en función del tráfico esperado y a lo largo del tiempo.

De las fórmulas y curvas anteriores, se puede deducir en función de θ (ocupación de muelles) S_n (nº de atraques) y un nuevo parámetro α (relación $\frac{C_a}{C_b}$ del costo de inactividad del atraque a la estadía del buque) la ocupación óptima de explotación y el máximo absoluto de explotación.

3.5.8. Caso de un solo atraque (Una línea con un solo muelle)

Este es un caso muy interesante, pues es el de un cargadero ó una boya petrolera, etc., siendo donde más se utiliza y aplica esta teoría.

Existe bastante bibliografía y ejemplos de aplicación en diferentes puertos; sin embargo hay disparidad de opiniones entre los diversos autores sobre diferentes aspectos, tales como leyes de llegada y servicio, criterios de optimización de resultados, introducción de coeficientes correctores de la longitud de colas de espera, etc.

Conocido el comportamiento del sistema con llegadas Poisson y servicio exponencial, se analizan los casos de servicios y llegadas con leyes diferentes a las anteriores, que suele ser lo que generalmente se produce en la realidad.

3.5.8.1. Llegada Poisson, Servicio Erlang

Las probabilidades de llegada de n barcos en el tiempo t y la de que el tiempo de servicio en el puerto sea igual o mayor que un tiempo t se deducen de las expresiones para la ley de llegadas y para la ley general de servicios.

Con estas distribuciones se puede determinar la probabilidad que haya número de navíos n en puerto (no debe confundirse con el número de navíos de llegada, pues hay que contar con los que están en muelle recibiendo servicio), y por tanto la probabilidad de que haya más de un navío para realizar operaciones en el cargadero y se produzca una espera.

El tiempo medio de espera está dado por la expresión:

$$T_e = \frac{\psi^2 (K+1)}{2K\lambda(1-\psi)} = \frac{\lambda}{\mu(\mu-\lambda)} \cdot \frac{K+1}{2K}$$

La longitud de cola o número medio barcos en cola es:

$$N_c = T_e \times \lambda = \frac{\psi^2}{1-\psi} \cdot \frac{\kappa+1}{2\kappa} = \frac{\lambda^2}{\mu(\mu-\lambda)} \cdot \frac{\kappa+1}{2\kappa}$$

de donde $N_c = N^\circ$ de llegada de barcos/día. Las esperas disminuyen al aumentar el valor de κ , es decir cuando el tiempo de servicio tiende a ser constante.

En el caso de llegadas aleatorias y tiempo de servicio independiente de los otros y de la longitud de cola, Miller utiliza la fórmula de Pollaczek-Khintchine donde el tiempo medio de espera está dado por la expresión $T_e = \mu \frac{\psi(1+C^2)}{2(1-\psi)}$ donde $C =$ coeficiente de variación del tiempo de servicio, o sea relación de la desviación standard del tiempo de servicio al tiempo medio de servicio; en general C suele ser pequeño y por tanto C^2 no influye prácticamente.

Cuando el tiempo de espera aumenta, se puede producir una influencia sobre la distribución de llegadas; originándose una disminución o un efecto de contención de llegadas de forma que el número de barcos en cola es menor que el teórico (ver White), de forma que $N_c = A \cdot \frac{\psi^2}{2\psi}$ variando A desde 0,5 a 0, cuando ψ varía desde cero a uno, es decir que siempre es menor que la expresión $\frac{\kappa+1}{2\kappa}$ que oscila entre 1-0,5 para los valores extremos de κ entre 1 y ∞ .

3.5.8.2 Llegadas Erlang. Servicios Poisson

En estos casos hay que determinar previamente la ley de llegadas y el valor de κ así como que efectivamente el servicio se ajusta a la ley de Poisson.

En estudios y libros especializados se encuentran soluciones matemáticas para los diferentes casos de llegadas con valores $\kappa = 1.2. \dots$

Con los valores anteriores, se obtiene como valor del tiempo medio de espera.

$$\bar{w} = \frac{1 + \psi\mu_0}{\lambda\mu_0}$$

siendo μ_0 la única raíz negativa de la ecuación en μ : $\frac{1}{1+\psi\mu} = \left(1 - \frac{\mu}{\kappa}\right)^\kappa$

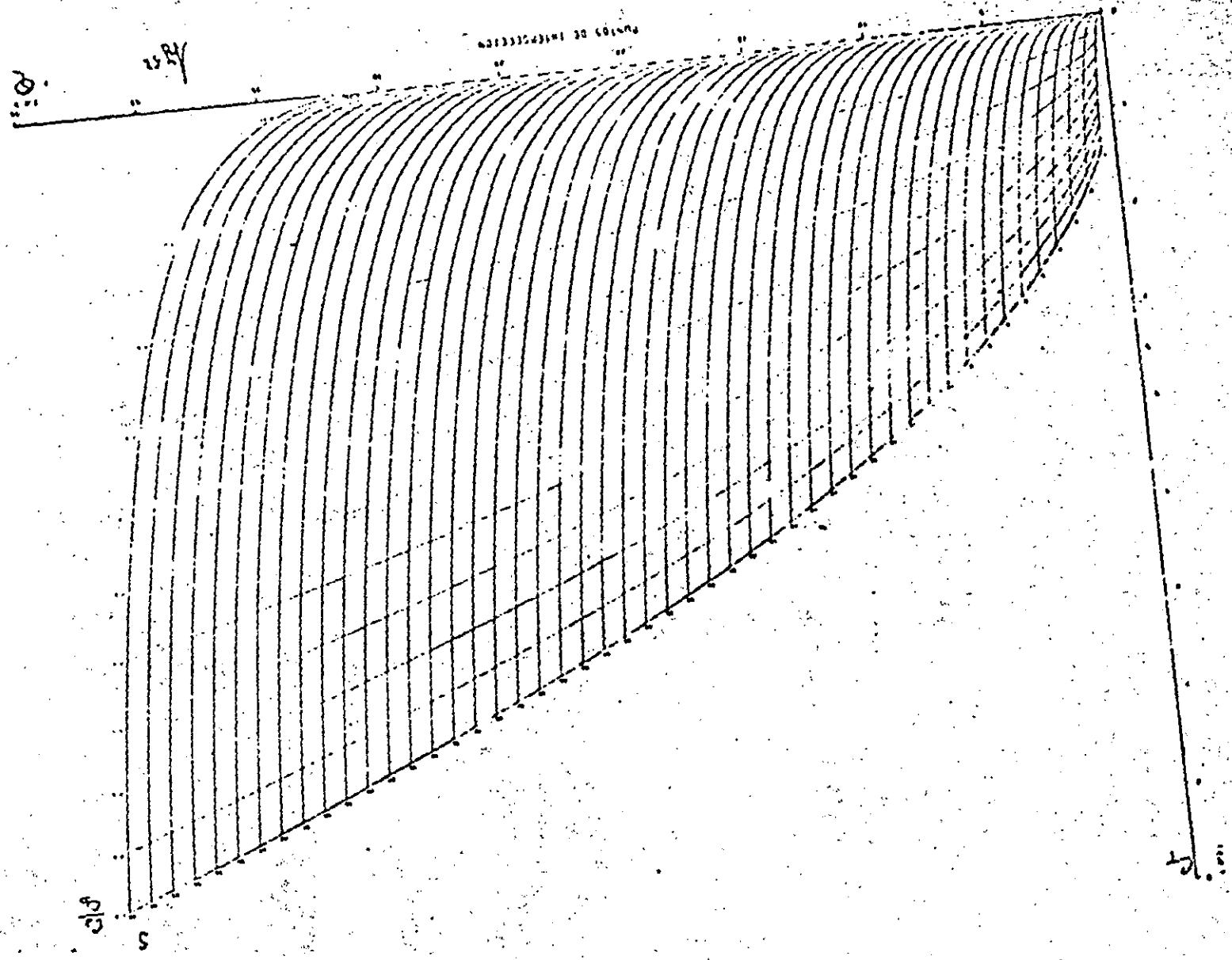
Para $\kappa=1$, las llegadas son Poisson y el resultado es el del caso general.

Para $\kappa=2.3\dots$ se obtendrán los valores de las ecuaciones resultantes.

Para $\kappa=\infty$ estaríamos en el caso de llegadas constantes.

Resolviendo los diferentes casos se puede ver que para un mismo coeficiente de ocupación del atraque, las esperas del barco disminuyen grandemente cuando las llegadas se ajustan a una

23



ley de llegadas con K creciente, lo que confirma lo que dice la experiencia, que la utilización del atracadero mejora al programar las llegadas lo más uniforme posible.

3.5.8.3. Otros casos

En los casos donde hay más de un atraque y las llegadas no cumplen con Poisson, o bien se introducen algunas circunstancias que modifican la disciplina de servicio, etc., las soluciones matemáticas o no existen o tienen una enorme complejidad que las hacen inaplicables prácticamente; en estos casos es preferible acudir a métodos de simulación aunque sea necesario introducir simplificaciones en las hipótesis.

3.5.9. Desarrollo del método

Para el uso del método analítico, la metodología seguida es la siguiente:

3.5.9.1. Caso general de una dársena con varios muelles y entradas con ley de Poisson y servicio exponencial.

- 1º. Estadísticas de entrada de barcos de acuerdo con los tiempos de llegada.
- 2º. Gráfica de llegadas y equiparación con las curvas de Poisson, Erlang, etc.
- 3º. Test χ^2 de Pearson y comprobación de la bondad de su ajuste y determinación de la ley.
- 4º. Tasa media de llegadas.
- 5º. Estadísticas de estadías.
- 6º. Determinación de la curva de estadías y ajustes a leyes exponenciales, Erlang, etc.
- 7º. Tiempo de servicio μ
- 8º. Determinación de los tiempos de espera y de muelles vacantes de acuerdo con las expresiones correspondientes al sistema estudiado y leyes de llegada y servicio.
- 9º. Cálculo del costo y tasa del barco y del atraque por unidad de tiempo; deberá utilizarse un barco medio correspondiente al tipo de tráfico de la instalación.
- 10º. Construcción de la gráfica Tráfico/Costos en función del número de muelles.
- 11º. Gráficas $\theta, \frac{C_r}{C_s}$ en función de la ocupación del muelle y

del coste unitario de la operación, lo que permite deducir la operación que da el óptimo económico de costes totales mínimos.

- 12°. Determinación del número de atraques necesarios en función del tráfico probable.

3.5.9.2. Otros casos

En el caso de que se trate de sistemas con leyes distintas, a partir del punto octavo habrá que determinar (si es posible - encontrar la fórmula apropiada) el valor de las estadías en función de la ocupación resultante, y después valorar costes de estadías, de la instalación y rendimiento anual de la misma.

3.5.10. Análisis y comentarios

Un breve análisis del método antes expuesto permite hacer algunas puntualizaciones que son convenientes para determinar su campo de aplicación y grado de confianza de sus resultados. Las observaciones más importantes son:

- a) En relación con las leyes de llegadas, se encuentra que se ajustan mejor a la distribución de Poisson conforme es mayor el número de barcos; pero teniendo en cuenta que al entrar en el puerto se distribuyen por las diferentes dársenas según el tipo de tráfico, tendremos que en cada dársena (línea con estaciones) ya es mucho menor el número de barcos y los ajustes a las distribuciones teóricas no son buenos. Esto se ve agravado por el hecho de que al aumentar el tamaño del barco disminuye el número de llegadas.

Por otro lado se supone que los atraques son iguales para todos los barcos con iguales características, lo que supone una simplificación excesiva.

- b) En relación con los tiempos de servicio se introducen simplificaciones derivadas de prescindir de demoras debidas a paros e interrupciones de descansos, mal tiempo, tramitaciones, etc., lo que hace que en la realidad se separe mucho la curva de distribución de la exponencial teórica con $K = 1$. En muchos muelles se encuentra, como hemos citado anteriormente, que son más adecuadas las distribuciones de Erlang con $K = 2, 3, \dots$ e incluso 4 ó 6.

En estos casos con más de un muelle, la fórmula analítica no es fácil de desarrollar y es imprescindible acudir a procedimientos de simulación.

- c) En la determinación del valor del coeficiente θ de ocupación del atraque es donde suele estar uno de los puntos más debati-

dos y subjetivos del problema.

Conforme aumenta el coeficiente $\theta = \frac{\psi}{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda} \cdot \frac{1}{100}$ aumenta el número de barcos en cola y por tanto la espera media y las esperas totales; puede verse en los gráficos que relacionan ocupación y esperas en el caso de varios atraques, en la fórmula que nos da el número de barcos en cola cuando hay servicio Erlang $N_c = \frac{K+1}{2K} \cdot \frac{\psi^2}{1-\psi}$ y el tiempo de espera medio $T_c = \frac{N_c}{\lambda}$; es decir que crecen con ψ y por tanto con θ .

Algunos especialistas operan a base de lograr una optimización económica del conjunto barco-instalación (véase Nagao, Plumbee, Nicolau, Rodríguez Pérez, etc.), para lo que introducen la relación $\frac{C_B}{C_B + C_A}$, es decir coste del barco a coste

del barco más coste de atraque; o bien directamente la relación $\frac{C_A}{C_B}$; Nagao llega en el caso de un muelle, llegadas de

Poisson y servicio exponencial a la fórmula siguiente para determinar el grado óptimo de ocupación:

$$\beta = \frac{1}{1 + \sqrt{1 - \beta}} \quad , \quad \text{donde } \beta = \text{grado de ocupación y } \beta = \frac{C_B}{C_B + C_A}$$

puede verse que conforme β es mayor disminuye el valor de β , cosa lógica por el aumento de valor de la unidad de tiempo del barco.

Con un valor de $C_B = 10$ y $C_A = 1$ (caso de los atraques de los grandes petroleros.

$$\beta = \frac{10}{11} \approx 0.9, \quad \beta = \frac{1}{1 + \sqrt{0.9}} = \frac{1}{4} = 25\%$$

si solo fuera

$$C_B = 3, \quad C_A = 1, \quad \beta = \frac{3}{4} = 0.75, \quad \beta = \frac{1}{1 + \sqrt{0.75}} = \frac{1}{2.7} = 37\%$$

En el caso de que las llegadas sean Poisson, servicio Erlang, y $S = 1$, la fórmula es $\beta = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{K+1}{2K} (1-\beta)}}$, pudiendo deducirse

que conforme crece K , crece β , es decir mejora el coeficiente θ de utilización, cosa que ya habíamos comentado al indicar que las ocupaciones mejoran al poder igualar el tiempo de servicio de los barcos.

Si $S > 1$ hay que resolver una ecuación de grado S .

Estos factores de ocupación que dan el costo óptimo originan unos tiempos de espera del barco altos, pues en el primer caso considerado, de un muelle y $\theta = 25\%$, la relación $\frac{T_{cb}}{T_a} > 0,30$ y en el caso de $\theta = 37\%$ $\frac{T_{cb}}{T_a} > 0,50$ que pueden considerarse excesivas.

- d) Otros autores prefieren dimensionar los muelles de forma que la relación $\frac{T_c}{T_a}$ no exceda de un valor dado; hay dos casos

donde por las características del tráfico, o por las del servicio del puerto, o simplemente por la forma de la frecuencia y banda del servicio prestado, en las que no se desea que el barco espere mucho tiempo y para ello se fija una cifra máxima para la relación del tiempo medio de espera del barco al tiempo medio de servicio, es decir $\frac{T_c}{T_a} < \omega$. Se puede ver

que para $\frac{T_c}{T_a} = 0,1$ la congestión en función del nº S de muelles será:

$$S = 1 - 2 - 3 - 4 - 5 - 6 - 7$$

$$\theta(\%) = 10 - 30 - 40 - 52 - 58 - 63 - 70$$

La ocupación del muelle aumenta grandemente con el número de atracues y el resultado difiere grandemente del caso anterior.

En el caso general, de las curvas que relacionan $\frac{T_c}{T_a}$ y θ puede obtenerse que para un muelle $S = 1$, y θ , los valores de $\frac{T_c}{T_a}$ y θ :

$$\frac{T_c}{T_a} = 0,10 - 0,25 - 0,42 - 0,68 - 1,00 - 1,50 - 2,3$$

$$\theta(\%) = 10 - 20 - 30 - 40 - 50 - 60 - 70$$

Estos valores de espera no son apropiados en ciertos casos, y la solución estará en trabajar con un coeficiente de menor utilización aunque no dé el resultado óptimo económico.

Con una distribución $K = \infty$, las relaciones anteriores serían.

$$\frac{T_b}{T_a} (K = \infty) = 0,8 - 0,10 - 0,20 - 0,32 - 0,50 - 0,72 - 1,10$$

$$\theta(\%) = 10 - 20 - 30 - 40 - 50 - 60 - 70$$

es decir bastante menores que en el caso $K = 1$, de acuerdo con la mejora de la explotación en el caso de uniformarse el tiempo de servicio.

En el cuadro adjunto, aparecen las relaciones $\frac{T_c}{T_a}$ en función de la ocupación de muelles θ y del nº de muelles S.

- e) Si se representan las curvas $\theta, \frac{T_c}{T_a}$ en función de S, puede observarse que el costo unitario mejora grandemente con el aumento

Cuadro: Relación entre el tiempo de espera y el tiempo de servicio

	NUMERO DE PUESTOS DE ATRACQUE															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
0,050	0,033	0,003	0,000	0,000	0,000	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,000
0,100	0,11	0,019	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,100
0,150	0,176	0,023	0,004	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,150
0,200	0,250	0,042	0,010	0,003	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,0	0,0	0,0	0,200
0,250	0,333	0,067	0,020	0,007	0,003	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,250
0,300	0,427	0,099	0,033	0,013	0,006	0,003	0,001	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,300
0,350	0,523	0,140	0,053	0,023	0,011	0,006	0,003	0,002	0,001	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,350
0,400	0,627	0,190	0,078	0,038	0,020	0,011	0,006	0,004	0,002	0,001	0,001	0,001	0,000	0,000	0,000	0,400
0,450	0,743	0,254	0,113	0,058	0,033	0,020	0,012	0,008	0,005	0,003	0,002	0,002	0,001	0,001	0,001	0,450
0,500	0,870	0,333	0,158	0,087	0,052	0,033	0,022	0,015	0,010	0,007	0,005	0,004	0,003	0,002	0,002	0,500
0,550	1,002	0,434	0,217	0,126	0,079	0,053	0,037	0,025	0,019	0,014	0,010	0,008	0,006	0,005	0,004	0,550
0,600	1,153	0,574	0,294	0,151	0,097	0,065	0,047	0,034	0,025	0,019	0,014	0,011	0,009	0,007	0,006	0,600
0,650	1,323	0,762	0,396	0,179	0,113	0,082	0,059	0,044	0,033	0,025	0,020	0,016	0,012	0,010	0,009	0,650
0,700	1,507	1,041	0,544	0,213	0,143	0,101	0,074	0,056	0,043	0,034	0,027	0,021	0,017	0,014	0,012	0,700
0,750	1,707	1,401	0,753	0,253	0,173	0,124	0,093	0,071	0,055	0,044	0,035	0,029	0,024	0,020	0,016	0,750
0,800	2,017	1,837	1,040	0,311	0,207	0,152	0,115	0,080	0,071	0,057	0,047	0,038	0,032	0,027	0,023	0,800
0,850	2,333	2,361	1,347	0,357	0,232	0,167	0,123	0,113	0,091	0,074	0,061	0,051	0,043	0,037	0,031	0,850
0,900	2,656	3,008	1,642	0,426	0,295	0,229	0,178	0,142	0,115	0,095	0,080	0,067	0,058	0,049	0,041	0,900
0,950	3,000	3,765	2,037	0,509	0,367	0,281	0,221	0,176	0,147	0,123	0,104	0,089	0,076	0,066	0,056	0,950
0,775	3,444	4,704	2,609	0,614	0,451	0,347	0,276	0,225	0,187	0,158	0,135	0,117	0,102	0,087	0,073	0,775
0,800	4,000	5,770	3,079	0,746	0,554	0,431	0,347	0,286	0,240	0,205	0,176	0,154	0,135	0,119	0,105	0,800
0,825	4,714	7,131	3,711	0,917	0,689	0,543	0,451	0,367	0,311	0,267	0,232	0,204	0,181	0,161	0,145	0,825
0,850	5,607	8,604	4,423	1,149	0,873	0,693	0,569	0,477	0,400	0,353	0,310	0,274	0,245	0,220	0,199	0,850
0,875	6,600	1,027	5,262	1,476	1,132	0,908	0,751	0,625	0,547	0,478	0,422	0,375	0,330	0,296	0,274	0,875
0,900	7,800	1,263	6,224	1,907	1,525	1,234	1,023	0,847	0,761	0,669	0,594	0,533	0,480	0,439	0,400	0,900
0,925	9,233	1,525	7,329	2,496	2,005	1,702	1,477	1,243	1,102	0,993	0,893	0,802	0,729	0,668	0,614	0,925
0,950	10,800	1,826	8,647	3,257	2,511	2,085	1,811	1,510	1,355	1,191	1,066	0,958	0,873	0,800	0,740	0,950
0,975	12,577	2,152	10,208	4,251	3,204	2,711	2,391	2,062	1,864	1,642	1,455	1,299	1,162	1,051	0,961	0,975

TASA DE SATISFACCIÓN DE LOS PUESTOS DE ATRACQUE

NO
CO

Fuente: Cálculos efectuados por la secretaría de la UNCTAD según la fórmula de la teoría de las colas (la distribución de Poisson para las llegadas de barcos y distribución exponencial para los tiempos de servicio). Se supone que los puertos de atracque se asignan por orden riguroso de llegada de los barcos.

de instalaciones y tonelaje; las curvas deducidas del ejemplo donde se ha supuesto que el valor del tiempo unitario del terminal es de 2.660 y el del barco 17.400, es decir que la relación $\frac{C_{ub}}{C_{ub}} \approx 0,15$, los valores de θ y los correspondientes de $\frac{T_{eb}}{T_{ea}}$ (sabiendo que $Q = T.S.R.O$, es decir $\theta = \frac{Q}{T \times S \times R}$).

S	=	1	2	3	4	5	6	7
$\theta(\%)$	=	32	42	45	51	55	58	61
$\frac{T_{eb}}{T_{ea}}$	=	0,44	0,22	0,14	0,09	0,08	0,07	0,04

y los valores donde se cortan las curvas es precisamente el punto de coste unitario mínimo.

Comparando este resultado con el que obtenido para el caso de

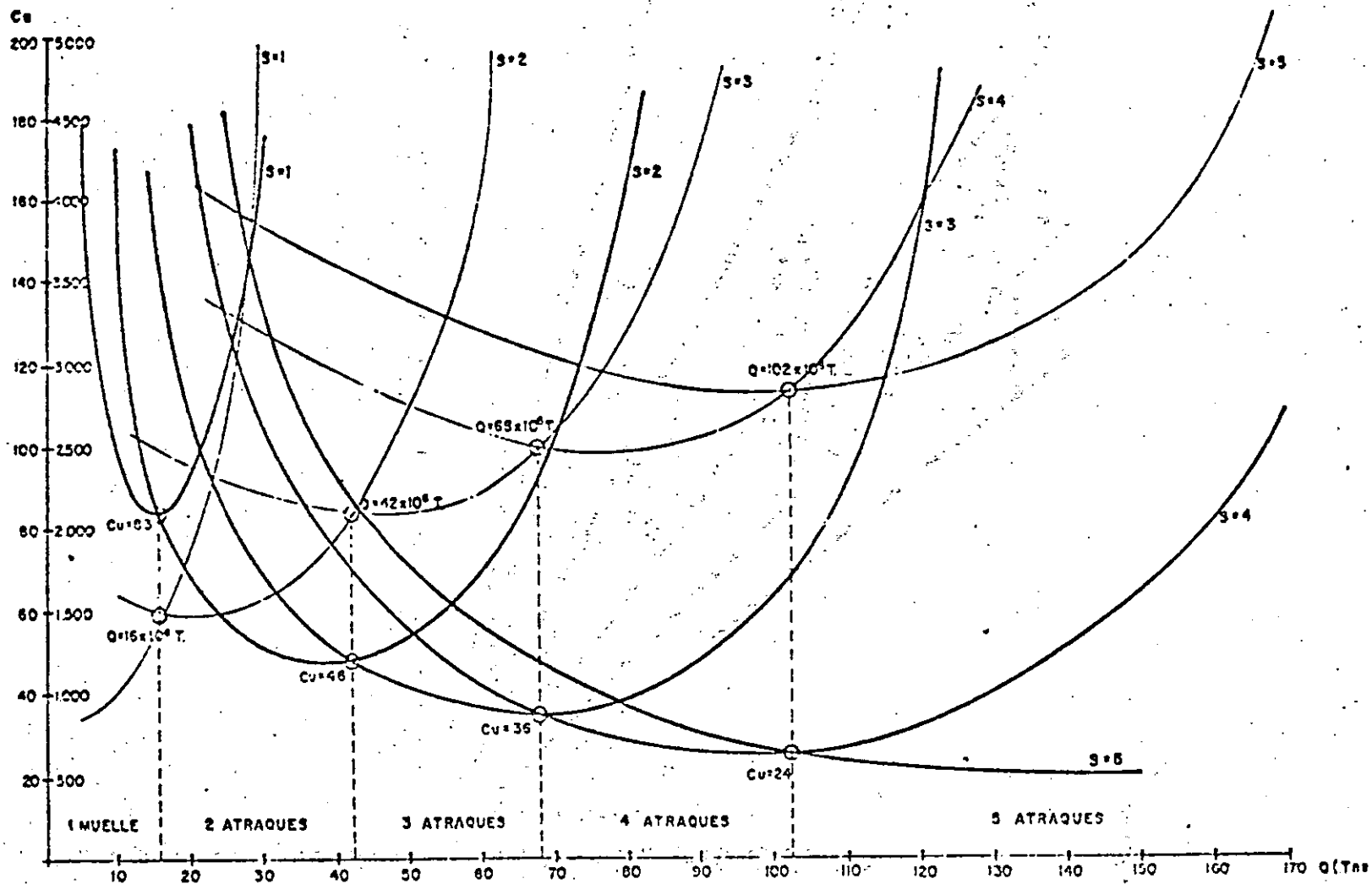
$\frac{T_{eb}}{T_{ea}} = 0,1$, se puede ver que conforme aumenta el número de muelles

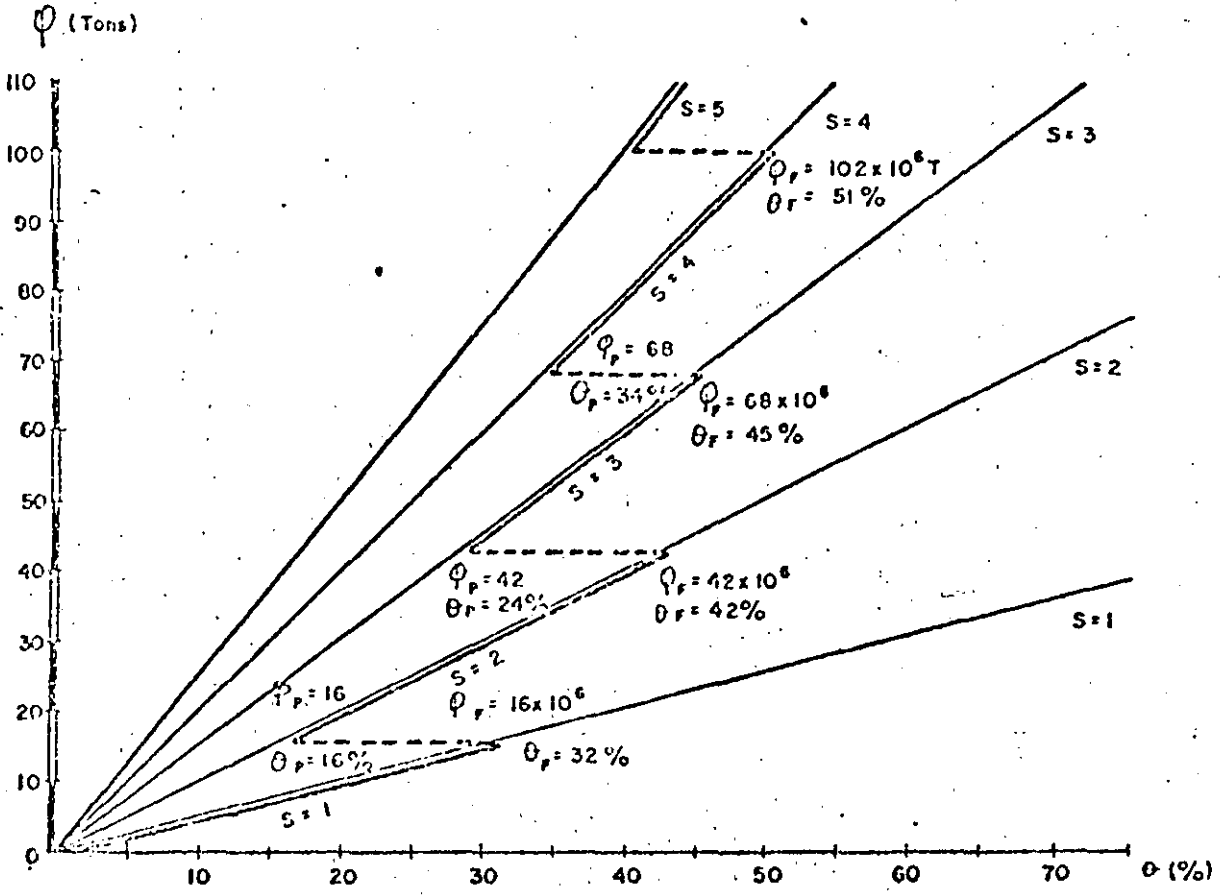
disminuyen las estadías y a partir de un número de S grande (en este caso $S > 4$) prácticamente las demoras son inferiores a las que se obtienen a base de obtener el óptimo económico.

f) Como resumen de lo anteriormente expuesto se pueden sacar entre otras las siguientes conclusiones:

- Las diferencias que pueden obtenerse por adoptar leyes de llegada y servicio que no reflejan la realidad, hace necesario que previamente a toda decisión, deba analizarse a fondo este aspecto y tratar de encontrar las estadísticas más seguras. En cualquier caso deben tomarse hipótesis medias, nunca optimistas, para que pueda absorberse cualquier anomalía o diferencia entre lo supuesto y lo que ocurre.
- Conforme aumenta el número de atraques, -de iguales características para igual tráfico- mejora la ocupación y el rendimiento de un puerto, es decir, conforme mayor es el puerto (para un tráfico homogéneo) mejor es su explotación.
- No conviene aumentar grandemente el coeficiente de ocupación de los muelles θ , pues si por cualquier causa se producen alteraciones en la llegada de barcos ó aumento del tiempo de servicio a los barcos, etc., como $\theta = \lambda \cdot T_b \cdot S$ si aumenta T_b (tiempo medio), aumentaría θ , y aumentaría grandemente el coste unitario de la operación.
- Es mejor aumentar un puerto, que construir otro similar independientemente (en el caso, claro está, de que fueran semejantes las condiciones de transportes terrestres, etc.). Es decir, es mejor un puerto de 6 atraques que dos indepen-

S	θ%	5	10	15	20	25	30
1		170,14	95,18	83,56	94,09	123,19	161,56
2		10	20	30	40	50	60
		159,60	75,15	51,52	47,69	53,58	68,76
3		15	30	45	60	75	90
		159,60	73,04	45,60	37,14	36,71	47,67
4		20	40	60	80	100	120
		159,60	70,93	43,48	30,81	26,16	28,69
5		25	50	75	100	125	150
		159,60	70,93	41,37	28,70	24,06	22,36





dientes de tres atraques cada uno. Esta es una de las razones que abonan la concentración de grandes unidades de tráfico.

- Debe determinarse cual es el óptimo básico, es decir, que factor debe ser el prioritario en el proyecto, si el mínimo económico, si la calidad de servicio (esperas mínimas), inversiones mínimas, etc.
- Conforme se uniforman las llegadas de los barcos y el tiempo de servicio en muelle (o osea llegadas de Erlang $N > 1$ y tiempo de servicio con Erlang $N > 1$ y a ser posible $K = \infty$), mejora la explotación.
- Finalmente, al estudiar el puerto debe analizarse a fondo el tráfico para separar por unidades los muelles de cada tipo.

Si se consideran iguales los muelles y luego no son aptos para un tráfico determinado, al disminuir S , empeorará notablemente la explotación y nos expondremos a tener estadías de barco y por tanto costos totales inadmisibles.

3.5.11 Aplicación del método. Ejemplo

Como resumen de lo anteriormente expuesto se acompaña un estudio para un terminal petrolero.

Se trata de una instalación portuaria que sirve a un puerto de traspase debiendo disponer de atraques para recepción de crudos y otros para posterior salida y distribución en barcos menores. El estudio ha sido realizado por C. López.

A. Modelo matemático del terminal

En el estudio que sigue se supone el terminal como sistema abierto en régimen permanente, integrado por un centro de espera o zona de fondeo y varios centros de servicio o puestos de atraque, diferenciados en dos tipos "standard": S_E puestos de atraque de entrada S_S puestos de atraque de salida.

Se supone que la distribución de llegadas de barcos sigue una Ley de Poisson y la de servicio una Ley exponencial.

El comportamiento del sistema se refleja en el modelo por medio de unas magnitudes características cuya definición es la siguiente:

- λ = número medio de buques que llegan al terminal por unidad de tiempo.
- μ = número medio de buques servidos por unidad de tiempo y por atraque.

- θ = porcentaje de ocupación por atraque.
- \bar{W} = estadía media.
- \bar{V} = número medio de buques de fondeadero.

El conocimiento de estas magnitudes para cada dimensión posible del terminal, permite determinar los tonelajes óptimos anuales de operación, las ocupaciones óptimas de los atraques y los costes mínimos de pérdidas originadas por estadías e inactividad de las instalaciones.

El proceso de cálculo se sistematiza de la siguiente manera:

1) Determinación de las estadías anuales

$$T_{eb} = \frac{\bar{W}}{\bar{V}} \cdot T \cdot \frac{\theta}{100} S$$

a partir de los ábacos se obtiene para cada S y cada θ un valor de T_{eb} .

2) Determinación de los días de inactividad anuales de los atraques.

$$T_{ea} = T S \left(1 - \frac{\theta}{100} \right)$$

3) Determinación de los costes de pérdidas C aplicando a los tiempos anteriores los costes unitarios de estadía y de amortización de atraques.

4) Determinación de los tonelajes operados anualmente.

$$Q = T S \theta R$$

En definitiva se obtienen para cada S, pares de valores C-Q en función de θ , y se pueden definir los tonelajes óptimos económicamente de operación.

B. Atraques de entrada

Las hipótesis que se formula para realizar el dimensionamiento son las siguientes:

- Rendimiento de las instalaciones de transbordo 15.000 T/h.
- Porte medio de los VLCC 300,000 D.W.T.
- Tiempo medio de ocupación de atraques 2 días
- Coste atraque standard 8.000.000 S
- Coste del VLCC de 300,000 D.W.T. 39.000.000 S
- Período de utilización de las instalaciones marítimas 330 días.

Los costes globales anteriores del VLCC de 300.000 D.W.T. y del atraque standard producen los costes diarios siguientes:

V.L.C.C. 300.000 DWT

\$ U.S.A.

Coste de construcción.....	39.000.000
Valor residual a deducir (2%)	780.000
Coste anual operacional	1.000.000
Coste diario de combustible en Puerto.	75

Período de amortización 15 años; tasa de interés 7%

- Anualidad de amortización

Capital a amortizar: 38,220.000.- \$

$$\alpha = \frac{38,220,000 \cdot 0,07 \cdot (1+0,07)^{15}}{(1 + 0,07)^{15} - 1} = \frac{38,220.000 \cdot 0,07 \cdot 2,76}{1,76} = 4,200.000$$

- Coste anual: 4,200.000 + 1,000.000 = 5,200.000

- Coste diario: $\frac{5,200.000}{300} + 75 = 17,400$ \$/día

Atraque standard

Coste de construcción	8,000.000 \$
Período de amortización: 15 años; tasa de interés 7%	

- Anualidad de amortización

$$\alpha = \frac{8,000.000 \cdot 0,07 \cdot (1+0,07)^{15}}{(1+0,07)^{15} - 1} = \frac{8,000.000 \cdot 0,07 \cdot 2,76}{1,76} = 880.000 \$$$

= Coste diario: $\frac{880.000}{330} = 2666$ \$/día

C. Atraques de salida

Las hipótesis que se formulan para realizar el dimensionamiento son las siguientes:

- Rendimiento de las instalaciones de transbordo: 6.000 T/M.
- Porte medio de los petroleros: 75.000 D.W.T.
- Tiempo medio de ocupación de atraques: 2 días
- Coste atraque standard: 3.000.000 \$

Los costes globales anteriores producen los costes diarios siguientes:

Petrolero 75.000 D.W.T.

\$ U.S.A.

Coste de construcción.....	9.000.000
----------------------------	-----------

Valor residual a deducir (2%)	180.000
Coste anual operacional	600.000
Coste diario de combustible en Puerto	40

Periodo de amortización: 15 años; tasa de interés: 7%

- Anualidad de amortización

Capital a amortizar: 8.820.000 \$

$$\alpha = \frac{8.820.000 \cdot 0,07 \cdot 2,76}{1,76} = 970.000$$

- Coste anual

$$970.000 + 600.000 = 1.570.000$$

- Coste diario

$$\frac{1.570.000}{300} + 40 = 5.280 \text{ \$/día}$$

Atraque standard

Coste de construcción obra civil: 3.000.000 \$

Periodo de amortización: 25 años; tasa de interés 10%

- Anualidad de amortización

$$\alpha = \frac{3.000.000 \cdot 0,1 \cdot 1,1^{25}}{1,1^{25}} = \frac{3.000.000 \cdot 0,1 \cdot 11}{11-1} = 330.000 \text{ \$}$$

- Coste diario: $\frac{330.000}{330} = 1.000 \text{ \$/día}$

Capacidad del terminal

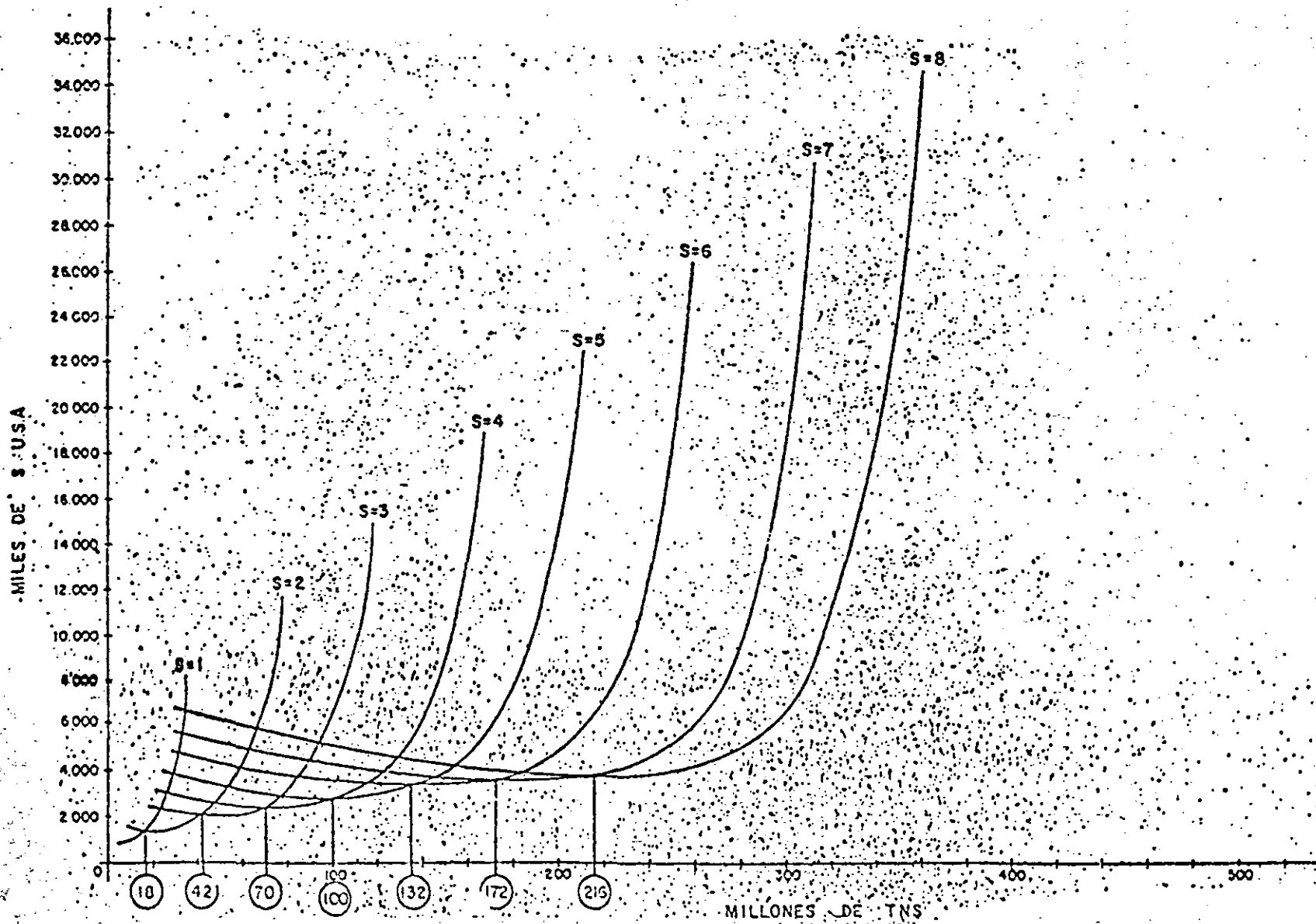
Como resumen del cálculo anterior, se representa en el gráfico el crecimiento del número de atraques del terminal en función del tráfico de productos.

S.		0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
1	Teo	297	264	231	198	165	132	99	66	33	0	
	Teb	3	13,8	36	76,8	150	225,6	441	-	-	-	
2	Teo	594	528	462	396	330	264	198	132	66	0	
	Teb	0	4,8	18	48	102	194,4	378	816	-	-	
3	Teo	891	792	693	594	495	396	297	198	99	0	
	Teb	0	3,6	10,8	36	81	183,6	350,6	864	2430	-	
4	Teo	1188	1056	924	792	660	528	396	264	132	0	
	Teb	0	0	7,2	19,2	48	115,2	285,6	672	2268	-	
5	Teo	1485	1320	1155	990	825	660	495	330	165	0	
	Teb	0	0	0	12	45	90	273	720	2160	-	
6	Teo	1782	1584	1386	1188	990	792	594	396	198	0	
	Teb	0	0	0	0	36	86,4	226,8	604,8	2106	-	
7	Teo	2079	1848	1617	1386	1155	924	693	462	231	0	
	Teb	0	0	0	0	21	50,4	147	504	1701	-	
8	Teo	2376	2112	1848	1584	1320	1056	792	528	264	0	
	Teb	0	0	0	0	14	45	147	496	1693	-	
9	Teo	2673	2376	2079	1782	1485	1188	891	594	297	0	
	Teb	0	0	0	0	7	40	147	488	1685	-	
10	Teo	2970	2640	2310	1980	1650	1320	990	660	330	0	
	Teb	0	0	0	0	0	36	147	480	1675	-	

S	Q	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
1.	Q	4,95	9,90	14,85	19,80	24,75	29,70	34,65	39,60	44,55	49,50
	C	842,22	942,36	1240,86	1863,00	3045,00	4798,75	7935,74	—	—	—
2.	Q	9,90	19,80	29,70	39,60	49,50	59,40	69,30	79,20	89,10	99,00
	C	1580,04	1482,00	1542,12	1863,56	2652,60	4084,80	7103,03	14249,52	—	—
3.	Q	14,85	29,70	44,55	59,40	74,25	89,10	103,95	118,80	133,65	148,50
	C	2370,03	2139,33	2031,30	2206,44	2776,10	4243,00	7556,43	15503,78	42243,34	—
4.	Q	19,80	39,60	59,40	79,20	99,00	118,80	138,60	158,40	178,20	198,00
	C	3160,08	2808,00	2583,12	2440,00	2770,80	3408,90	6022,80	12325,04	39814,32	—
5.	Q	24,75	49,50	74,25	99,00	123,75	148,50	173,25	198,00	222,75	247,50
	C	3950,10	3511,20	3072,30	2842,20	2977,50	3321,60	6056,90	1405,00	38022,90	—
6.	Q	29,70	59,40	89,10	118,80	148,50	178,20	207,90	237,60	267,30	297,00
	C	4740,12	4213,44	3686,76	3160,08	3259,00	3610,05	5326,36	11576,86	37171,08	—
7.	Q	34,65	69,30	103,95	138,60	173,25	207,90	242,55	277,20	311,85	346,50
	C	5520,14	4953,66	4301,20	3686,76	3437,70	3334,80	4401,18	9590,92	30211,86	—
8.	Q	39,60	79,20	118,80	158,40	198,00	237,60	277,20	316,80	356,40	396,00
	C	6320,16	5517,92	4915,68	4213,44	3754,60	3591,96	4064,52	10034,08	30100,44	—
9.	Q	44,55	89,10	133,65	178,20	222,75	267,30	311,85	356,40	400,95	445,50
	C	7110,18	6320,18	5522,14	4740,12	4071,50	3853,00	4527,80	10071,24	30100,22	—
10.	Q	49,50	99,00	148,50	198,00	247,50	297,00	346,50	396,00	445,50	495,00
	C	7900,20	7022,40	6144,60	5266,80	4389,00	4137,60	5191,20	10107,60	30022,20	—

$$Q = TSO \times R = 49,5 \cdot S \cdot O \cdot 10^8 \text{ Tn.}$$

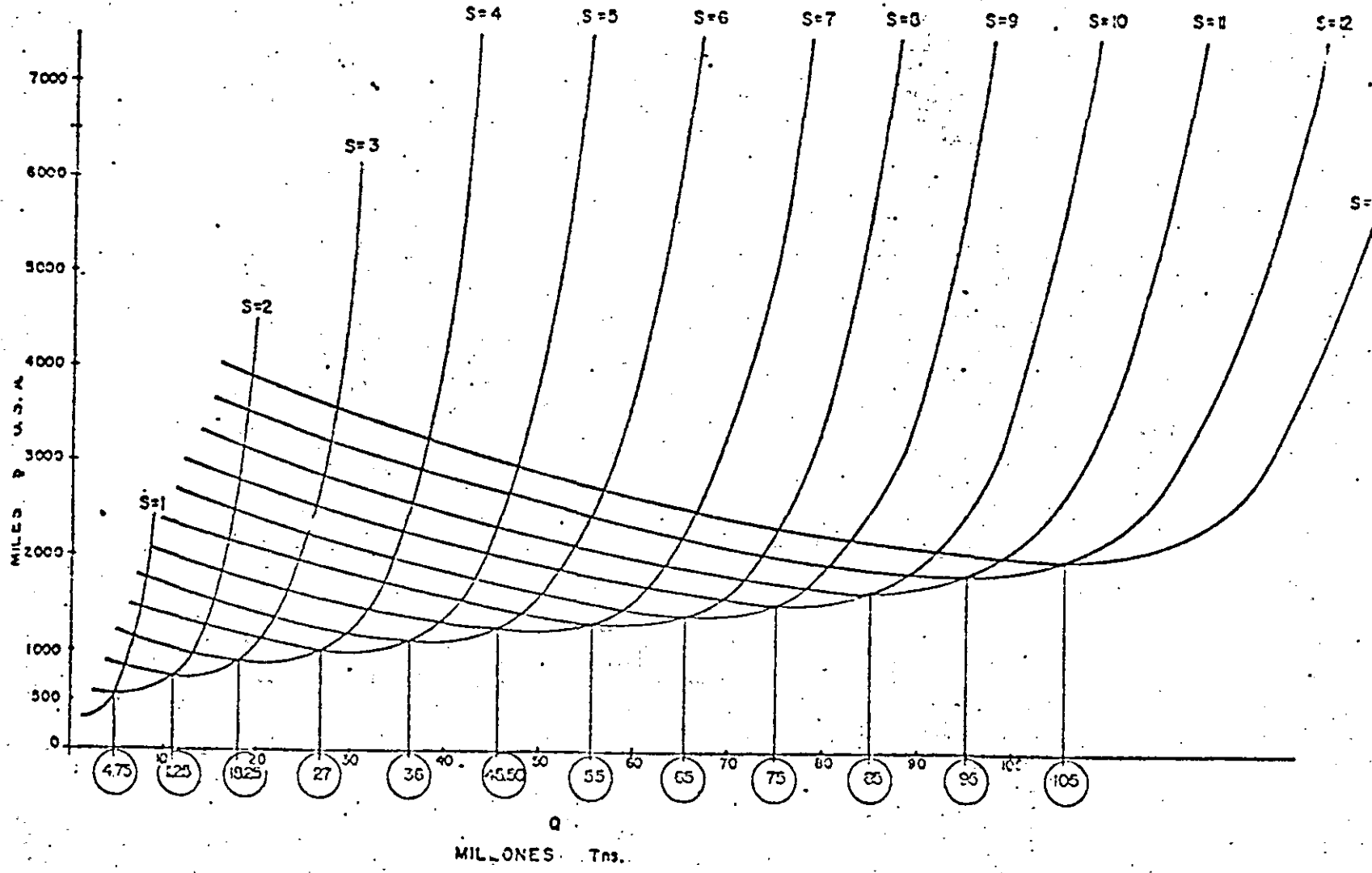
$$C = C_a T_{a0} + C_b T_{b0} = (2,660 T_{a0} + 17,400 T_{b0}) \times 10^3 \text{ \$}$$

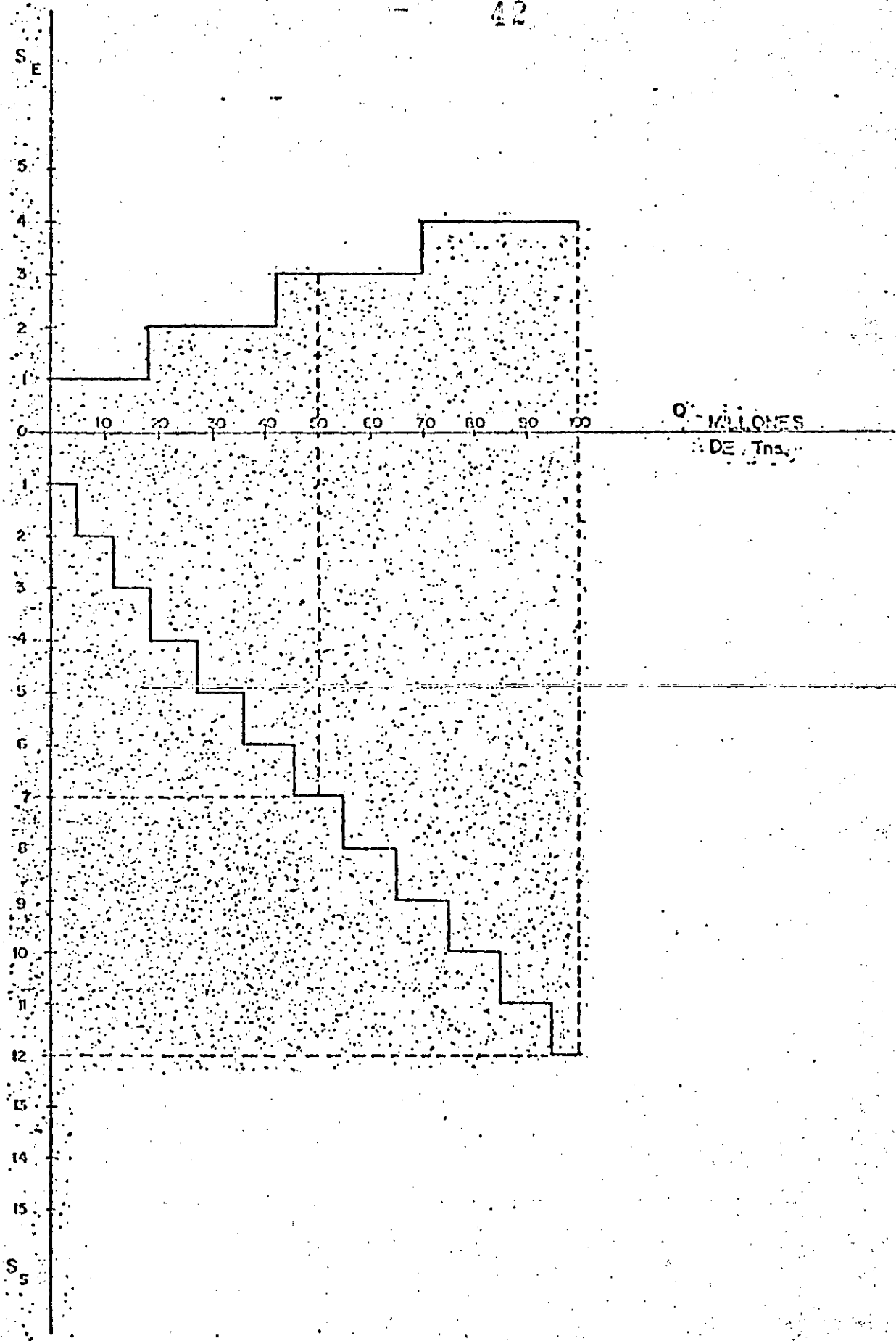


S	Q	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
1	Q	1,24	2,48	3,71	4,95	6,19	7,43	8,65	9,90	11,14	12,38
	C	312,84	336,05	421,08	603,5	957	1481,57	2427,48	—	—	—
2	Q	2,48	4,96	7,42	9,90	12,38	14,85	17,32	19,80	22,28	24,76
	C	594,	553,34	557,04	649,44	868,56	1290,43	2133,84	4440,48	—	—
3	Q	3,72	7,44	11,13	14,85	18,57	22,29	25,98	29,70	33,42	37,14
	C	891	811,01	750,02	704,64	922,68	1365,41	2359,79	4759,92	12,929,40	—
4	Q	4,96	9,92	14,84	19,80	24,76	29,72	34,64	39,60	44,56	49,52
	C	1188	1.056	962,02	853,38	913,44	1.136,26	1.803,97	3.812,16	12.107,04	—
5	Q	6,20	12,40	18,55	24,75	30,95	37,15	43,30	49,50	55,70	61,90
	C	1.485	1.320	1.155	1.053,76	1.002,6	1.135,2	1.936,44	4.131,6	11.559,00	—
6	Q	7,44	14,88	22,26	29,70	37,14	44,58	51,96	59,40	66,84	74,28
	C	1.782	1.584	1.396	1.183	1.180,00	1.248,19	1.791,5	3.589,34	11.517,59	—
7	Q	8,68	17,36	26,04	34,72	43,40	52,08	60,72	69,36	77,98	86,66
	C	2.079	1.848	1.617	—	265,88	1.190,11	1.469,16	3.123,12	9.212,20	—
8	Q	9,92	19,84	29,76	39,60	49,52	59,44	69,28	79,20	89,02	98,84
	C	2.376	2.112	1.848	1.584	1.392,92	1.293,6	1.568,16	3.146,88	9.203,01	—
9	Q	11,16	22,32	33,48	44,64	55,77	66,87	77,94	89,10	100,26	111,42
	C	2.673	2.376	2.079	1.782	1.521,96	1.399,2	1.657,16	3.170,64	9.133,8	—
10	Q	12,40	24,80	37,10	49,50	61,90	74,30	86,60	99,00	111,40	123,80
	C	2.970,	2.640,	2.310	1.980	1.650	1.510,00	1.766,16	3.194,4	9.174	—

$$Q = T \cdot S; Q \times R = 12,375 \cdot S \cdot O \cdot 10^6 \text{ Tn}$$

$$C = C_a \cdot T_{ca} + C_b \cdot T_{cb} = (1,000 T_{ca} + 5,280 T_{cb}) \times 10^3 \text{ B}$$





3.6. MÉTODOS DE SIMULACION

3.6.1. El sistema portuario y su análisis

El conjunto del puerto forma un complicadísimo sistema operacional cuya complejidad solo es comparable a la de los sistemas industriales o de transportes más desarrollados e importantes que puedan concebirse.

Este "sistema" está formado por una serie de "subsistemas" dependientes entre sí que se influyen mutuamente de forma que cualquier alteración en el ritmo o método de trabajo de uno de ellos afecta a los demás en sus rendimientos y resultados y por consecuencia en el desarrollo global de la actividad portuaria.

Estos "subsistemas" los integran las diferentes operaciones que deben realizar sucesivamente el barco, la instalación de transbordo y el transporte terrestre para permitir el paso de la mercancía a través del puerto en su camino a lo largo de la cadena del transporte, formando por tanto, como parte de los mismos toda la serie diferenciada de movimientos o fases por las que pasan los usuarios, es decir, prácticos, remolcadores, atraques, operaciones de carga y descarga, almacenamiento, etc.

El buen funcionamiento del puerto exige que todos sus elementos o subsistemas trabajen a un ritmo y rendimiento adecuado y por tanto deben estar dimensionados equilibradamente, pues sabemos sobradamente que la capacidad del puerto será la del elemento de menor potencia y si alguno de ellos falla hará que se pierda capacidad de los restantes elementos con la consiguiente repercusión económica.

Pero la capacidad de cada "subsistema" o fase operativa depende de una multitud de factores cuya actuación se superpone y que es difícil de separar para tratar de conocer donde puede residir la causa del mal funcionamiento o escaso rendimiento. Entre otros factores pueden señalarse por ejemplo los debidos a causas humanas tales como escasez de personal o falta de preparación del mismo; o mal organización de las operaciones; o un equipo insuficiente o anticuado; o un mal dimensionamiento de la instalación en conjunto o en alguna de sus partes, etc. etc.

Sería conveniente por tanto conocer en primer lugar cual es el "subsistema" o elemento que falla en el conjunto y después analizar el causante de la anomalía para determinar cual es la causa o las causas que pueden originar su fallo y remediarlo.

A veces no se trata de que el conjunto portuario funcione mal, sino que se desea mejorar sus resultados o aumentar su capacidad, etc. y para ello es indispensable conocer qué puntos son sobre los que hay que actuar y qué consecuencias tendrán las mo-

dificaciones propuestas; otras veces la pregunta será sobre la situación futura del puerto al evolucionar el tráfico a lo largo de los años y cuando sería necesario disponer de nuevas instalaciones para hacer frente a la demanda en las condiciones "óptimas" que previamente se determinen.

Pero por la complejidad del puerto se comprende la dificultad de realizar esto disponiendo únicamente de los métodos empíricos donde cada modificación de medios, subsistemas o componentes de los mismos, supondría unas largas y pesadas composiciones de situaciones de la actividad portuaria y en total un número tan grande que haría el empeño prácticamente imposible.

Claro está que un especialista portuario puede reducir considerablemente este trabajo, ya que de antemano, con sus conocimientos y experiencias sabe en muchos casos cual es la solución más apropiada para un "subsistema", y por otro lado, varias de las posibles alternativas tienen elementos comunes que pueden dejar de ser tomados en consideración en las comparaciones.

Pero no obstante debe reconocerse que el método empírico es demasiado simplista, y aun podríamos llamar rudimentario y sobre todo puede dar origen a graves errores sobre todo cuando intervienen factores dinámicos o aleatorios.

Tampoco es suficiente el método analítico pues se limita al análisis de partes del puerto consideradas independientemente y no es aplicable prácticamente cuando el número de muelles es mayor de uno o dos y las leyes de llegadas y servicios no son simples.

Por eso, si se pudiera disponer de un medio operativo que permitiera crear una imagen rápida del conjunto y la variación de los diferentes sistemas por variar los factores que influyen en ellos se tendría un arma efficacísima para la planificación y dimensionamiento.

La estructura del puerto formada por una serie de subsistemas operacionales, los métodos de análisis de sistemas y la ayuda de los ordenadores electrónicos permiten desarrollar un método que suministre rápidamente la imagen de la situación del puerto para un tráfico dado y unas instalaciones, métodos de operaciones y condiciones de trabajo previamente señalados. Es decir que teóricamente se puede reproducir el desarrollo de la actividad portuaria para diferentes esquemas y dimensiones de instalaciones, con rendimientos, costos, tiempos, etc., variables a voluntad y en diferentes fechas o sea con evolución del tráfico previsto y comparar los resultados entre ellos, o sea, elementos necesarios y su costo, espera, congestiones o exceso de capacidad, para deducir el más conveniente y lo que es casi más impor-

tante, que resultado se obtiene al variar los elementos de uno de los subsistemas contemplándolo no sólo en el resultado para el subsistema considerado, sino sobre el conjunto del puerto, con lo que en resumen se puede conocer el "óptimo" de acuerdo con las bases de comparación establecidas.

En resumen: Estos métodos se basan en establecer un modelo matemático que represente la actividad portuaria en su conjunto con unas normas de funcionamiento, al que se le suministran una serie de datos y con la ayuda de una computadora ir obteniendo los resultados de las distintas fases y las acciones de unas sobre otras al modificar su estado; el ordenador va realizando la operación desde el principio hasta el fin representando los resultados durante un tiempo determinado; al variar sucesivamente los diferentes datos y factores, se obtendrán los resultados correspondientes para el período de tiempo fijado.

Estas técnicas se llaman de "simulación" y sencillamente en síntesis es la aplicación de la técnica de ordenadores a los métodos empíricos, ya que el modelo previo ha de establecerse de acuerdo con el esquema y los datos diversos han de suministrarse por la experiencia o conocimiento del proyectista.

Lo que supone el cambio "absoluto" es el poder representar miles de variaciones de los diferentes factores que intervienen durante períodos de tiempo largo de simulación en unas pocas horas.

Este método tiene aplicaciones diversas muy importantes para el proyectista y al mismo tiempo presenta limitaciones y errores que pueden ocasionar resultados inaceptables. Es indispensable conocer hasta que punto es útil este sistema, advirtiendo que a pesar de los aspectos negativos que actualmente pueda presentar, es el método del futuro y que gran parte de los errores o limitaciones se superarán con un mayor conocimiento de la realidad y con un perfeccionamiento del modelo. A continuación se exponen los puntos más importantes de este método sin entrar a fondo, ya que en realidad pertenece al campo de la informática; el portuario lo que tiene que hacer es dar los datos básicos para alimentar el modelo, así como corroborar que los resultados de comprobación del modelo se ajustan a la realidad.

3.6.2. El proceso de simulación

El modelo del puerto será la representación del esquema operativo que existe en la realidad; cada actividad o subsistema estará representada por una ecuación y los diferentes factores que intervienen mediante variables.

Por la complejidad del puerto sería prácticamente imposible crear un modelo donde interviniesen todos los factores que pueden tomar parte en las operaciones por lo que debe acudir a simplificaciones eliminando aquellos aspectos menos importantes y concentrarse en los aspectos fundamentales, dejando para programas más reducidos los problemas de detalle que pueden afectar a una parte concreta de la actividad portuaria. El proceso a seguir para realizar la simulación del puerto puede esquematizarse como sigue:

- a) Definición del problema
- b) Datos básicos del tráfico
- c) Elaboración del modelo
- d) Elaboración del programa del ordenador
- e) Comprobación de la validez del modelo y ejecución de la similar
- f) Información de salida

El proceso de simulación es muy complicado y sometido a errores por lo que es básico que sea comprobado rigurosamente, aunque una vez ajustados sus resultados su aplicación es automática sin necesidad de nuevos ajustes o comprobaciones.

a) Definición del problema

En primer lugar hay que determinar las condiciones existentes y los objetivos que se desean obtener, así como la posible existencia de determinantes especiales en las operaciones (por ejemplo disminución de estadias, limitaciones de inversiones, posibilidad de modificación o no de normativas, etc.) y en resumen plantear el motivo y fin de la simulación.

b) Datos básicos del tráfico

Es uno de los puntos fundamentales del proceso: por facilidad y simplificación se separa del programa básico formando programas "satélites". Hay que disponer de datos actuales, previsiones y en consecuencia el posible tráfico en los diferentes períodos.

Los programas satélites o "subprogramas" empleados en el programas de la UNCTAD son los siguientes:

- b₁) Programa de acumulación de datos: Son los datos relativos a las frecuencias y tipos de buques y cargas del tráfico actual clasificándolos de acuerdo con sus posibles variaciones; confecciona los llamados FRELIS o listado de llegadas de barcos con sus características y circunstancias.

- b₂) Programa de provisiones: Tiene como misión el tener en cuenta las variaciones que el futuro introdujera en los FRELIS, tanto debido a la evolución del tráfico como a los cambios tecnológicos, etc.
- b₃) Programa de generación de tráfico: Proporciona o genera la estructura del tráfico que debe ser simulada, mediante un muestreo aleatorio de los FRELIS en las condiciones actuales o en las futuras. Será la información del tráfico de entrada que se le suministra al ordenador para que realice la simulación de acuerdo con el modelo base.

c) Elaboración del modelo o esquema de funcionamiento

Aunque la misión de los puertos es idéntica en todos, sin embargo cada uno tiene unas características propias que las diferencian en cierto grado entre sí.

El modelo de simulación representará las operaciones básicas y las diferentes variables que pueden intervenir y habrá que aplicarlo a las características y condiciones específicas de cada puerto. Por ejemplo, habrá puertos con una larga ria y barra y zonas de fondeadero y otros donde la entrada del mar a muelle es directa; puertos donde se necesitan remolcadores y otros no; etc.; en los casos más sencillos el subsistema consiguiente no existirá produciéndose directamente el paso de una fase a la siguiente.

El esquema del puerto puede dividirse en las siguientes secciones operacionales:

- 1) Llegada al antepuerto
- 2) Toma de práctico
- 3) Toma de remolcadores
- 4) Puntos de amarre o fondeo
- 5) Muelles o atraqueaderos
- 6) Instalación de trasbordo
 - 6₁) Operaciones de descarga
 - 6₂) Transporte a almacén o carga a vehículo
 - 6₃) Almacenamiento
- 7) Carga a vehículo
- 8) Salida vehículo terrestre

Se prescinde de que existan esclusas, aparcamientos de vehículos terrestres, etc. para simplificar el ejemplo.

Puede suceder que no sean necesarios los remolcadores (3), que no exista el fondeadero (4) entrando directamente en muelle, y que la operación en tierra se reduzca desde el punto (6) a una simple operación de entrega continua como sucede con los petroleros.

En estos casos el esquema operacional se reduciría al siguiente:

- 1) Llegada al antepuerto
- 2) Toma de práctico
- 3) Atraque a muelle y dejar práctico
- 4) Operación de descarga
- 5) Toma de práctico y de atraque
- 6) Abandono de práctico y salida del antepuerto

En cualquier caso podrían distinguirse los circuitos del barco, de los prácticos, remolcadores, mercancía, vehículos terrestres, etc.

En cada subsistema se pueden producir demoras y alteraciones en el ritmo del trabajo debido a que la siguiente fase o actividad no tenga elementos disponibles (por ejemplo no haya prácticos disponibles, ó atraques, o almacenes para la mercancía, etc.), debiendo permanecer en espera el barco ó el vehículo terrestre por no poder descargar su mercancía.

El modelo se basará en el proceso operativo que se desarrolla sobre el esquema general del puerto; es decir se dibuja el esquema diferenciando las secciones del puerto y los subsistemas o elementos que intervienen.

Posteriormente hay que definir las normas de realización de las operaciones, señalando las características y cantidad de los equipos o instalaciones, limitaciones que puedan existir en su utilización, condiciones especiales, prioridades, etc. tanto referente al buque como a la carga. También se incluyen todo lo referente a rendimientos, capacidades, etc.

d) Programa del ordenador

Pueden ser diversos, según sea el tipo elegido, ordenador, lenguaje, etc. Se comenta brevisísimamente el ya citado de la UNCTAD.

Fundamentalmente consiste en un programa principal que determine el orden de las actividades y dentro de éstas los procedimientos que tratan los problemas específicos y suministran información para la simulación.

El programa lee y asimila en su memoria los datos del generador de tráfico y los valores de los parámetros asignados al modelo; al mismo tiempo se establece un eje de tiempos.

El funcionamiento es el siguiente:

- Procedimiento Piltugall que asigna prácticos y remolcadores cada vez que son necesarios en la simulación.
- Procedimiento Nounites que determina el número de unidades de carga y descarga que están disponibles cuando son requeridas.
- Actividad Ship "Acciona" los buques a través del puerto y dirige el proceso de carga y descarga.

Para realizar ésto tiene a su disposición los siguientes procedimientos:

- Procedimientos Pilotleaves y Tugleaves que realizan las operaciones relativas al abandono de los buques por los prácticos y remolcadores.
- Procedimiento Berthtime que calcula los tiempos de carga y descarga.
- Procedimiento Caltim que acumula los tiempos de estancia en el puerto de cargas y buques de diferentes tipos para cada una de las estaciones del año.
- Procedimiento Test que investiga otras posibilidades de carga y descarga si la elegida en primera instancia resulta imposible.
- Procedimiento Berdat que controla los atracaderos.
- Procedimiento Sort que coloca los buques en cola durante las esperas, y les da salida según las prioridades y el orden de llegada.
- Actividad Shift controla los tiempos y equipos disponibles en cada "turno".
- Actividad Season tienen en cuenta las variaciones estacionales para la inclusión en el programa en el momento oportuno.
- Actividad High tiene en cuenta variaciones en mareas y alturas de calado de las diversas secciones del puerto.

En el trabajo de la UNCTAD aparece con todo detalle el procedimiento seguido.

e) Comprobación del resultado

Es fundamental para determinar la bondad del sistema y el programa está preparado para determinar si la simulación debe continuar o no; la prueba consiste en verificar si las dife-

rentes simulaciones presentan una convergencia suficiente, que se admite cuando la diferencia del valor acumulado de los tiempos empleados por los buques entre dos años sucesivos con el mismo programa de tráfico es menor que una cifra dada.

Hay que eliminar las condiciones iniciales de la simulación, para evitar que puedan influir en los resultados finales, cuando aun no está en trabajo normal todo el sistema; para lograrlo se para la simulación al cabo de un cierto tiempo y se comienza de nuevo suponiendo que las condiciones iniciales del sistema son las que tenía en el instante de parar.

f) Información de salida

El programa da una información de una serie de puntos que interesan para la decisión y se refieren a datos sobre el tiempo empleado por los diferentes buques en las instalaciones portuarias tanto en lo referente a tiempo de espera como a tiempo de operación, y lo mismo respecto a la carga dando tiempos de almacenamiento y de carga, etc.

3.6.3. Campos de aplicación

Prácticamente toda la actividad portuaria puede ser tratada mediante un proceso de simulación y de hecho existen numerosos programas referentes tanto al desarrollo de las operaciones portuarias propiamente dichas, como al funcionamiento del equipo portuario, de los equipos laborales, remolcadores, utillajes, etc.

3.6.3.1. Utilización del método

En lo que se refiere al desarrollo portuario, el proceso de simulación puede utilizarse en los siguientes objetivos:

- a) Juicio de las actuaciones anteriores. Consiste en volver a representar lo que ocurrió en el puerto en un período anterior (p.e. un año) donde se conocen los datos de entrada, rendimientos, pérdidas por diversas causas, etc. y los resultados de esperas, utilizaciones, costos, etc.

Si el modelo se estabiliza, se le suministran los datos de entrada y se varían los "subsistemas" (p.e. número de prácticos o remolcadores, longitud de atraques, equipos laborales, etc.) obteniendo fácilmente los resultados y por tanto se podrá juzgar la bondad de la organización que se utiliza o la conveniencia de introducir modificaciones.

Este tipo de simulación será cada vez más útil para los portuarios aunque solo se refieren al pasado; hay que tener cuidado con las extrapolaciones al tratar de aplicar los resultados a otra situación de tráfico diferente.

b) Capacidad del puerto. Al ir creciendo el tráfico, e incluso ir variando de características, el método de simulación nos puede aclarar hasta cuando podran valer las instalaciones actuales sin producirse una congestión, o sea, que capacidad admisible tiene el puerto y que modificaciones operacionales o de organización habría que introducir en cada momento para disminuir los costos sin necesidad de grandes inversiones.

c) Evolución del tráfico. Es el aspecto más importante de la aplicación de la simulación ya que permite ir encontrando el "óptimo" económico en cada momento de acuerdo con el tráfico previsto y las posibilidades.

El método dará en cada momento los atraques y equipos necesarios, así como estadías, costos operacionales y en resumen costos totales para cada alternativa al ir modificando las variables de los elementos.

d) Análisis de los subsistemas. Se emplea en el análisis del funcionamiento de cada instalación o subsistema por separado, dándole los datos de entrada y viendo los resultados de cada modificación. Hay que tener en cuenta sin embargo que en estos casos los resultados de buscar un "óptimo" parcial puede ser que vayan en contra de la operación conjunta: por ejemplo al analizar el trabajo de los prácticos, el aumentar el número, aunque aumente el tiempo de estar ociosos puede ser beneficioso para el conjunto si disminuyen las estadías del barco que es lo más importante.

3.6.3.2. Limitaciones

Este método lleva muy poco tiempo en utilización y las limitaciones o errores que pueda tener se deben precisamente a que todavía no ha alcanzado su total desarrollo, por lo que no hay duda que conforme se vayan analizando por los expertos los diferentes aspectos de la vida portuaria y encontrando los modelos apropiados así como definiendo los datos que deben utilizarse, el método irá perfeccionándose y ganando en exactitud y claridad.

Las principales limitaciones o puntos que pueden ocasionar errores son:

a) Datos estadísticos. Los datos de entrada se suministran al ordenador de acuerdo con las leyes de entrada y servicio del puerto; si las estadísticas están equivocadas o no son lo suficientemente aproximadas pueden introducirse graves errores al adoptar una ley que después no se cumple en la realidad.

Otras veces lo que sucede es que ni siquiera existen estadísticas fiables de dirección de operaciones, pérdidas de tiem--

pos por varias causas, equipos utilizados, etc. por lo que será muy difícil establecer un modelo que sea concordante con la realidad.

- b) Previsiones del tráfico. En la simulación dinámica hay que establecer la evolución del tráfico con el tiempo a base de suponer que el volumen del tráfico (medios de transporte y mercancías) varía aumentando con los años. Si las bases de cálculo de estas previsiones no son apropiadas los datos resultantes no serán ciertos y por tanto la información que se suministre al puerto será errónea y los resultados también.
- c) Cambios tecnológicos. El continuo avance de la tecnología de los barcos, tanto en lo que se refiere a sus posibilidades de maniobra, como de dispositivos de operaciones, dimensiones y capacidades, unido al perfeccionamiento y aumento de rendimiento de los equipos de manipulación en el puerto y los correspondientes del transporte terrestre, hace que al cabo de un tiempo las previsiones no sirvan, pues ni el número de unidades de barco (disminuirán proporcionalmente al aumentar el tamaño), ni las pérdidas por dificultades de navegación (serán menores por el mejor equipo de dirección), ni el tiempo en muelle (aumentará la capacidad y rendimiento y disminuirá el tiempo en operación), etc. será similar al que supondría el nuevo tráfico de mercancías con igual tecnología en los medios de transportes y puertos.

Es indispensable tener en cuenta estos aspectos cuando se establezcan las normas para el generador de tráfico o sucederá igualmente que en el apartado anterior.

- d) Costos de obras, instalaciones y equipos. Es otro de los factores que pueden ocasionar errores. La optimización basada en un costo mínimo de barcos, instalaciones operacionales y transportes terrestres puede resultar errónea si la base no es cierta. Muchas veces, el costo de las instalaciones y equipos portuarios no responde a la realidad debido a una política tarifaria. Debe operarse a base de costos reales o de lo contrario nos expondremos a sacar conclusiones diferentes conforme varían los criterios de valoración.

Lo mismo podría decirse de la variación de los precios de los barcos con el tiempo, que al aumentar mucho más rápidamente que los de las obras e instalaciones, hará que el resultado económico sea diferente (pues valdrá más la unidad de tiempo de estadia perdida por el barco que la de la instalación portuaria y esto significa más atraques)..

- e) Complejidad del sistema del transporte. La posibilidad que un cambio en las condiciones de la red de transportes terrestres altere las condiciones de trabajo del puerto es evidente, por lo que para que el modelo sirva en años sucesivos debe tener-

en cuenta en las previsiones de tráfico. Lo mismo podría decirse de las consecuencias derivadas de una competencia portuaria o de una política de coordinación de transporte.

- f) Finalmente, podríamos hablar de las simplificaciones que es necesario introducir en el modelo derivadas de la casuística del tráfico portuario y de la normativa de explotación de los terminales.

En cualquier caso, es fundamental que no se enmascare todo lo que pueda constituir una alteración de las condiciones reales de trabajo para poder juzgar la bondad de la solución elegida y hasta que punto se pueden aceptar los resultados.

En la mayoría de las veces, las simplificaciones introducidas no tienen mayor importancia y en cambio facilitan la claridad y sencillez de la operación.

3.6.4. Aplicaciones del método

Por las características del método, las técnicas a emplear y los medios necesarios no es posible incluir un ejemplo ni tampoco adecuado por el carácter del curso, aparte de que es una técnica ajena al portuario siendo para él una herramienta -im--portantísima y de toda eficacia- que debe ayudarle incorporando el equipo especialista idóneo, limitándose a dar las normas y valores a los que debe sujetarse el modelo.

Solamente a título informativo, se comenta algunos de los aspectos que entran en un programa de simulación de la actividad del puerto.

Como ejemplo completo y claro se recomienda el estudio del programa elaborado por la UNCTAD aplicado a varios puertos tratando también el problema de la optimización.

Los puntos más interesantes de un programa de simulación son los siguientes:

A) Definición del problema

Se establece el esquema general del puerto a analizar; se examinan todas las condiciones y características de las obras e instalaciones existentes así como los métodos de operaciones.

Un aspecto interesante es el de las normas especiales que al tráfico pueden imponerse (obligación de remolques, prácticos; paro en turnos festivos o nocturnos; número de obreros; prioridades de cualquier tipo, etc.).

B) Datos a suministrar al modelo

b₁) Acumulación de datos

Se suelen establecer una serie de clases para representar

las características del tráfico y pasarlas a las cintas del ordenador.

Los más usuales son:

- Tipo de buques : Según el tráfico que sirven (regular, carga mixta, pasajeros, etc.).
- Tamaño del buque : Por series de 0/1.000 TRB, 1.000/2.000, etc. según el puerto.
- Tipos de carga : Se clasifican en varios grupos: No especializada, especializada, etc.
- Volumen de la carga : En varias series, por ejemplo: 0 Tons., 1/100, 100/500, etc. varía con el puerto.
- Datos de la carga : Relación de la carga al volumen total; parte del total a ser manipulada, etc.
- Tipo del muelle : Para carga general, especializada, etc.
- Tipo de equipo : Grúas, carretillas, etc.
- Tipo de almacén : Al aire libre, refrigerado, cubierto, sin almacén, etc.
- Tipo de transporte interior: Carretera, ferrocarril, etc.
- Secciones portuarias : Subsistemas o elementos que forman el puerto.
- Estructura estacionaria de la carga: Variación según las estaciones.

Estos datos se suministran por la FRELIS al programa de previsiones.

b₂) Programa de previsiones

Con las combinaciones de tráfico posibles, y con la introducción de unas previsiones futuras, dará un listado similar al del FRELIS pero teniendo en cuenta las variaciones que pueden introducirse por las influencias de todo tipo a lo largo del tiempo.

b₃) Generación del tráfico

En los listados del apartado anterior y teniendo en cuenta todos los factores que pueden introducir variación en las características del barco y carga que transporte ley de entrada, prioridades, características de la carga, volumen y fracción, tiempo de permanencia en atraque, calado y tamaño del barco, necesidad de prácticos y remolcadores- se elabora un

programa de generador de tráfico que va impreso en cinta magnética, donde al dar información de la llegada del buque, da todas las características y datos sobre el mismo, programado de acuerdo con las matrices de entrada y eligiéndose con leyes aleatorias o determinadas.

En el programa de tráfico los datos que figuran son todo lo detallado que se quiera y entre otros están:

- Nº del buque en orden cronológico
- Hora de llegada expresada en unidades de tiempo desde el principio de
- Fracción de carga a granel en importación y exportación.
- Cantidad de carga
- Calado del buque
- Atracadero necesario
- Prioridad del buque
- Tipo de la carga
- Tipo del buque
- Nº de prácticos
- Nº de remolcadores
etc., etc., etc.,

La cinta va suministrando estos datos al programa de simulación conforme informa de la llegada del nuevo barco.

C) El programa de simulación y los resultados

Los datos anteriores entran en el programa preparado, y de acuerdo con las actividades y procedimiento, se van calculando las necesidades del tráfico, las disponibilidades de elementos, el tiempo necesario en la operación y en espera, los equipos necesarios, etc. de acuerdo además con las prioridades y limitaciones que se impusieron al modelo.

El resultado aparece en forma de una hoja de ordenador a lo largo de un eje de tiempos; en la hoja de resultado lo que interesa realmente es lo que afecta a la actividad de los medios de transporte y equipos, por lo que solo aparecen a veces los datos requeridos.

Unas veces se puede seguir la historia del barco en puerto a lo largo del tiempo con todos los equipos y medios que ha necesitado y otras se hace lo mismo con un cargamento.

Para el conjunto, el modelo de simulación da una información integrada de los diferentes aspectos tales como:

- Buques entrados en el período con sus arqueos
- Tiempos totales de servicio y espera
- Tiempos medios y relación $\frac{T_{eb}}{T_a}$
- Nº de barcos en cola
- Utilización de muelles.
- Tonelajes de mercancías
- Ocupación de muelles, etc. etc.,

En el croquis adjunto se reproduce el ejemplo sacado de la publicación de UNCTAD sobre un barco en escala en el puerto de Casablanca.

Se trata del barco nº 249 de la simulación del puerto (aparecen todas las operaciones de todos los barcos, por unidades de tiempo y de ella se seleccionan las correspondientes al barco elegido).

Los datos básicos sobre este barco que suministra el programa de generador de tráfico son:

Buque nº 249

Hora de llegada : 3853,7

Nº de operaciones: 1 (carga mixta)

Nº de Tons. a la descarga : 0

Nº de Tons. a la carga : 50

Calado del barco : 7 mts.

Longitud del atracadero : 160 mts.

Orden de prioridad : 3 (según la clave)

En la columna de Claves, aparecen los diferentes tipos de sucesos a lo largo de la estancia del barco según el lenguaje del programa:

ARRI = Entrada del barco en el sistema

FIN = Salida del barco del sistema

SEIL = El buque se desplaza de una sección a otra

BERE = Buque en fondeadero, preparado para atracadero

BERL = Buque abandona atracadero

Ejemplo de datos de salida de comprobación obtenidos por el programa de simulación

<i>Clave del suceso</i>	<i>Número del suceso</i>	<i>Hora en que se inicia el suceso</i>	<i>Sección en que se produce el suceso</i>	<i>Hora en que se inicia el suceso siguiente</i>	<i>Información complementaria</i>
ARRI . . .	249	3.853,7			
TUGQ . . .	249	3.853,7			
COND . . .	249	3.851,0			
SEIL. . . .	249	3.900,0	1	3.900,0	
TUGQ . . .	249	3.900,0	2		
SEIL. . . .	249	3.915,0	2	3.917,0	
SEIL. . . .	249	3.917,0	3	3.919,0	
BERE . . .	249	3.919,0	4	3.931,0	
LEBE . . .	249	3.931,0	4		
LOAD . . .	249	3.931,0	4		26,246 50 1
					29.402 3
					7.808,6
TUAY . . .	249	3.957,2	4		
BERL . . .	249	3.965,7	4	3.974,7	
SEIL. . . .	249	3.974,7	4	3.976,7	
SEIL. . . .	249	3.976,7	3	3.978,7	
SEIL. . . .	249	3.978,7	2	3.978,7	
FIN	249	3.978,7			0 50

57

LOAD = Comienza operaciones de carga
 TUGQ = Espera de remolcador entrada
 COND = Espera de apertura de acceso al puerto (si se cerrase durante algunas horas)
 LEBE = Buque en atracadero dispuesto a la carga
 TUAY = Espera de remolcador salida
 Etc. etc. = Las diferentes operaciones que puedan realizarse.

En la fila de cabeza, el significado es el siguiente:

<u>Clave:</u>	Suceso u operación que realiza el barco
<u>Nº del buque:</u>	Orden de entrada en la simulación
<u>Hora en que se - inicia el suceso:</u>	Se refiere al instante de llegada referida al comienzo de la simulación.
<u>Sección en que - se produce el suceso:</u>	Indica la parte del puerto donde se realiza la operación: Antepuerto, Canal de entrada, dársena, etc.
<u>Hora en que se - inicia el siguiente suceso:</u>	Es correlativo a la hora de inicio, e indica el tiempo que tarda en operación o en espera.
<u>Información complementaria:</u>	Los datos complementarios de las operaciones realizadas; en este caso 26,246 indica las unidades de tiempo hasta el suceso siguiente, 50 las toneladas a cargar, 1 el tipo de carga (según las claves del programa), 29,402 la capacidad de almacenamiento de este tipo de carga, el tipo de almacén, 7808,6 es la cantidad de carga del mismo tipo que queda en almacén. En cuanto al final, el <u>0</u> indica las toneladas descargadas y el <u>50</u> las toneladas cargadas.

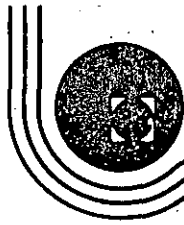
De la hoja impresa anual se pueden seleccionar los datos deseados y deducir los resultados que se quieran analizar para su posible modificación.

D) El programa de optimización

Es similar al anterior aunque más complicado, siendo necesario aplicar una serie de parámetros relacionados con los costos del tiempo de equipos, instalaciones, barcos, mano de obras, etc.

Se comparan una serie de soluciones para cada uno de los "subsistemas" con los costos de inversión, mantenimiento y funcionamiento; llegando en resumen a una serie de soluciones propuestas cada una de las posibles políticas en cada elemento o subsistema a lo largo del tiempo conforme con las necesidades de evolución del tráfico.

En el citado informe de la UNCTAD puede estudiarse el camino seguido y los resultados en el caso de Casablanca.



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

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS

DIMENSIONAMIENTO
OBRAS INTERIORES

ANEXO I

TERMINALES MARITIMAS PARA EL MANEJO DE GRANEL MINERAL

ING. JULIO PINDTER VEGA

SEPTIEMBRE, 1985.

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA, FACULTAD DE INGENIERIA
UNAM

CURSO: Proyecto y Construccion de Obras
Maritimas.
10 al 21 de septiembre de 1984.

TEMAS: Dimensionamiento .
Obras Interiores .
13 y 14 de septiembre de 1984.

ANEXO I: Terminales Maritimas para el
Manejo de Granel Mineral.

ING. JULIO PINDTER VEGA

Bulk Cargo Shipping Terminals

8.1 Introduction

For the handling of general cargo, as described in Chap. 7, a typical shipping terminal must be equipped to load and unload many different kinds of goods. A bulk cargo terminal, on the other hand, is usually designed for a single function, such as loading grain or unloading ore. A transfer station has both loading and unloading facilities; for example at many European ports, imported coal is unloaded from ships and reloaded on river barges for inland delivery; frequently ore is brought down to a port by river boats for transfer to ocean-going vessels. Sometimes, at an isolated bulk shipping terminal, facilities must be provided for bringing in supplies and equipment to carry on the operation.

8.2 Storage Facilities

Adequate storage capacity is a basic requirement in any bulk cargo terminal, but the definition of adequate varies widely, and must be determined individually for each terminal. The minimum requirement is

surge capacity to take up the slack between the rate of shiploading or unloading and the rate of inland transportation. More and more emphasis is being placed on the rapid loading and unloading of ore carriers and tankers in order to cut down turn-around time. As these vessels have increased in size, it has become necessary to provide larger bulk-storage facilities and equipment capable of handling the materials at rapid rates; for example, the loading of iron ore at 15,000 tons per hour or the unloading of a mammoth tanker at the rate of 66,000 bbl per hr, rates unheard of a few years ago. Larger capacities are made necessary by seasonal restrictions on the production or use of the material being shipped, or by a limited shipping season. The shipping season for Lake Superior iron ore is only seven months a year; the receiving ports must therefore be equipped to unload and store enough ore to keep the mills operating the other five months. Agricultural products like grain and sugar must be stored between harvests for year-round use; if the product is destined for water shipment, the shipping terminal is an efficient place to store it. The type of storage facilities varies according to the shipping requirements and the nature of the material. They may take the form of extensive railroad yards for storing loaded cars, tanks for liquids, silos or warehouses for material requiring protection from weather, or open ground storage for nonperishable materials, like crushed stone, ore, and coal.

8.3 Material-handling Equipment

Liquids, of course, are pumped and some lightweight powdered or fine granular materials, like cement and grain, can be transported pneumatically. However, most bulk materials are handled by conveyors or buckets and frequently by a combination of the two.

Conveyors. The materials-handling industry has developed an almost countless variety of conveyors for special functions in industry. Among these, the types most useful in the operation of a cargo terminal are, first and foremost, belt conveyors; second, bucket elevators; and, less frequently, apron or pan conveyors, oscillating or vibrating conveyors, flight conveyors, and screw conveyors. For rapid movement of a wide variety of powdered, granular, and lumpy materials, belt conveyors are the most versatile. They can carry large quantities for long distances, horizontally or up and down slopes of 15 to 20°. With appropriate auxiliary equipment, they can be loaded or discharged at their terminals or at intermediate points. They are used to move material into and out of storage and into the ship's holds. The material can be stock-piled in open storage by a traveling stacker having an inclined boom conveyor which sometimes is designed to be able to rotate 360°, enabling the mate-

material to be stored in piles along both sides of the conveyor; or it may be elevated by inclined conveyor to a distributing conveyor above the storage pile, which may be supported on a trestle or from the roof of the storage shed or silo. Reclaiming the material may be done by means of a reclaiming conveyor in a tunnel underneath the storage, or it may be loaded into hoppers which feed a conveyor above ground. The conveyor from storage to shipside may be served by a stationary or traveling tower on the wharf, which may have a hinged or retractable boom conveyor supporting a chute at its end through which the material will drop into the hold of the ship. Figure 8.1 shows a traveling shiploader handling blended limestone at the rate of 4,500 tons per hour. Bucket elevators, usually of lower capacity than belts, convey material vertically or up steep inclines. They are used for operations like filling silos, and, when mounted on a "marine leg," can be lowered into the ship's hold for unloading, as shown in Fig. 8.2. The other types of conveyors mentioned are usually found in a port operation as auxiliary equipment, such as feeders, in a belt conveyor system.

Buckets. The clamshell bucket is the most used piece of equipment for high-speed unloading of bulk cargo. One type of bucket is designed for handling by ship's gear, another by revolving cranes, but the greatest capacity is attained by a bucket working from a traveling trolley on the boom of an unloading tower on the wharf. The tower may be stationary

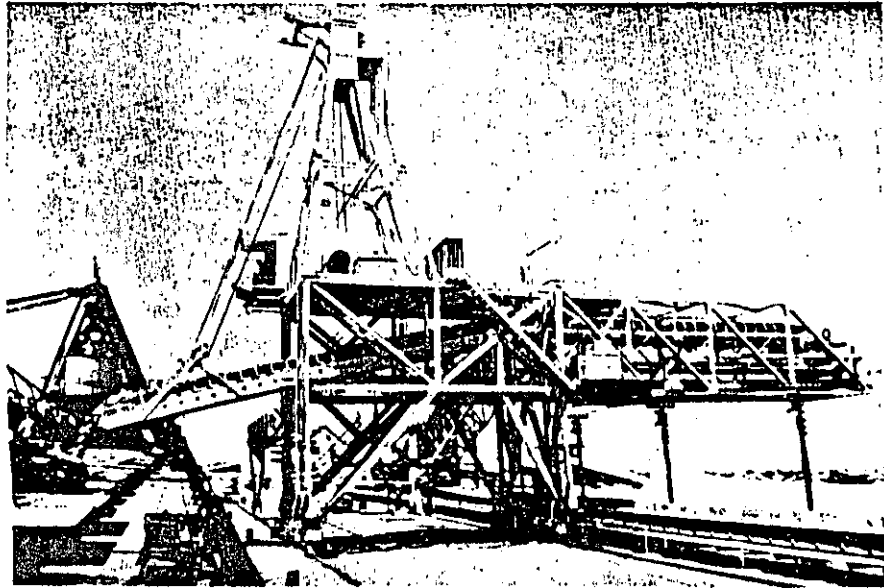


Fig. 8.1 4,500-ton-per-hour traveling shiploader handling blended limestone on Lake Huron. (Courtesy of the McDowell-Wellman Engineering Co.)

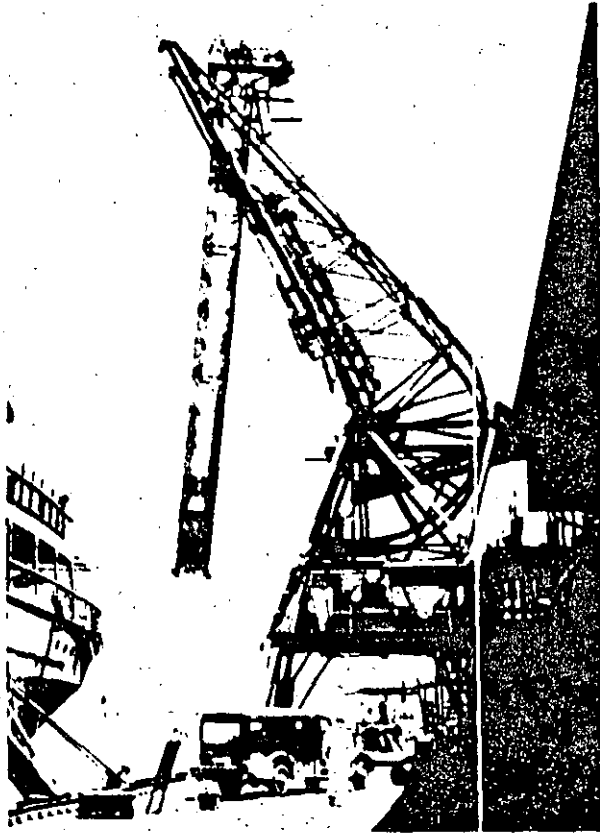


Fig. 8.2 Bucket elevator with marine leg. (Courtesy of the Stephens-Adamson Manufacturing Co.)

or traveling; the traveling type is a timesaver because it can be moved from hatch to hatch faster than the ship can be moved to a new position in front of a fixed tower. In order to obtain higher unloading speeds, two or more traveling towers can operate on one ship. Figure 8.3 shows two 10-ton traveling bauxite-unloading towers with special twister-type bucket trolley designed to rotate on a gantry base to work either side of a finger pier. These towers are generally equipped with hoppers into which the buckets may dump, and which in turn feed the material into railroad cars or trucks or to a belt conveyor system for transfer to storage. Sometimes the towers take the form of bridges extending back over inshore storage areas, as shown in Fig. 8.4. In these cases, the same bucket can be used for reclaiming the stored material. Such buckets can be made in capacities up to about 25 tons of ore per bite.

Drag-scraper buckets are useful for storing and reclaiming bulk ma-

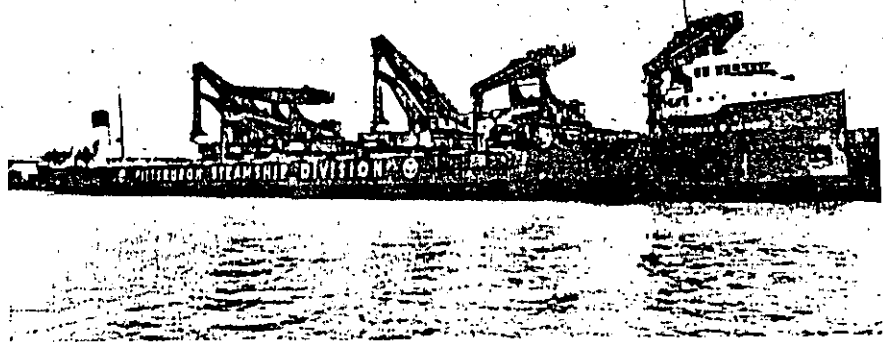


Fig. 8.6 Wellman Hulett ore unloaders at a Creak Lakes dock. (Courtesy of the McDowell Co., Inc.)

An example of such a facility is one that has been designed for a Caribbean location where salt is produced by the natural evaporation of sea water. In this design, a ropeway runs $3\frac{1}{2}$ miles out to sea to reach water deep enough for large ships. The support towers are 950 ft apart and rise 72 ft above water level. The owner's requirements are for the

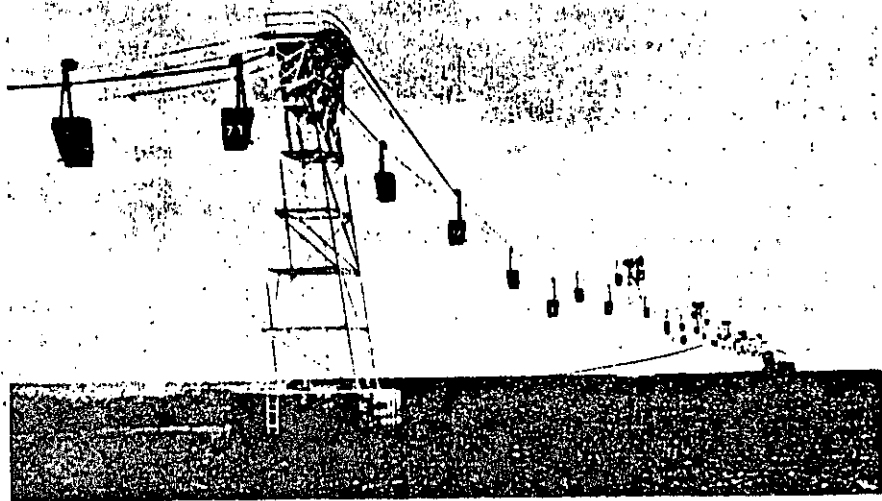


Fig. 8.7 Tramway used to load ships docked more than one mile offshore. (Courtesy of the American Steel and Wire Division of the United States Steel Corp.)

export of a million tons of salt a year, and the loading of a ship of 10,000 tons capacity in not more than 48 hours. To meet these requirements, the ropeway is designed for a capacity of 250 tons per hour.

Car Dumpers. Material brought to a port by rail is frequently unloaded by car dumpers which roll the cars over and pour out their contents. The material is usually received in a depressed hopper, from which it is transferred to storage by conveyors. One type of machine lifts the cars before dumping and delivers the material directly to the ship by means of an apron converging into a trimming chute.

8.4 Self-unloading Ships

There are many ships carrying crushed stone and coal on the Great Lakes which are loaded by conventional means, but which carry their own built-in unloading equipment. These ships have V-bottom hoppers built into their holds, with a series of bottom gates which feed material to two longitudinal pan or belt conveyors or drag scrapers operating in tunnels at the bottom of the ship. The material is transferred at one end of the ship to bucket elevators which in turn deliver it to a belt conveyor on a hinged boom capable of swinging out over either side of the ship. The boom conveyor can discharge directly to a storage pile, to a hopper feeding a conveyor system, or to barges. One of the largest ships of this type, and the first designed for ocean service, is the collier *Consolidation Coal*, which was built in 1958 (see Fig. 8.8). This ship has three parallel 42-in. belt conveyors under the holds, and a boom 250 ft long, carrying a 60-in. belt. The discharge rate is 3,600 tons per hour; the total capacity 24,000 tons.

Another form of self-unloading vessel is the cement barge, which is widely used for river traffic. In these barges, drag scrapers bring the cement to one end, from which it is discharged by cement pumps.

8.5 Terminal Facilities

Bulk cargo terminals vary widely; each one must be designed individually to meet the requirements of a number of variable conditions. Some of the major variables are:

Site conditions: the usual ones encountered in the location of cargo terminals, with somewhat less emphasis on quiet water and permanency of construction. Private ownership predominates.

Function: import or export of bulk material or both, with or without the handling of supplies and equipment.

Type of material to be handled: dry or liquid, powdered, granulated or lumpy, free flowing or sticky, perishable or durable.

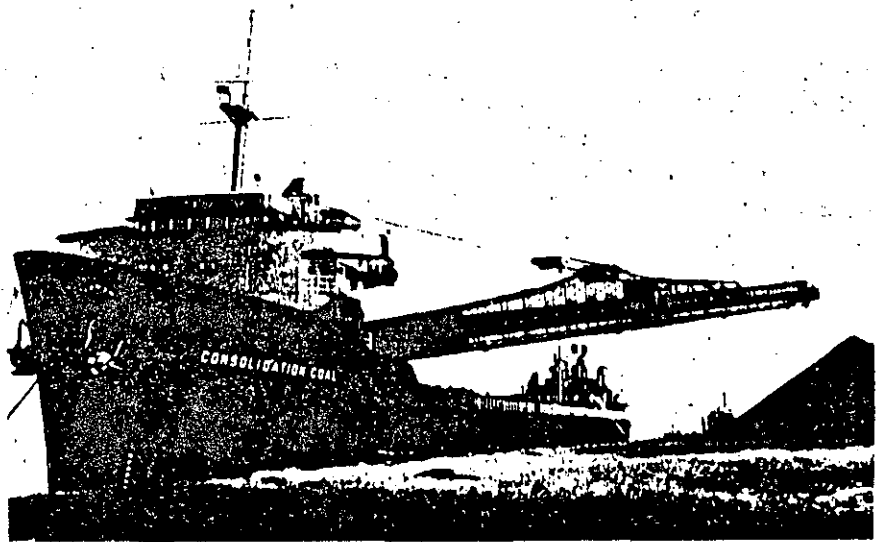


Fig. 8.8 Self-unloading ocean-going collier *Consolidation Coal*. (Courtesy of the Stephens-Adamson Manufacturing Co.)

Quantity requirements: annual, seasonal, or daily. Storage and shipping capacities are both interrelated with seasonal variations in use or production, and with the size and frequency of ships.

Available inland transportation: railroad, highway trucks, river craft, or conveyors.

Some bulk cargo terminals are built without a wharf or pier in the usual sense. In such a terminal the ships are moored offshore to dolphins or to fixed anchors, and served by a conveyor, a pipeline, or a ropeway. In another terminal, the ships may be moored to a wharf having a broad, heavily constructed apron capable of carrying railroad tracks and trucks as well as traveling loading or unloading towers. One common and efficient method of loading ships is by gravity chutes connected to high-level silos or bins. Grain silos are usually filled by pneumatic or bucket elevators, ore and coal bins by dumping from elevated railroad trestles.

Modern oil terminals of today are a specialized installation. They are discussed more fully in the following Sec. 8.6.

Minerals are being mined in more and more remote parts of the world. This sometimes leads to the establishment of shipping terminals in places so isolated that it is necessary to create self-sufficient communities for the housing of the operating personnel. In such a case the port designer is called on to lay out a complete town with streets, landscaping,

power and water supply, sewers, homes, stores, and public buildings, such as an administration building, a town hall, a school, and a hospital.

8.6 Oil Terminals

In general, docking facilities or shore installations for tankers will consist of wharves, piers, or fixed mooring berths with mooring appurtenances and equipment for handling cargo hose to connect the ship's manifold to the pipelines on the dock, which will transport the products to and from the ship. However, the increase in size of tankers to where their draft now exceeds the depth of many of the navigable waters imposes a limitation on the use of such shore installations. In such cases, the tanker must anchor in deep water and discharge its load by underwater pipeline, or transfer its load into smaller tankers, or carry a reduced load which will keep its draft less than the depth of channel to be navigated to reach the dock. For instance, the tanker *Universe Leader* has a loaded draft of 46 ft 3 in. compared to an established minimum channel depth of 40 ft 0 in. in the Delaware River, 41 ft 0 in. in the Panama Canal, and 34 ft 0 in. in the Suez Canal. The Gulf Oil Corporation's mammoth tankers of the 326,000-DWT class, with a loaded draft of 81 ft 5 in., berth and discharge their cargo at a special deep-water terminal in Bantry Bay, Ireland; and smaller tankers of the 80,000- and 100,000-DWT category reload the oil and distribute it to Gulf's refineries at Milford Haven, Gullhaven, Europort, and ultimately to Huelva.

The rate of loading and unloading has kept pace with the increase in size of tankers. The tanker's pumps are usually sized to enable it to be unloaded in about 16 hours. The pumping rate may vary from 10,000 bbl per hr for the T-2 tanker, to 25,000 bbl per hr for a 45,000-DWT supertanker, to 66,000 bbl per hr for the 326,000-DWT *Universe Ireland*. The aim is to increase this to an hourly rate equivalent to 10 per cent of the ship's capacity, which for the *Universe Ireland* would mean an unloading rate of 240,000 bbl per hr.

Oil docks, in general, are of lighter construction than general cargo-handling docks as they usually do not require warehouses or extensive cargo-handling equipment. Since their main products are usually unloaded at a fixed point and transported by pipelines, the required area of solid dock is very much reduced, as are the width and length of the dock if supplemented by dolphins to take the bow and stern lines. For this reason, a full-length pier is not usually economical or essential, but if used it will usually be of skeleton construction, with the deck slab omitted at the pipeway.

The trend in recent years to the use of larger and deeper-draft tankers has resulted in the adoption of the fixed mooring berth, with its relatively

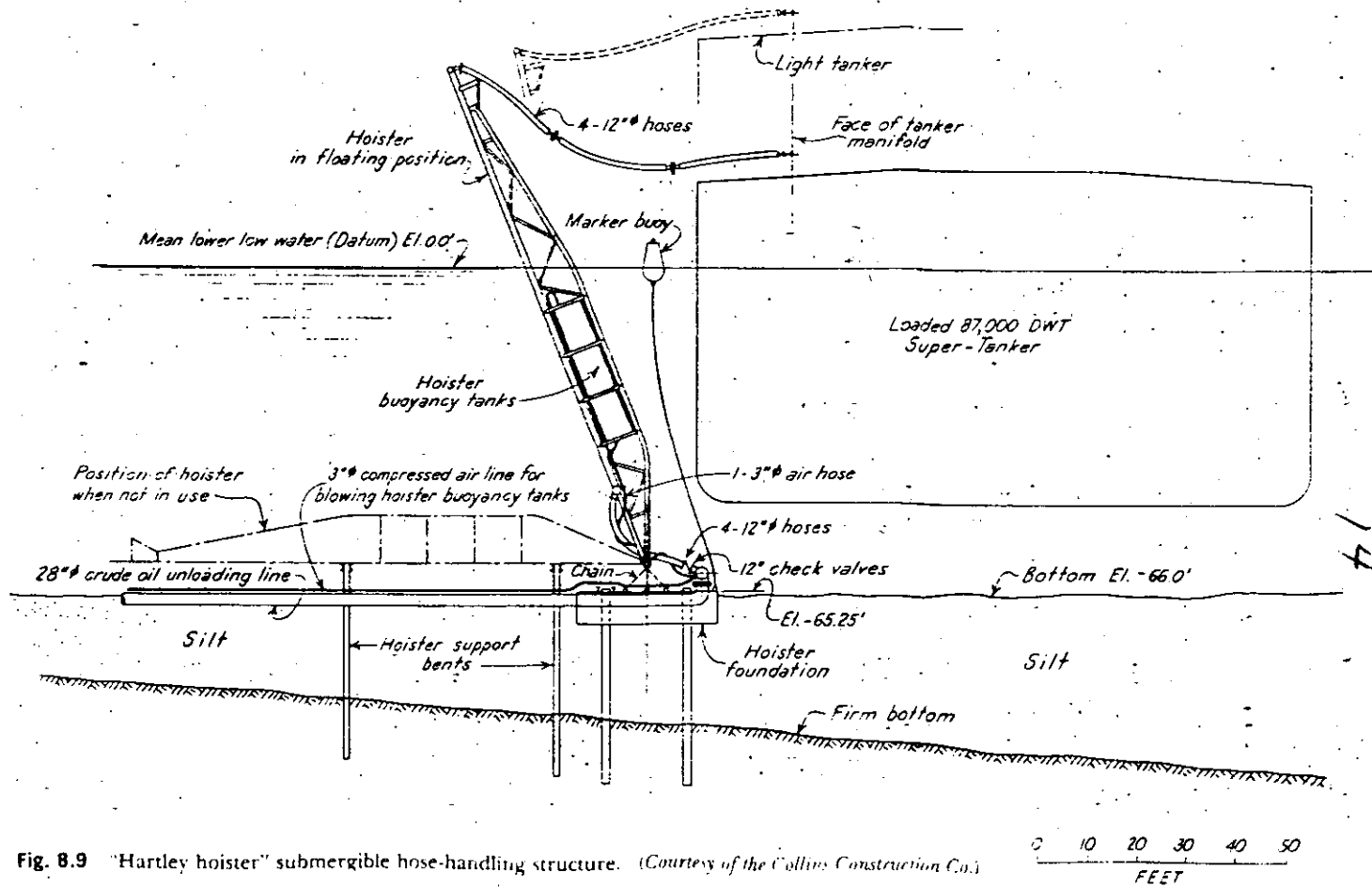


Fig. 8.9 "Hartley hoister" submersible hose-handling structure. (Courtesy of the Collins Construction Co.)

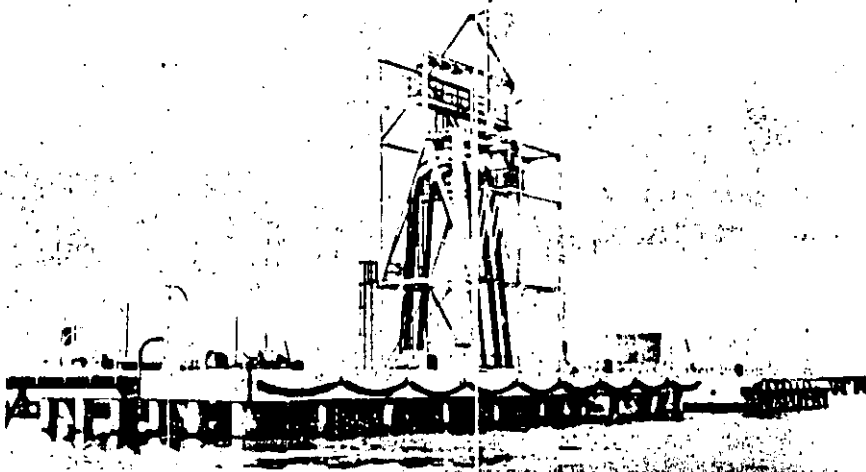


Fig. 8.10 Hose-handling frame at the marine terminal of the Tidewater Oil Refinery at Delaware City, Delaware. (Courtesy of the Tidewater Oil Co.)

hangs in a vertical position and drains into a drip trough. Each hose has its own individual hoist which is controlled from a central panel board. In addition, the frame supports a derrick, with air-operated hoist, for lifting the end of the hose so that it can be connected to the ship's manifold.

Figure 8.11 illustrates a somewhat similar installation to that shown in Fig. 8.10, but differing mainly in the way the hose is supported and handled. This structure is on a pier with tanker berths on both sides and consists of a tower with projecting arms for supporting the ends of the hose, which can be raised and lowered by means of air-operated hoists, the purpose being to raise the hose to a position in back of the face of the pier until after the ship has docked, when it can then be lowered to project out over the ship at the location of its manifold. The end of the hose can also be raised and lowered by means of air hoists so that the hose can be connected to the ship's manifold. The entire operation is controlled from a central panel board located just above the deck level. Hoists may also be operated by electric motors.

Another development in loading and unloading equipment is the Chiksan flexible arm, which is shown in Fig. 8.12 and is comprised of hydraulically controlled arms of aluminum pipe, with swivel joints which permit movement in any direction and thereby enable it to be attached to the tanker's manifold even though the ship is undergoing motion

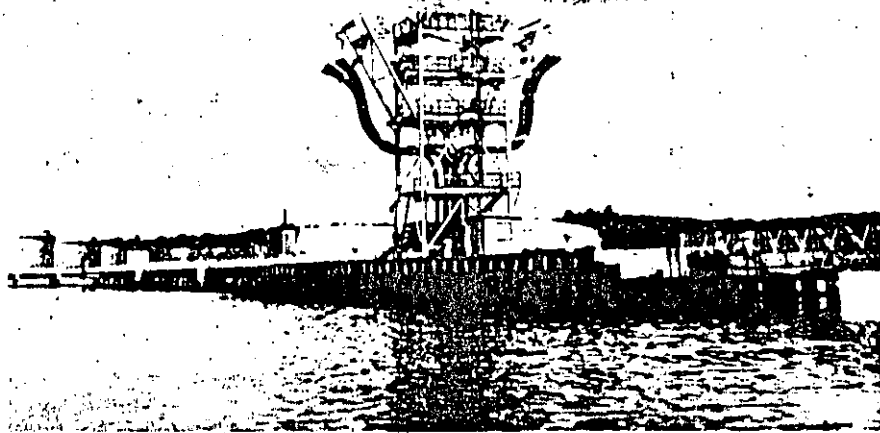


Fig. 8.11 Hose-handling frame at the Esso marine terminal, Havana, Cuba. (Courtesy of Esso Standard Oil, South America.)

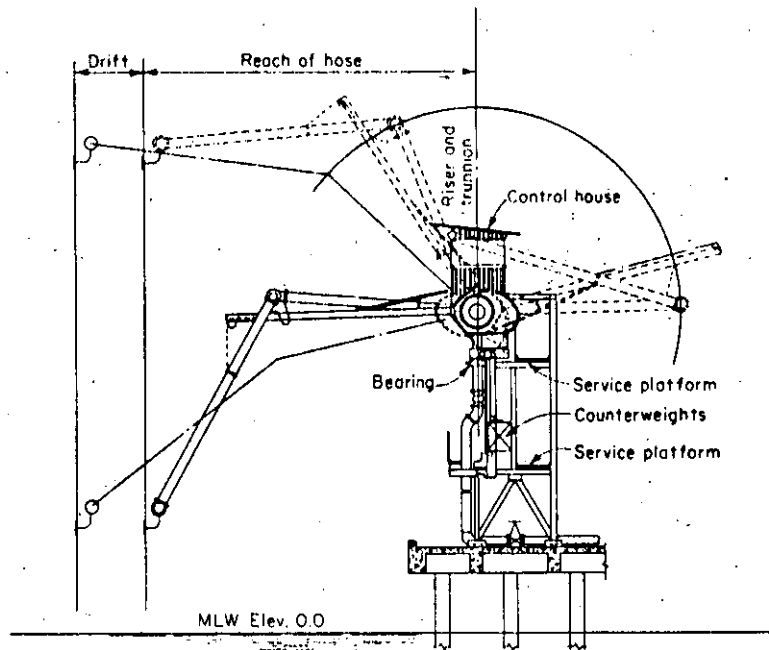


Fig. 8.12 Installation using "Chiksan" hydraulically controlled marine loading arm. (Courtesy of the Chiksan Co.)

17
alongside the dock from the tide, wind, and waves. One or more arms may be used and they are supported on a platform about 15 ft above the deck and 8 ft in back of the face of the dock. A unit consisting of five 8-in.-diameter arms occupies 10 by 24 ft of dock space at the base. An electric motor, driving a pump, delivers hydraulic pressure at 750 lb per sq in. to power whichever arm is selected by the operator. The arms are counterweighted. Arms varying in size up to 12 in. in diameter have been installed, but 16-in.-diameter and larger sizes are contemplated.

8.7 Some Modern Bulk Cargo Terminals

The following are some of the modern installations for handling such commodities as beneficiated iron ore, lump iron ore, nitrates, bauxite, sugar, and oil.

A Beneficiated-iron-ore Shipping Terminal. Located at Taconite Harbor, Minnesota, this is a special-purpose harbor, built for the sole use of the Erie Mining Company in loading out taconite pellets from their mine and beneficiating plant 75 miles inland. The Sault Sainte Marie canal and locks are icebound for five months of the year, leaving only a seven-month shipping season in Lake Superior, while the mine and plant operate the year round. Since a whole year's production, which is eventually expected to reach 20 million long tons, must be handled in seven months, the material-handling equipment was designed for maximum practical speed. A special requirement, due to the nature of the material, is careful lateral trimming of the cargo in each hold. This is because the processed taconite is in the form of hard, round pellets from $\frac{1}{2}$ to $\frac{3}{8}$ in. in diameter. This forms a free-flowing cargo which could shift dangerously if it were left peaked amidship.

Pellets are brought to the harbor by a privately owned, standard-gauge railroad, equipped with powerful diesel-electric locomotives and bottom-dump cars of 100 tons capacity. One 94-car train making a round trip each eight hours, around the clock, during the shipping season can deliver the entire initial annual production of over five million long tons. At the harbor, the trains pass over a high-level trestle through which the pellets are dumped into a continuous row of concrete storage bins parallel with and immediately behind the dock face. The trains then pass around a return loop to the main line, having unloaded and returned without uncoupling. Berths are provided for three 600-ft ore vessels, but the bins behind one berth were omitted in the initial construction. The capacity of the bins as now built is 150,000 long tons. This is all live storage, as the bins are built with sloping bottoms.

Under the bins, at 48-ft spacing, are discharge openings over dual reciprocating feeders, which deliver pellets to 42-in. retractable shuttle-belt conveyors. At maximum extension these conveyors reach 50 ft be-

18

yond the dock face, and when retracted they are entirely under the shelter of the bins and protected from the weather by power-operated overhead doors. Since all Great Lakes ore vessels have a standard hatch spacing of 24 ft, the 48-ft spacing of conveyors is capable of loading alternate hatches simultaneously, and will completely load and trim all hatches with only one 24-ft movement of the vessel. Each conveyor, with its belt operating at 500 ft per min, will deliver 1,500 long tons per hour, and can be operated at half speed and half capacity for trimming. Only one of the two feeders is operated when the belt is run at half speed. Each belt is equipped with a weightometer which records weight on instruments located in the control towers. There are 25 of these conveyors for the 1,200-ft bin or a maximum of 13 for one vessel. The system is designed to load a 15,000-ton vessel in little more than one hour. Figure 5.59 is a cross section through the storage bin and dock and shows the shuttle conveyor extended in position to load the ship.

When a vessel is being loaded, the mate patrols the deck carrying a portable telephone by means of which he gives instructions to an operator in a control tower high up on the dock face over the center of the vessel. There is one control tower for each berth, and each tower contains a push-button console, controlling all the functions of the conveyors serving its berth. Also in each tower are indicating devices to show the operator the position of each belt, its state of operation, and the tonnage it has delivered. A typical cycle of operations in loading a vessel would be:

1. Operator opens all necessary shuttle-well doors while the vessel is being moored.
2. The mate reports to the operator that the vessel is ready for loading.
3. The operator presets a scale-timing device for each belt to the tonnage requested by the mate.
4. The operator positions the required shuttles as directed by the mate.
5. The operator starts belts and feeders and loading begins.
6. Loading operations continue as shuttle positions and belt speeds are adjusted for trimming as directed by the mate.
7. When each hatch is loaded, on signal from the mate, the operator stops the feeder, empties the belt, and retracts the shuttle.
8. The vessel is then shifted 24 ft to load intermediate hatches, repeating the cycle of operations 2 to 7.
9. After the vessel is completely loaded and trimmed, the mate signals the operator, who clears all conveyors, shuts them down, retracts the shuttle, and closes all the shuttle-well doors.
10. The operator records, by means of an automatic ticket printer, the total tonnage delivered by each conveyor.

With this rapid discharge of material into the hold of the ship, all

under the control of one man, the vital importance of automatic safety controls is obvious. To eliminate as far as possible the chance of human error, interlocking controls are provided which automatically prevent:

1. Extending a shuttle before its door is open, or closing the door on an extended shuttle.
2. Operating a belt when the shuttle is not sufficiently extended to clear the dock.
3. Operating feeders when a belt is not operating.
4. Operating feeders at a higher capacity than that at which belts are operating.
5. Overloading a hatch. This is accomplished through the scale pre-setting device mentioned above, which, when the preset tonnage has been delivered, turns on a light on the dock face and another in the control tower, and stops the conveyor.

To supply power and light for the operations at the harbor and inland at the plant, a power plant was constructed adjacent to the dock so as to obtain the most economical supply of coal. To provide for unloading the coal, without interfering with the loading of ore, one end of the wharf was extended 500 ft to provide room for colliers to tie up and be unloaded. To accomplish the rapid unloading of the coal, a traveling unloading tower with 14-ton grab bucket, with an unloading rate of 1,500 tons per hour, was provided. The bucket dumps the coal in a hopper which in turn feeds a conveyor belt leading to the storage area in back of the power plant. Figure 8.13 shows a view of the coal-unloading equipment.

An Iron-ore Shipping Terminal at San Juan Bay, Peru. This terminal started operation in 1959. Figure 8.14 shows a plan of the shipping terminal and a section through the pier.

Crushed ore is delivered from the mine in 40-ton bottom-dump trucks. Under the receiving hopper is a vibrating feeder loading a transfer belt, which in turn feeds a conveyor 966 ft long running through the ground storage area. Straddling this conveyor, on a pair of rails 24 ft apart, is a traveling stacker with a long tripper-trailer. The stacker has a boom conveyor on one side which discharges 50 ft above the ground and 75 ft away from the center line of the stacking conveyor. All the belts in this system are 36 in. wide. Storage is provided for 180,000 long tons of ore, with provision for doubling this capacity in the future by adding another boom on the other side of the stacker. Ore is graded at the mine into three size classifications, having maximum lumps of 1, 5, and 8 in., respectively. The three sizes are kept segregated in the storage pile. The receiving and storing system operates at 660 tons per hour in the initial installation. When the operation is expanded, this can be increased to 880 tons per hour by adding a second receiving hopper and

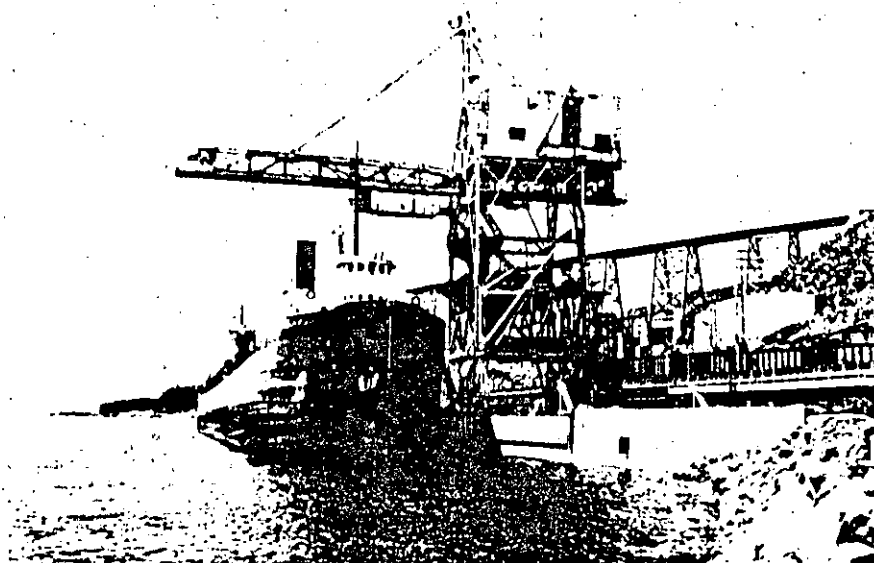


Fig. 8.13 14-ton traveling coal-unloading tower at Taconite Harbor, Lake Superior (Courtesy of the McDowell-Wellman Engineering Co.)

feeder. When this has been done, the two feeders can be operated jointly at 440 tons per hour each, or singly at 660 tons per hour.

Reclaiming from storage is by a belt conveyor in a tunnel under the storage pile. The tunnel roof is flush with the ground, and is provided with openings at 30-ft spacing. A vibrating feeder of 550-ton-per-hour capacity is suspended under each opening. Up to four of these feeders are operated at once, regulating the total output to the belt capacity of 2,000 tons per hour by adjusting the variable speed control which is provided on three of the feeders. The reclaiming conveyor transfers the ore to another conveyor which runs out over a short rock mole and a trestle to the beginning of the pier, where it in turn loads a conveyor running the length of the pier. Straddling this conveyor is a shiploading tower with another tripper-trailer, which feeds a belt on a boom extending out over the ship. The boom can be raised to clear the ship's superstructure, and, when in operating position, can be retracted for trimming. The tower has a travel of 490 ft. At the outshore end of the trestle, a weightometer automatically records the weight of ore delivered to each ship. The whole reclaiming and shiploading system operates at 2,000 tons per hour; all belts are 42 in. wide.

The pier and the trestle are supported on steel H piles, and have steel superstructures with concrete decks. They are designed to accommodate H-20 trucks, which handle imported supplies. For the import of

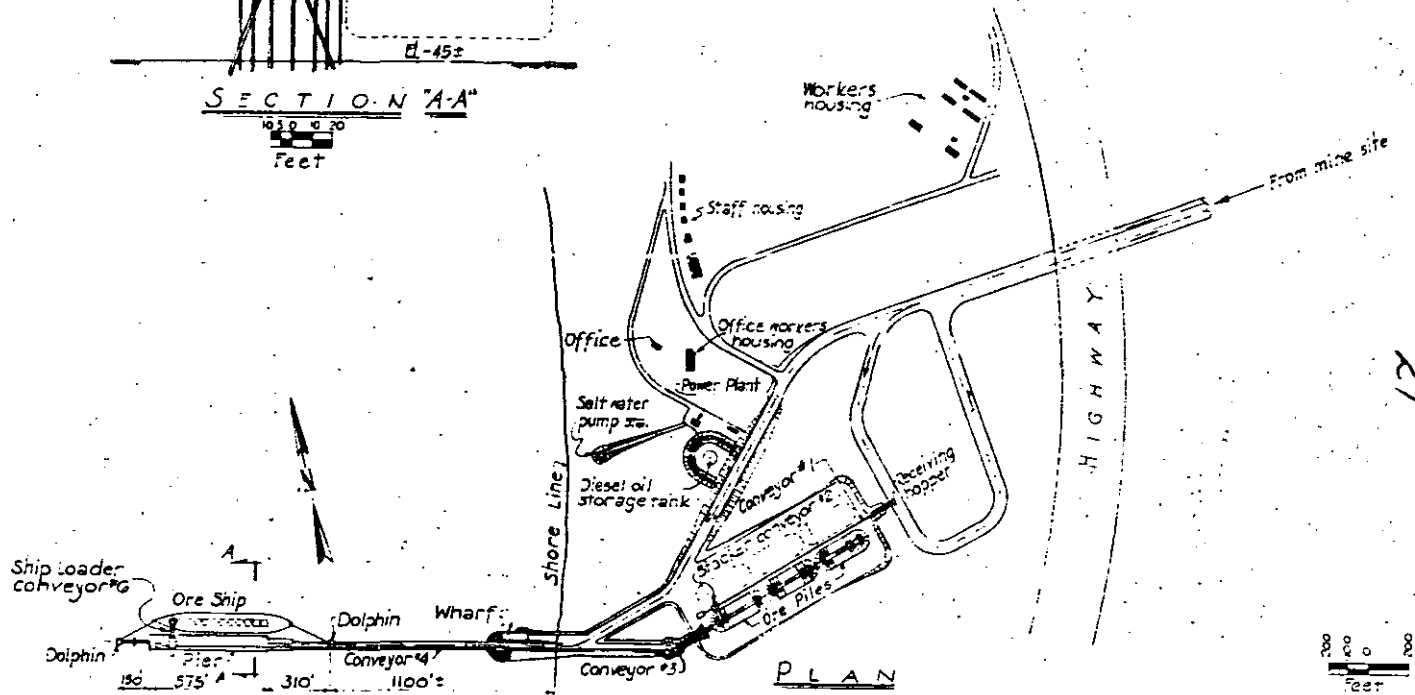
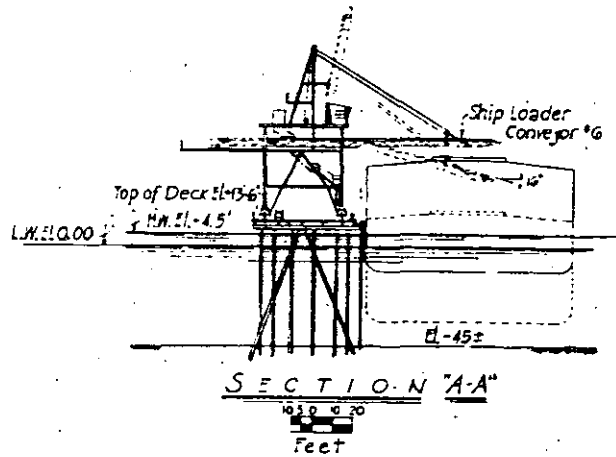


Fig. 8.14 Iron-ore shipping terminal for Panamerican Commodities, South America, at San Juan Bay, Peru.

very heavy equipment, a barge landing is provided alongside the mole. The terminal has its own power plant, and housing for administration, personnel, and workmen. The site is arid; fresh water must be brought in by tank trucks. Cooling water for the diesel-operated power plant is obtained from a large well dug on the sandy beach near the shore line.

Loading-out Nitrate by One of the World's Largest Revolving Conveyor Booms. Figure 8.15 shows a plan of the storage and loading-out facilities and an elevation of the conveyor boom for a nitrate loading-out facility at Tocopilla, Chile. This is an unprotected site, fully exposed to the Pacific swells. The shore is rocky and rugged, with many small islands and underwater rock pinnacles near shore. For many years, nitrate ships have been anchored well offshore and loaded by lighters operating from a small pier. There are many days when the swell is too heavy for lighters to operate. A more efficient port has long been needed, but the sea is too rough to permit mooring ocean vessels against a pier without breakwater protection, which would be quite costly. The loading facility consists of a high-level revolving boom reaching out over a ship moored offshore. A belt conveyor on a shuttle truss at the end of the main boom operates within the range of 232 to 306 ft from the pivot point, and can reach all the holds without moving the ship being loaded. The shuttle belt is 62 ft above mean sea level. The inshore end of the structure is counterweighted and supported by motor-driven trucks operating on a curved track at a radius of 125 ft from the pivot point. Both the track and the pivot pier are built on a partially submerged rock island near the shore.

The product being handled is processed natural nitrate of soda in the form of hollow beads less than $\frac{1}{8}$ in. in diameter. The material is free-flowing, with a weight of 81 lb per cu ft and an angle of repose of 26° . The beads are sufficiently fragile to create considerable quantities of dust when the material is dropped any great distance.

Nitrate is received at the terminal in narrow-gauge gondola cars, which are overturned by a car dumper into a transfer hopper. The material is carried by inclined belt conveyors to a traveling tripper operating in a gallery over a row of six storage silos into any of which the tripper may dump at the option of the operator. Each silo has a capacity of 11,000 tons, or about a shipload. A reclaiming tunnel runs under the silos, with five roof openings under each silo. To load the reclaiming belt in the tunnel, five traveling belt feeders are provided, of which three operate at a time to load the belt to capacity. Reclaimed material is conveyed by inclined belts to a transfer chute at the top of the shiploader boom, directly over the pivot point. This chute rotates with the boom, feeding a conveyor on the main boom, which in turn loads a conveyor on the shuttle truss extending out over the ship being loaded.

23

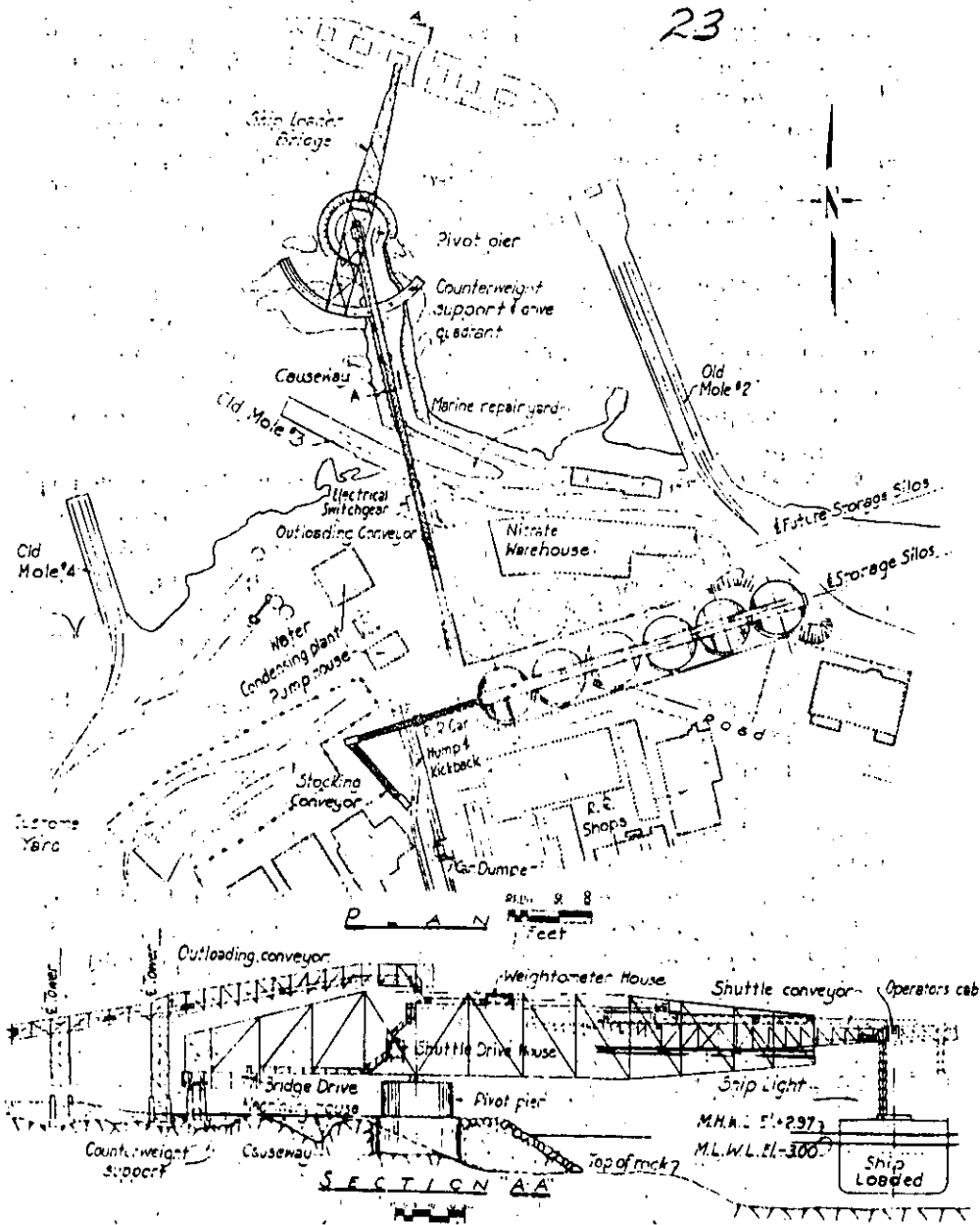


Fig. 8.15 Nitrate shipping terminal for Anglo-Lautaro Nitrate Corporation at Tocopilla, Chile.

The material drops into the holds, through a retractable telescopic chute, to aid in trimming the cargo as well as to minimize degradation. The belts in the receiving and storing system are 36 in. wide and are designed for a rate of 660 tons per hour. The reclaiming and shiploading belts are 48 in. wide and carry 1,400 tons per hour. There is provision in the design for increasing the live-storage capacity of the terminal from 66,000 to 121,000 tons by the future addition of five more silos.

Dust-collection systems, each with a cyclone separator, are installed at the car dumper and in the tripper-conveyor gallery. For cleanup purposes, all the galleries and tunnels housing the various conveyors are provided with vacuum outlets at frequent intervals. Five sets of vacuum-cleaning tools are kept in cabinets conveniently located throughout the system.

A Transfer Station at Chaguaramas Bay, Trinidad. This station has been operating for nearly thirty years to transfer bauxite from river boats to ocean vessels. It illustrates a typical transfer facility involving ship-unloading, covered storage, reclaiming, and shiploading facilities for bulk material, using belt conveyors. Figure 8.16a shows the general layout and Fig. 8.16b typical sections of the loading and unloading facilities.

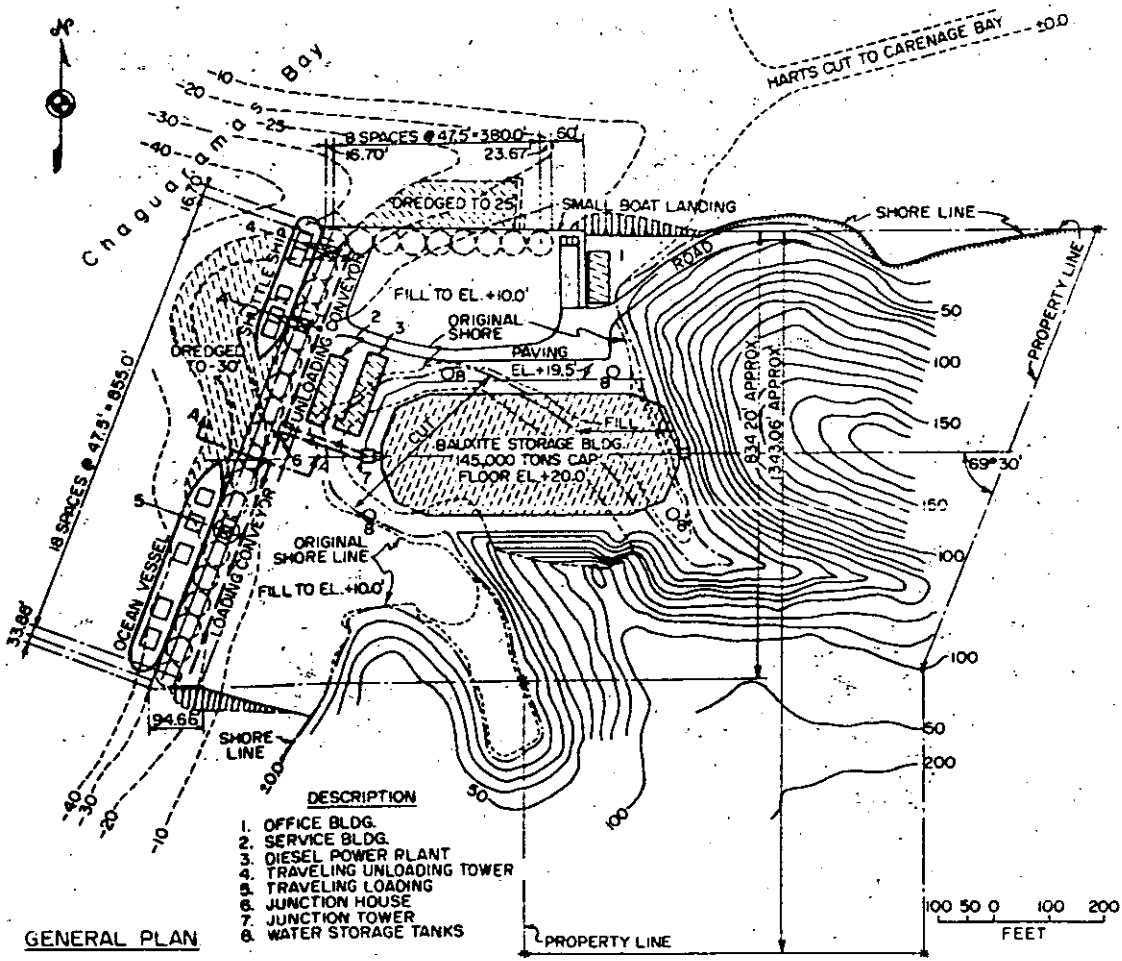
Separate berths are provided for loading and unloading ships. The unloading berth is equipped with two traveling unloading towers, each with a 4-ton grabbucket. Each bucket is suspended from a trolley traveling on a boom extending out over the ship and dumps into a hopper in the tower. Under the hopper is a belt feeder delivering the bauxite to a belt conveyor running along the back of the wharf. The capacity of this belt is adequate to permit simultaneous operation of the two towers.

The incoming bauxite is transferred, through an intermediate conveyor, to a conveyor suspended under the ridge of the storage building. A traveling tripper operates on this belt, distributing the material the whole length of the building. Reclaiming is through manually operated gates in the roof of a tunnel under the storage-building floor. A traveling feeder, which can be set under any desired gate, delivers material to a reclaiming belt in the tunnel.

The reclaimed material is carried, behind, and parallel to, the shiploading wharf, on an elevated conveyor equipped with a traveling tripper. This tripper is linked to a traveling loading tower, to which it delivers. The tower carries a belt conveyor on a hinged boom which reaches out over the ship being loaded. An adjustable telescopic chute, suspended from the end of the boom, delivers bauxite into the hold of the ship.

The bauxite is destined for an aluminum plant on the Saguenay River

Fig. 8.18 (a) General layout of bauxite transfer station for Aluminum Company of Canada at Chaguaramas Bay, Trinidad, British West Indies.



25

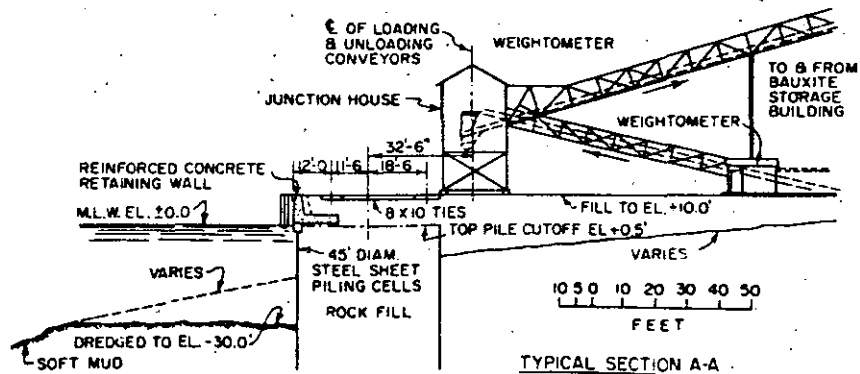
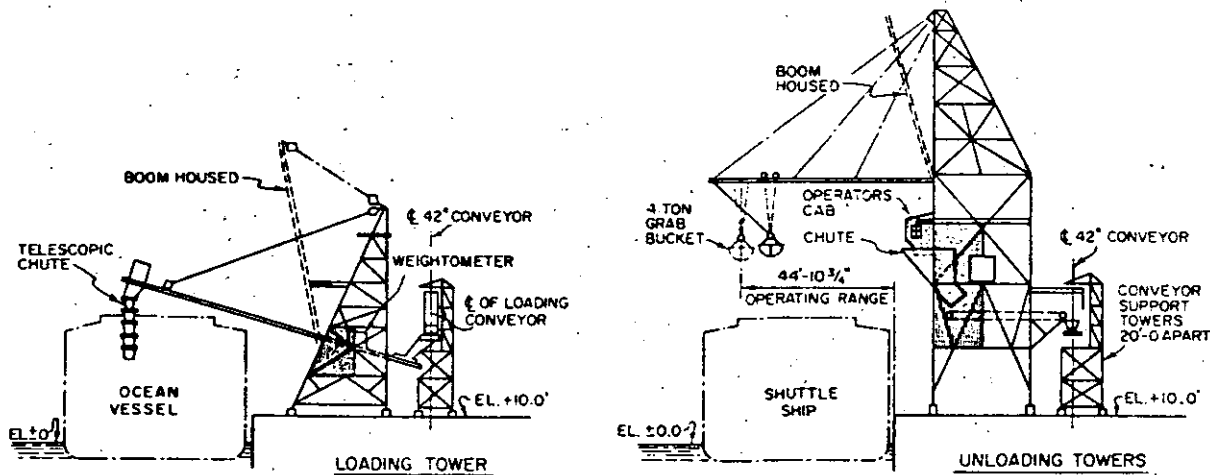


Fig. 8.16 (b) Typical sections of loading and unloading facilities at bauxite transfer station, Chaguaramas Bay, Trinidad, British West Indies.

in Canada. Since this river is icebound for several months each winter, the transfer station must provide storage for all the bauxite produced while the ocean vessels are not operating. The storage building will accommodate 145,000 tons.

All the main conveyor belts, for both incoming and outgoing material, are 42 in. wide, and are capable of carrying 1,400 tons per hour.

A Modern Shiploading Sugar Terminal. At such a terminal, located at Aguadilla, Puerto Rico, sugar is delivered in 10-ton side-dump containers, three of which are carried on one flat-bed trailer truck. The containers are dumped by overhead hoists into a hopper, from which the sugar is transported by a system of belts to a tripper conveyor under the peak of the roof in the storage building. Reclaiming is accomplished by a belt conveyor in a tunnel under the center of a warehouse floor, fed by gravity through a series of floor openings. Cleanup of the sugar not withdrawn by gravity is accomplished by scoop trucks. The reclaiming conveyor feeds a belt system which passes the sugar through a weigh house and over a trestle to an offshore loading tower, having a hinged boom carrying a belt conveyor which delivers to the ship. Delivery is through a retractable telescopic chute, at the lower end of which is a trimming device designed to cast the material to the farthest corners of the hold. The boom can be swiveled to load through two adjacent hatches without moving the ship. The ship is moored clear of the tower base by four permanent anchors attached to Navy-type mooring buoys.

The receiving and storing system has a capacity of 400 tons per hour; the reclaiming and shiploading system operates at the rate of 700 tons per hour and can load 10,000 tons in about 18 hours, including time lost in respotting the ship. The warehouse capacity is 40,000 tons.

Accurate records are kept of sugar received and shipped. Each incoming truck is weighed on a 50-ton platform scale and reweighed empty as it leaves. The weigh house contains an automatic batch-type scale, which measures the tonnage delivered to the ship. Both scales have automatic recording and ticket-printing mechanisms.

In Fig. 8.17, the tall structure at the shore end of the trestle is the weigh house. To its right and farther inshore is the warehouse, with the transfer tower for incoming sugar at its left end. The truck-receiving building is hidden behind the warehouse.

The Tidewater Oil Refinery at Delaware City. Situated on the Delaware River, about 15 miles below Wilmington, this refinery was completed in the fall of 1956, with a refining capacity of 100,000 bbl. It has a marine terminal which was designed to accommodate barges and tankers ranging in size from a T-2 to a 50,000-DWT supertanker. These tankers are handled at three separate T-head piers, with approach trestles from

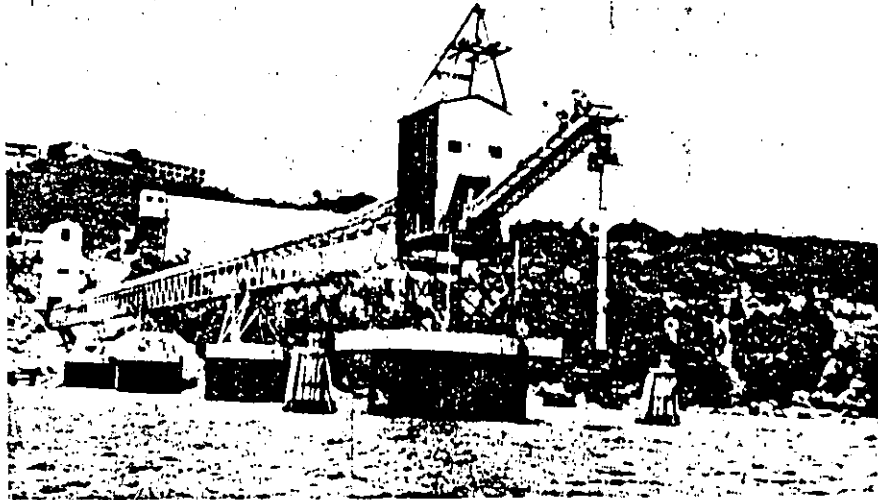


Fig. 8.17 Sugar shipping terminal for Central Coloso, Inc. at Aguadilla, Puerto Rico. (Courtesy of the Stephens-Adamson Manufacturing Co.)

shore, and with breasting and mooring dolphins for docking the ships. Figure 8.18 shows the general layout of this terminal. Berth 1 is for the large supertankers of 50,000 tons; berth 2 handles T-2 and super-tankers; and berth 3 is for T-2 tankers and smaller ships.

The structures are supported on H piles driven to predetermined tip elevations in the underlying silty clay. The piles in the dolphins were designed for a load of 50 tons in compression and 75 per cent of this in tension.

The breasting dolphins are provided with fenders (similar to Fig. 5.40) consisting of wood piles bearing against a steel waler which is backed up

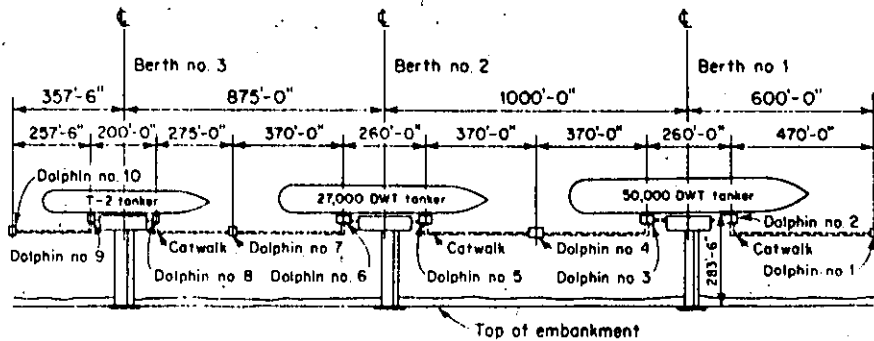


Fig. 8.18 Marine terminal for Tidewater Oil Company at Delaware City, Delaware.

with a 15-in. cylindrical rubber fender supported in a recess in the face of the concrete cap of the dolphin.

The loading dock or platform for the supertanker berth is a concrete structure 45 ft wide by 135 ft long, set back 10 ft from the face of the breasting dolphins so that it will not be hit by the ship when mooring. It supports a hose-handling frame of the type shown in Fig. 8.10.

The trestle out from shore to the platform provides a roadway and pipeway.



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

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS

CRITERIO DE ARREGLO Y DIMENSIONAMIENTO
DE LAS OBRAS DE ABRIGO Y PROTECCION

ING. ANTONIO MORENO GOMEZ

SEPTIEMBRE, 1985.

CRITERIO DE ARREGLO Y DIMENSIONAMIENTO
DE LAS OBRAS DE ABRIGO Y PROTECCION.

ING. ANTONIO MORENO GOMEZ

Planteamiento.

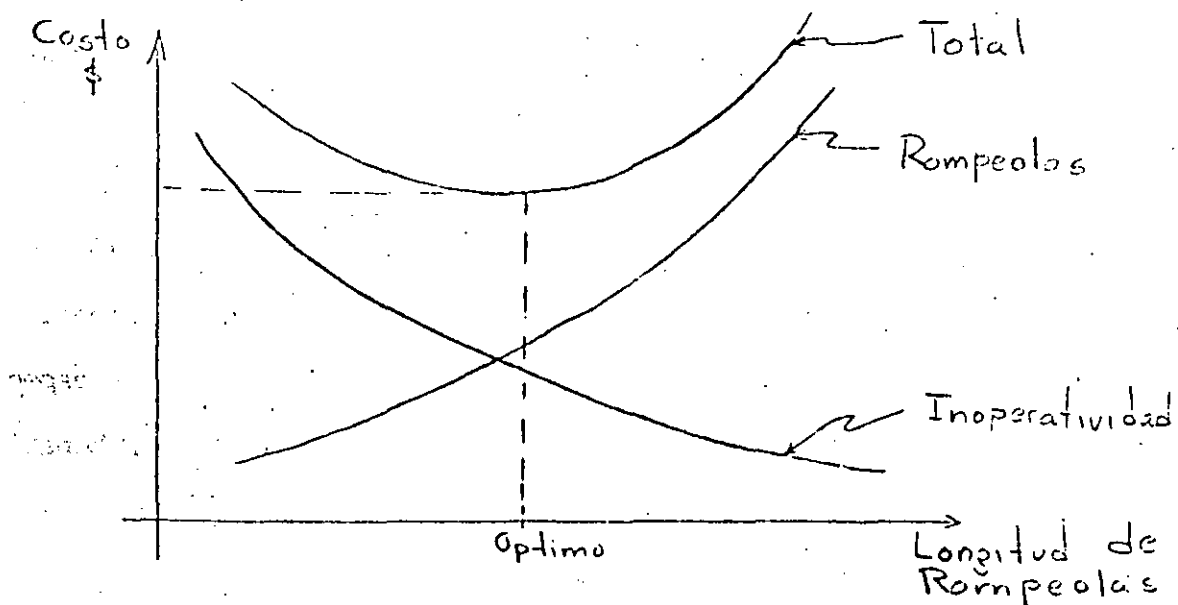
Una vez definido los requerimientos del puerto en cuanto a los volúmenes de carga, número de muelles, tamaño de los barcos, etc, se plantea el problema del arreglo de las instalaciones en cuanto a la disposición y sitio, lo cual supone una gran cantidad de alternativas, que habra que evaluar, con objeto de seleccionar en forma preliminar un primer arreglo y sitio favorable.

Sin embargo por la complejidad del problema, dada la gran cantidad de variables involucrados, supone una serie de consideraciones independientes a la correcta evaluación de volúmenes y costos de obra, que omite los aspectos operativos del puerto dado que no representan ni un costo, ni un beneficio en ese nivel de proyecto, ya que todas las alternativas suponen las mismas condiciones.

Esta omisión podría considerarse válida en ese primer arreglo, sin embargo podría hacerse algunos cálculos gruesos que mostraran su importancia. Un puerto de regulares proporciones podría representar una inversión de \$ 20 000 M de los cuales el 20% podría representar el monto de las obras exteriores, por otra parte para esa magnitud de puerto podríamos hablar de 10 posiciones de atraque, en las que cada día que el barco no pueda operar estando en el puerto representa un costo de \$ 6 M, si consideramos que un buque no opera el 20% del tiempo en cada una de las posiciones, hablaremos de una pérdida anual de \$40,000M, que representa un costo equivalente a las obras que deberan proporcionarle esa operatividad. Bajo la observación que

cada metro que se incrementa el rompeolas representará una inversión de --
 + un millón de pesos contra el incremento de la operatividad del puerto, de-
 manda un análisis minucioso, ya que la economía en una unidad porcentual de
 operación representa un ahorro de \$ 200 M o 100 m de rompeolas \$ 100 M.

Siendo el esquema de la solución óptima:



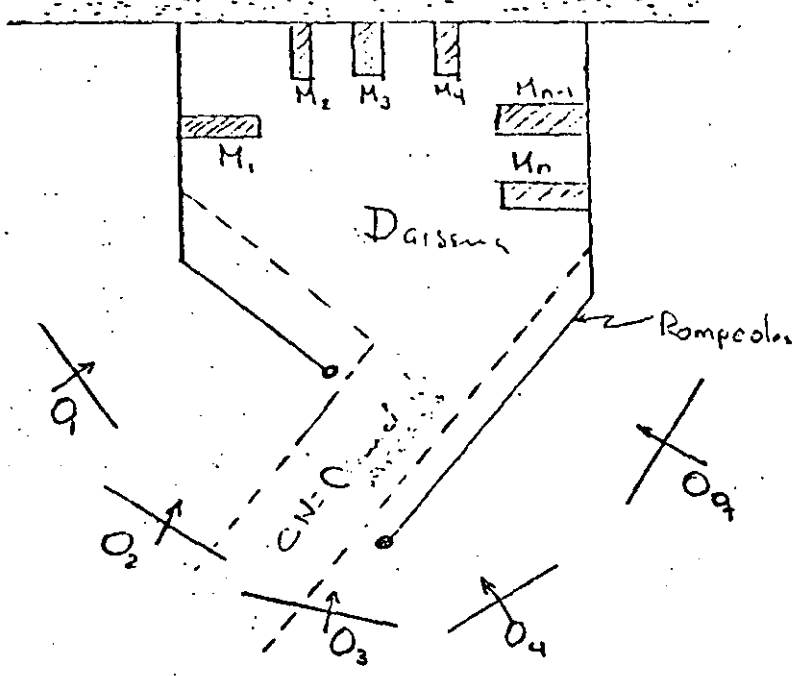
Dada la magnitud de la inversión o costo en pequeñas proporciones de
 variación de rompeolas, se recurre a análisis teóricos y experimentales, --
 que ayudan a definir el arreglo adecuado; siendo en el primero de los casos
 diagramas de difracción y en el segundo modelos hidráulicos.

Elementos a considerar.

El esquema planteado de " Costos Totales " vs " Longitud de Rompeolas ", -

es simple y de fácil comprensión, que involucra un gran número de elementos a considerar.

Para explicar el problema, supondremos un puerto compuesto por "n" muelles, un canal de acceso y una dársena de maniobras, con dos rompeolas sujetos a "q" dirección de oleaje.



- En donde:
- M_i = Muelle - i
 - D = Dársena
 - CN = Canal de Navegación
 - O_j = Oleaje de la dirección J

Cada una de las zonas identificadas, podrá operar para el buque, siempre y cuando no exceda la altura de ola máxima permisible (H_{mp}) la cual es diferente en cada zona (canal, dársena, muelles) y depende del tipo y capacidad del buque, particularmente en el canal y dársena la altura de ola para la cual fue diseñado.

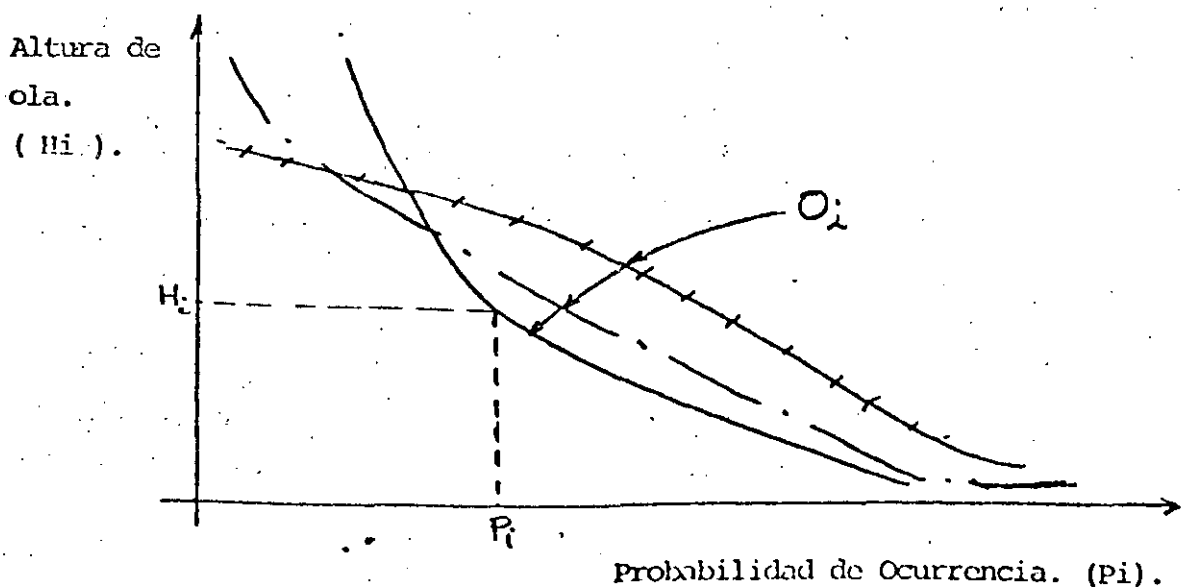
En cuanto al oleaje incidente, normalmente se encuentra estadísticamente sectorizado, y agrupadas en rangos de altura de ola, en sus frecuencias respectivas conocido como " Régimen Medio Anual de Oleaje " el cual en términos de frecuencia puede expresarse.

Altura de

Dirección de Oleaje.

Oleaje.	O_1	O_2	O_3	O_4	...	O_q	Suma
H_1	f_{11}	f_{12}	f_{13}	f_{14}	...	f_{1q}	f_{H1}
H_2	f_{21}	f_{22}	f_{23}	f_{24}	...	f_{2q}	f_{H2}
H_3	f_{31}	f_{32}	f_{33}	f_{34}	...	f_{3q}	f_{H3}
....
H_r	f_{r1}	f_{r2}	f_{r3}	f_{r4}	...	f_{rq}	f_{Hr}
Suma	f_{O1}	f_{O2}	f_{O3}	f_{O4}	...	f_q	f
						Calmas	Cal
						Total.	100%

La tabla de frecuencias conviene expresarla como probabilidad de ocurrencia de la altura de ola H_i , agrupado en direcciones de oleaje, en términos del total anual.



O sea que la altura de ola H_i tiene una probabilidad de ocurrencia P_i , equivalente a la probabilidad de excedencia.

Secuencia.

El problema se plantea en primera instancia considerando al puerto sin obras exteriores de protección para determinar el porcentaje de operatividad.

A partir de la altura de ola máxima permisible (H_{mp}) en cada zona y con la gráfica de probabilidad de ocurrencia. Se determina la probabilidad de excedencia o sea el porcentaje de inoperatividad por cada dirección y en cada zona, pudiéndose expresar.

..... PORCENTAJES DE INOPERATIVIDAD.

Dirección de Oleaje.	Z O N A.						
	CN	D	M_1	M_2	M_3	...	M_n
O1	PCN1	PD1	PM11	PM21	PM31	...	PMn1
O2	PCN2	PD2	PM12	PM22	PM32	...	PMn2
O3	PCN3	PD3	PM13	PM23	PM33	...	PMn3
..
Oq	PCNq	PDq	PM1q	PM2q	PM3q	...	PMnq
Suma	PCN	PD	PM1	PM2	PM3	...	PMn

Siendo:

P_{kj} el porcentaje de inoperatividad en la zona k producida por el oleaje proveniente de la dirección j .

$$P_k = \sum_{j=1}^q P_{kj} \text{ el porcentaje de inoperatividad de la zona } k.$$

Dichos porcentajes de inoperatividad tendran un costo en cada caso.

En el caso del canal de navegaci3n y d3rsena, esta dado por el n3mero de arribos anuales de todos los buques (N), por el porcentaje de inoperatividad y el costo unitario de inoperatividad (CI).

$$\begin{aligned} \$ I_{CN} &= PCN \times N \times CI && \text{Costo de inoperatividad del canal de navegaci3n.} \\ \$ I_D &= PD \times N \times CI && \text{Costo de inoperatividad de la d3rsena.} \end{aligned}$$

En el caso de los muelles el costo de inoperatividad es individual a cada muelle.

$$\$ I_{Mi} = P_{Mi} \times N_{Mi} \times C_{Mi}$$

Siendo.

- $\$ I_{Mi}$ = Costo de inoperatividad del muelle M_i .
- P_{Mi} = Porcentaje de inoperatividad, del muelle M_i .
- N_{Mi} = N3mero de barcos asociados al muelle M_i .
- C_{Mi} = Costo unitario de inoperatividad del muelle M_i .

Por lo tanto el costo de inoperatividad por muelles es.

$$\$ IM = \sum_{i=1}^n \$ I_{Mi}$$

Ahora bien la integración de costos reviste un problema ya que, si bien el costo unitario de inoperatividad se puede estimar a través del costo de estadía del barco; esto no es del todo cierto, ya que se pueden presentar en la práctica una serie de variantes como son:

- La presencia del oleaje que limita la operación cuando no hay la demanda de instalación o presencia de buque.
- Que exista la demanda de instalaciones por la presencia del buque y que se satisfagan una condición de operatividad pero otras no, como es el hecho de que entre el barco, pero no puede usar la dársena.

Por lo aleatorio de los arribos y el oleaje. Lo anterior plantea la incertidumbre del costo unitario y la integración de diversas áreas, por lo que se requiere de un análisis de sensibilidad, que se considera a partir de la variación de costos unitarios en cada caso, y como existirá una u otra limitante que generalmente serán los muelles, se selecciona el mayor de estos valores, como el gasto anual por inoperatividad.

El problema hasta ahora se ha planteado sin obras exteriores, pero el hecho de considerarlos, implica un cambio en las condiciones de operación, que normalmente reducen la inoperancia, la cual se calcula a través de coeficiente de reducción (K_n) que considera la refracción y difracción combinadas que pueden obtenerse de un modelo hidráulico, determinándose en cada punto, el K_n respectivo. La altura de ola permisible, se divide entre el K_n y se determina, H_{ep} en aguas profundas máximo permisible con la que se entra en la gráfica de régimen anual de oleaje determinando la inoperatividad en cada caso y por lo mismo los gastos anuales, a cambio de un gasto de inver-

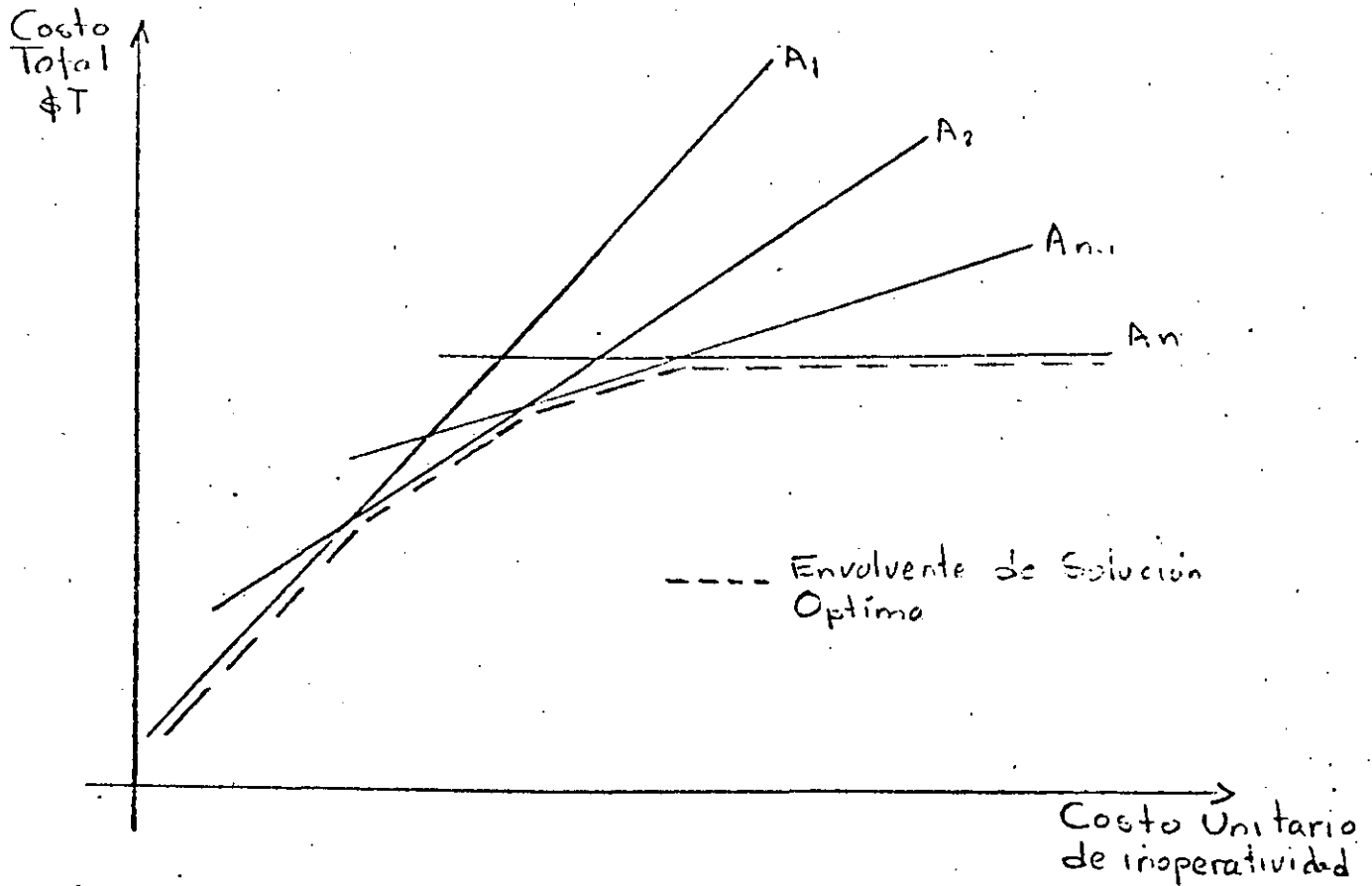
si3n, y en la medida de que el rompeolas adquiriera mayores proporciones la inoperatividad se reduce aunque asint3ticamente a cero.

La integraci3n de los gastos de inversi3n y los costos anuales se hace a trav3s de una evaluaci3n econ3mica a una tasa de inter3s adecuada que permita actualizar los valores, quedando a fin de cuentas un cuadro de alternativa de la siguiente forma.

Alternativa.	Inversi3n de Rompeolas	Costo de Inoperatividad.	Costo Total.
A_1	I_1	$\$ I'_1$	$\$ T'$
	"	$\$ I''_1$	$\$ T''_1$
	:	:	:
	In	$\$ I^m_1$	$\$ T^m_1$
A_2	I_2	$\$ I'_2$	$\$ T'_2$
	"	$\$ I''_2$	$\$ T''_2$
	:	:	:
	In	$\$ I^m_2$	$\$ T^m_2$
:	:	:	:
An	In	$\$ I'_n$	$\$ T'_n$
	"	$\$ I''_n$	$\$ T''_n$
	:	:	:
	In	$\$ I^m_n$	$\$ T^m_n$

Siendo el índice superior el correspondiente al costo unitario de inoperatividad.

Los valores puntuales se integran gráficamente a cada alternativa, resultando.

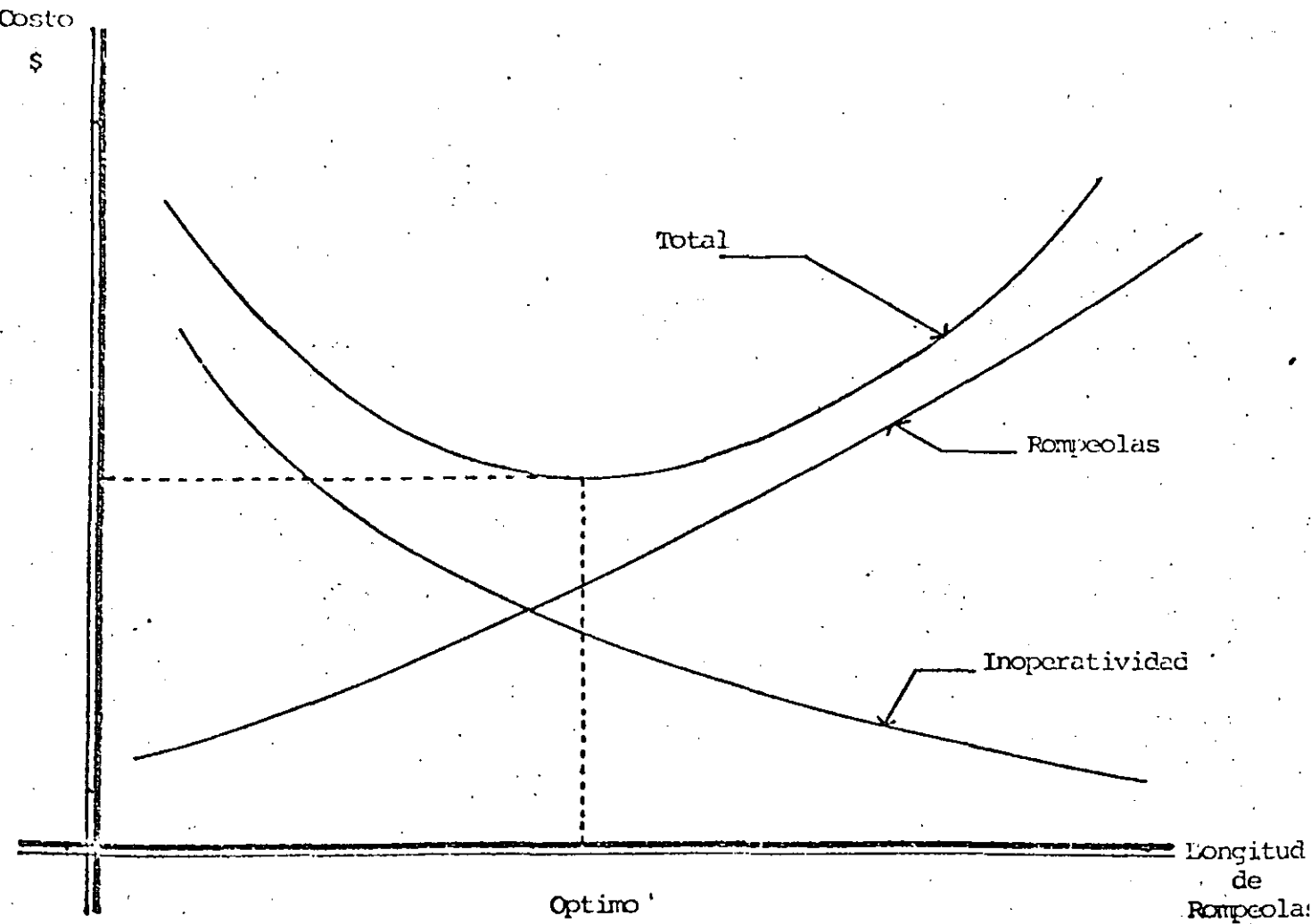


Como se puede observar la solución óptima, varía según el costo unitario sin embargo, existe una alternativa con un rango amplio, que puede dar mayor confianza para la decisión o bien conjugadas las soluciones, plantean una política para planear la solución final, por ejemplo en Coatzacoalcos se llegó al esquema (6,2) a partir de los ensayos de laboratorio.

Considero que la secuencia planteada puede tener una depuración que reduzca la incertidumbre, ya que integrando un modelo de simulación de arribos, con simulación de oleaje a partir de estadísticas anuales con los respectivos coeficientes de amortiguamiento por zona, establezcan la frecuencia de coincidencias y la inoperatividad más cercana a la realidad.

PLANTEAMIENTO.

El diseño ótimo de longitud de rompeolas debe considerar los aspectos operativos; ya que las proporciones estan relacionadas con la operación.

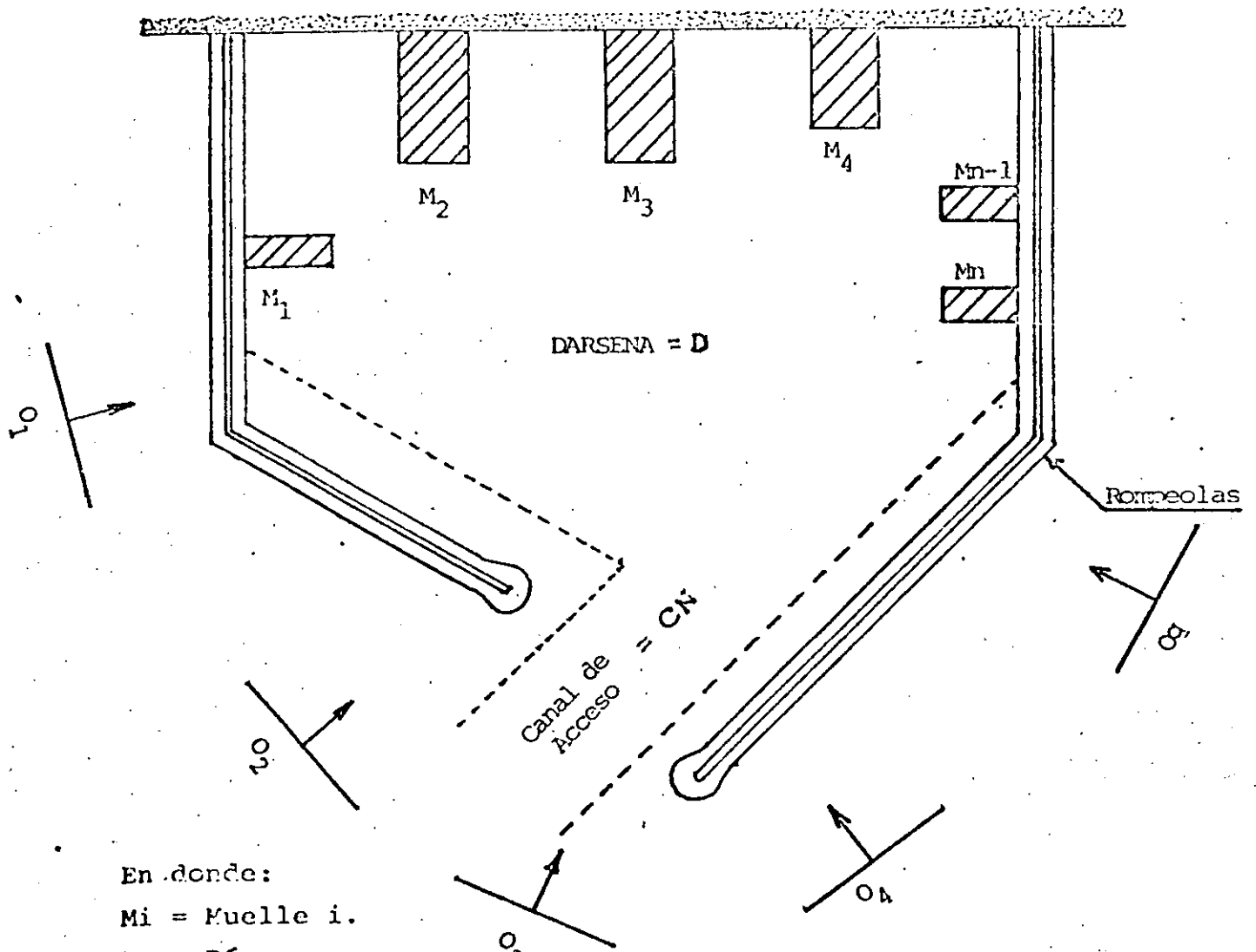


ELEMENTOS A CONSIDERAR.

Supongamos el siguiente esquema.

" n " muelles.

" q " direcciones de oleaje.



En donde:

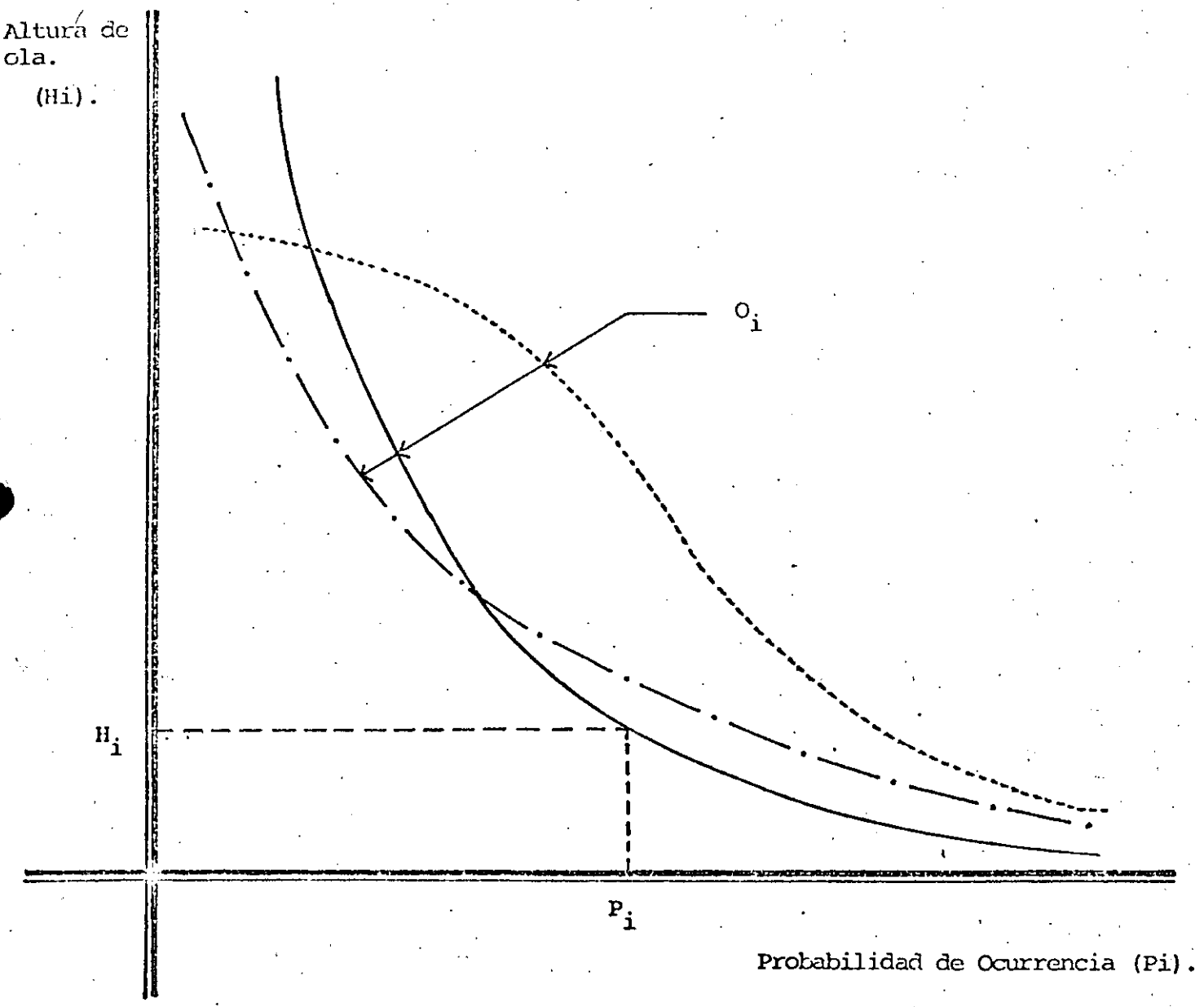
Mi = Muelle i.

D = Dársena.

CN = Canal de Navegación.

Oj = Oleaje en la dirección j.

La tabla de frecuencias debe expresarse como probabilidad de ocurrencia.



Las alturas de olea permisible para poder operar son diferentes en cada zona, dependen del tipo y capacidad del barco (H_{mp}).

A partir de " Kn " y " Imp ".

PORCENTAJES DE INOPERATIVIDAD.

Dirección de Oleaje.	Z O N A						
	CN	D	M ₁	M ₂	M ₃	...	Mn
O1	PCN1	PD1	PM11	PM21	PM31	...	PMn1
O2	PCN2	PD2	PM12	PM22	PM32	...	PMn2
O3	PCN3	PD3	PM13	PM23	PM33	...	PMn3
..
Oq.	PCNq	PDq	PM1q	PM2q	PM3q	...	PMnq
Suma	PCN	PD	PM1	PM2	PM3	...	PMn

Siendo: P_{kj} el porcentaje de inoperatividad en la zona k producida por el oleaje proveniente de la dirección j.

$$P_k = \sum_{j=1}^q P_{kj} \quad P_{kj} \text{ el porcentaje de inoperatividad de la zona k.}$$

- El costo en el caso del canal de navegación y dársena.

$$\$ I_{CN} = PCN \times N \times CI \quad \text{Costo de inoperatividad del canal de navegación.}$$

$$\$ I_D = PD \times N \times CI \quad \text{Costo de inoperatividad de la dársena.}$$

- En el caso de los muelles.

$$\$ I_{Mi} = PM_i \times N_{Mi} \times CIM_i$$

Siendo: \$ I_{Mi} = Costo de inoperatividad.

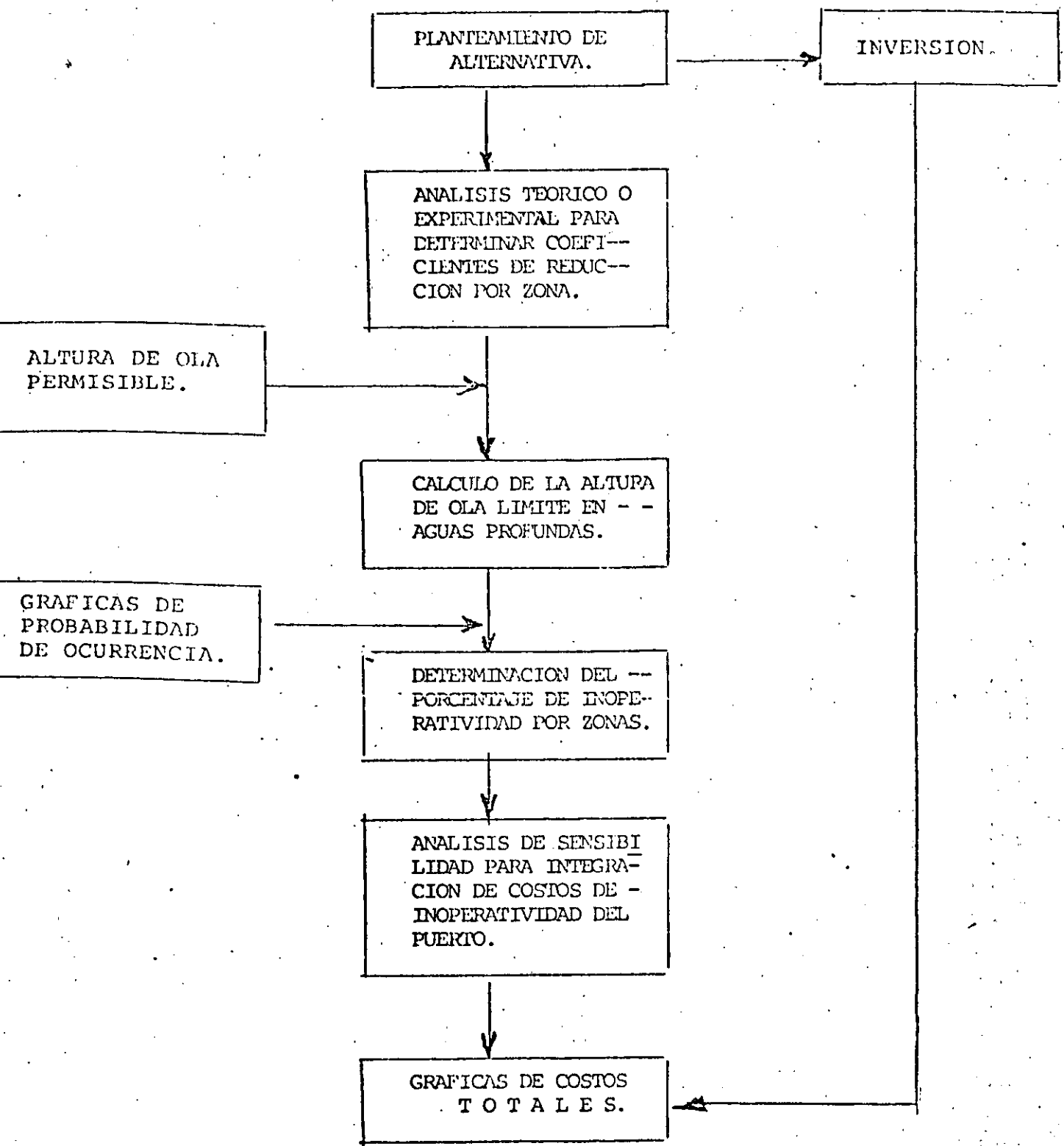
PM_i = Porcentaje de inoperatividad, del muelle Mi.

N_{Mi} = Número de barcos asociados al muelle Mi.

CIM_i = Costo unitario de inoperatividad del muelle Mi.

Por lo tanto el costo de inoperatividad por muelles es.

$$\$ I_M = \sum_{i=1}^n \$ I_{Mi}$$





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

PROYECTO, DISEÑO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS Y PORTUARIAS

D I M E N S I O N A M I E N T O

ING. JULIO PINDTER VEGA

SEPTIEMBRE, 1985

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNAM

CURSO: PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARTIMAS.

9 al 12 de septiembre de 1985.

TEMA I: DIMENSIONAMIENTO

12 de septiembre de 1985.

TEMA II: OBRAS INTERIORES

13 de septiembre de 1985.

EXPOSITOR : ING. JULIO PINDTER VEGA

I N D I C E

PAG.

Antecedentes	1
La cadena del transporte	8
Clasificación de mercancías	10
Características de las embarcaciones	25
El flete marítimo.	36
Tendencia en las dimensiones de embarcaciones	43
La organización portuaria en el país	47
Servicio al barco.	52
Barcos de carga general	58
Barcos portacontenedores	65
Transbordadores	78
Barcos de pasajeros	81
Barcos graneleros	83
Barcos tanque	87
Clasificación de obras portuarias	94
Dimensionamiento portuario	97
Las operaciones en el puerto.	110

I N D I C E

PAG.

Terminales de carga general	113
Equipamiento portuario	130
Terminal de contenedores	139
Equipamiento para una terminal de contenedores	155
Sistema de manejo de contenedores en patio	166
Comparación de los diversos sistemas para manejo de contenedores.	183
Terminal para transbordadores	190
Terminales para manejo de granel mineral	197
Manejo de granel agricola	209
Instalaciones para manejo de buque tanques	213
Puertos e instalaciones pesqueras	229
M a r i n a s	240
Datos técnicos.	244
B i b l i o g r a f í a	255

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 embalados; 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.

El 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 permirían 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, absorben 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

5

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 tramps (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, -

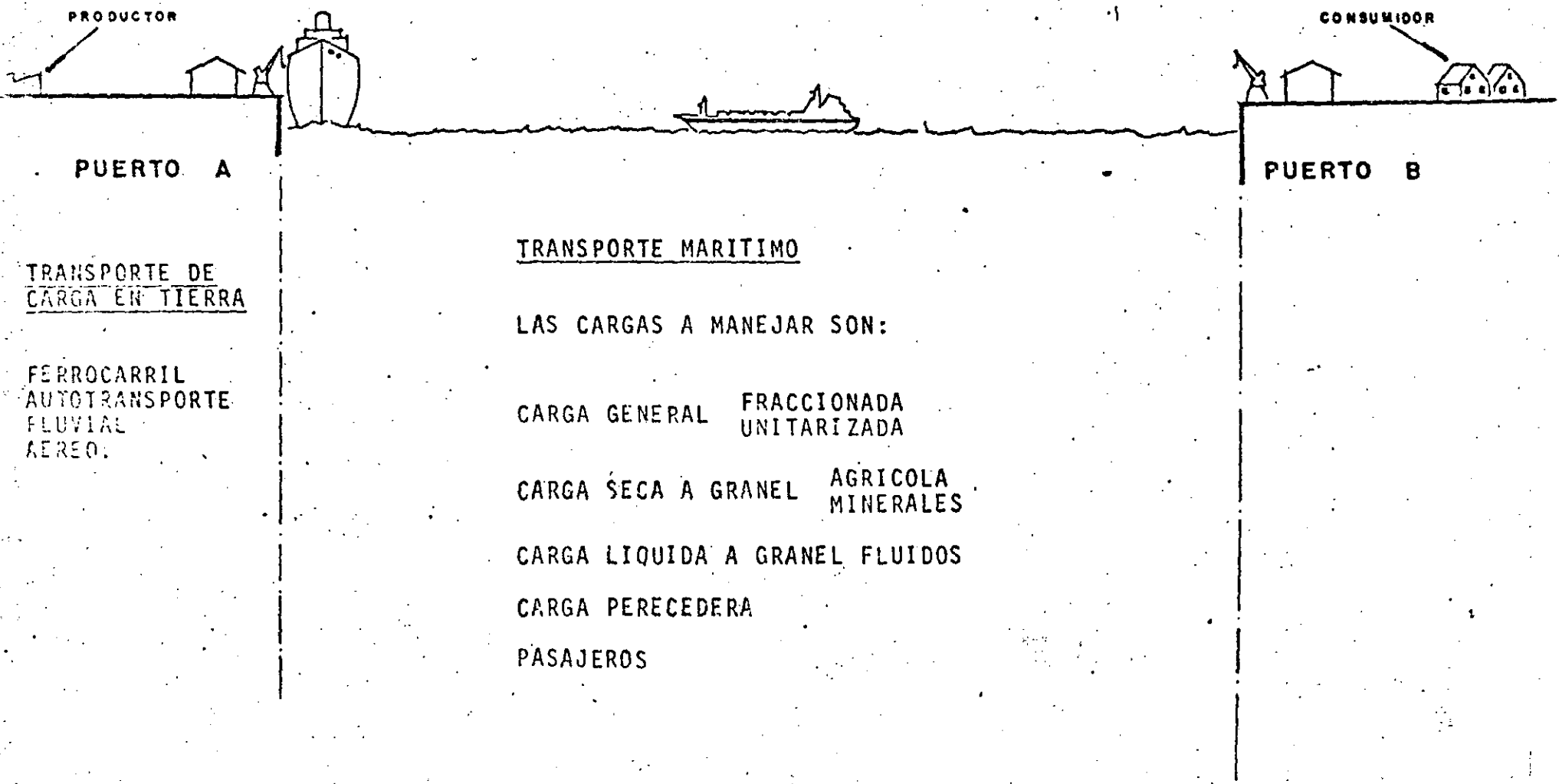
debido a las mejoras en el puerto éste beneficio se compartió con los puertos extranjeros de la zona, que no han realizado mejoras portuarias.

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.

A NIVEL MUNDIAL	1 TON. DE CARGA VIA MARITIMA/ HABITANTE.
CRECIMIENTO ANUAL	80,000,000 HABITANTES
SE REQUERIRA TRANSPORTAR CADA AÑO	80,000,000 TON/AÑO
TRANSPORTE MARITIMO	200,000 TON./BARCO/AÑO

SE REQUERIRAN	400 BARCOS CADA AÑO
TRIPULANTES	15,000 / AÑO
MUELLES	100 / AÑO

CADENA DEL COMERCIO INTERNACIONAL MARITIMO.



TRANSPORTE MARITIMO

LAS CARGAS A MANEJAR SON:

CARGA GENERAL FRACCIONADA
 UNITARIZADA

CARGA SECA A GRANEL AGRICOLA
 MINERALES

CARGA LIQUIDA A GRANEL FLUIDOS

CARGA PERECEDERA

PASAJEROS

TRANSPORTE
MARITIMO



INSTALACIONES
PORTUARIAS



TRANSPORTE
TERRESTRE



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 CON-
GRESOS 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 está 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 especifica: "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.

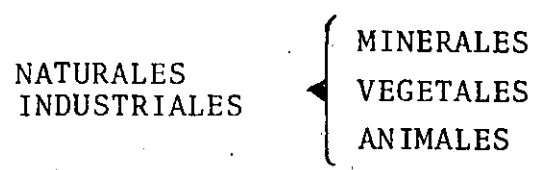
5.- Por el Régimen Fiscal.- De cabotaje, gran cabotaje y altura, de transbordo.

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 MERCANCIAS

CLASIFICACION GENERALIZADA:



DESDE EL PUNTO DE VISTA DEL TRANSPORTE MARITIMO Y DE LAS INSTALACIONES PORTUARIAS:

- | | |
|--------------------------------------|---|
| <p>POR SU ESTADO FISICO:</p> | <p>POR LA FORMA EN QUE SERAN TRANSPORTADAS.</p> <ul style="list-style-type: none"> - SOLIDOS - LIQUIDOS - GASEOSOS |
| <p>POR LA FORMA DE PRESENTACION:</p> | <p>A GRANEL.
POR UNIDADES.</p> |
| <p>CARGAS PELIGROSAS:</p> | <p>EXPLOSIVAS.
CORROSIVAS.
INFLAMABLES.
VENENOSAS.</p> |
| <p>POR EL PESO:</p> | <p>LIGERAS.
PESADAS.
(EN CASO DE GRANELES, SU PESO ESPECIFICO).</p> |
| <p>POR SU VALOR:</p> | <p>COMUN
DE VALOR
(SEGUN POLIZA DE SEGURO, PAGO DEL FLETE ES ADVALOREM)</p> |
| <p>POR EL REGIMEN FISCAL:</p> | <p>CABOTAJE, GRAN CABOTAJE, ALTURA, TRANSBORDO.</p> |

GLOSARIO DE TERMINOS
DE
ENVASE Y EMBALAJE
ILUSTRADO

ENVASE O EMBALAJE RECTANGULAR

- CAJA - Recipiente rectangular hueco formado por 6 caras sólidas donde se deposita mercancía, generalmente es de madera o cartón.
- HUACAL - Recipiente rectangular hueco de seis caras formadas por tiras de madera que protegen la mercancía.
- BULTO - Mercancía que se envuelve con plástico, papel o tela y está amarrado o flejado
- PACAS o FARDOS - Mercancía que se coloca apretadamente en forma rectangular recubierta con arpillería o tela y amarrada.

ENVASE O EMBALAJE CILINDRICO

- TAMBOR - Recipiente de forma cilíndrica con extremos cubiertos para retener la mercancía
- BARRIL - Recipiente de forma ligeramente ovoide recortado para formar extremos paralelos y planos para retener mercancía.
- CUNETE - Recipiente cilíndrico con extremos cubiertos de tamaño menor que un tambor para retener mercancía.
- CILINDRO - Recipiente cilíndrico limitado por dos bases rectas que puede retener mercancía.
- ROLLO o BOBINA - Producto que se enrolla formando un cilindro con el centro hueco.

ENVASE O EMBALAJES VARIOS

- SACOS - Recipiente de tela, papel, plástico o yute abierto en uno de sus extremos para introducir mercancía y cerrarlo.
- SACO GRANELERO - Un recipiente de material especial abierto en su parte superior en forma de bolsa para colocar granel con un volumen de peso de una o dos toneladas.
- PALET o TARIMA - Entablado movable sobre el cual se coloca la mercancía para formar una unidad de peso variable de una a dos toneladas métricas.

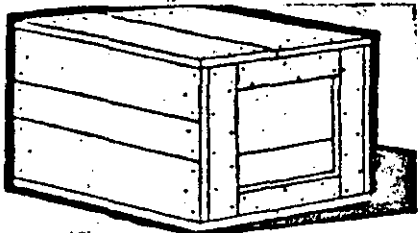
PALET ESLINGA - En forma de trebol sobre el que se coloca carga para formar una unidad de mercancia de una a dos toneladas.

ATADO - Conjunto de mercancías que se atan.

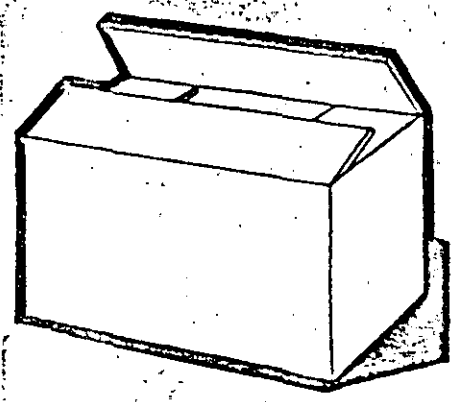
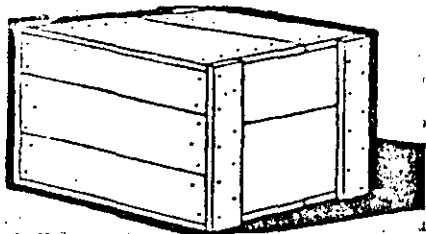
PIEZAS PESADAS - Artículos o mercancia que en una sola unidad de envase o embalaje excede de 2000 Kgs.

GRANEL SOLIDO - Mercancia o producto cuya masa está formada -- por granos que pueden variar de 0.075 milímetros hasta 30 centímetros y que se manejan en forma masiva.

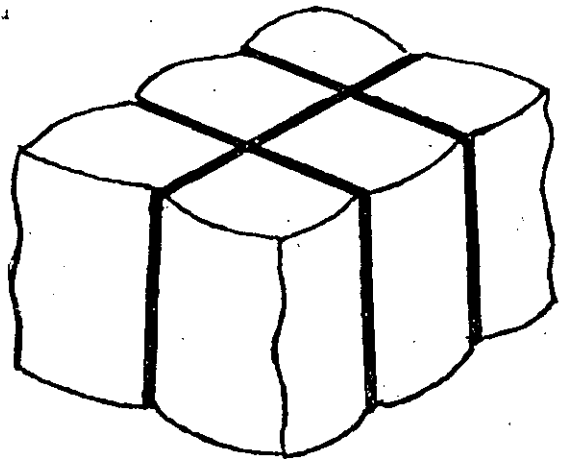
GRANEL LIQUIDO - Líquidos que se manejan en forma masiva y cuya estructura es fluida.



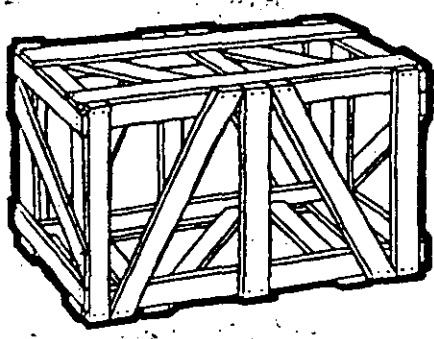
CAJA MADERA



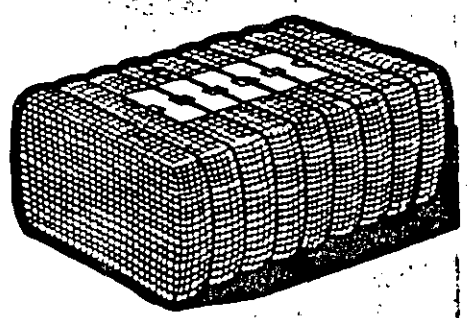
CAJA CARTON



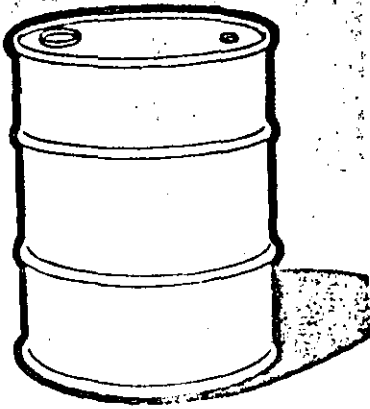
BULTO



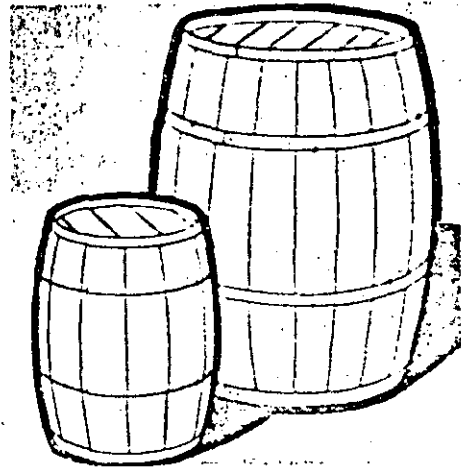
HUACAL



PACA O FARDO



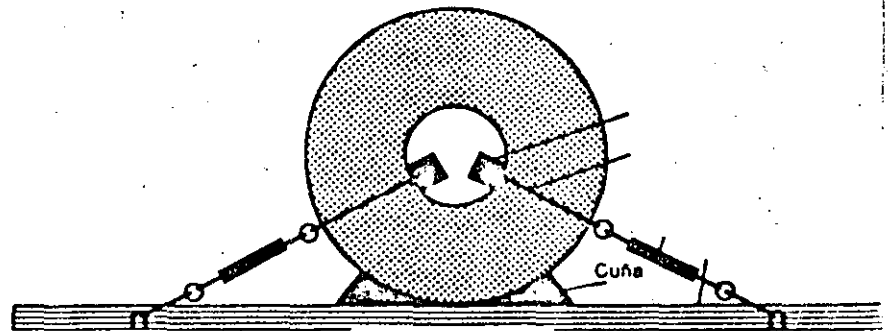
TAMBOR



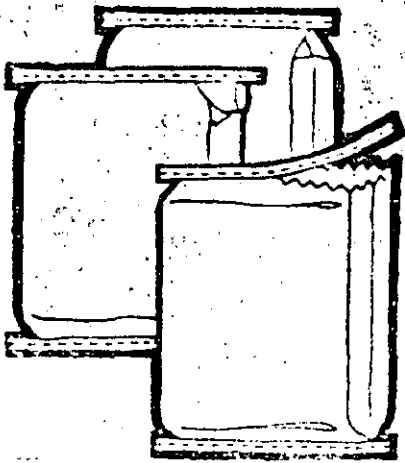
CUÑETE Y BARRIL



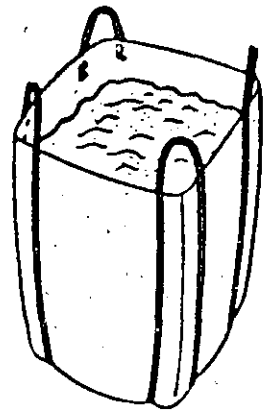
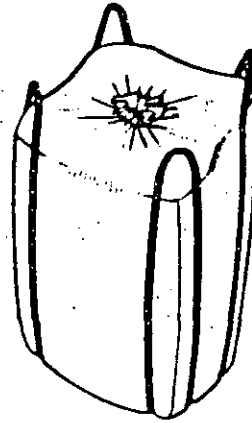
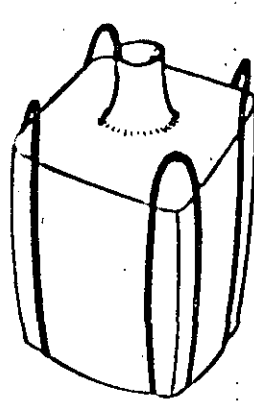
CILINDRO



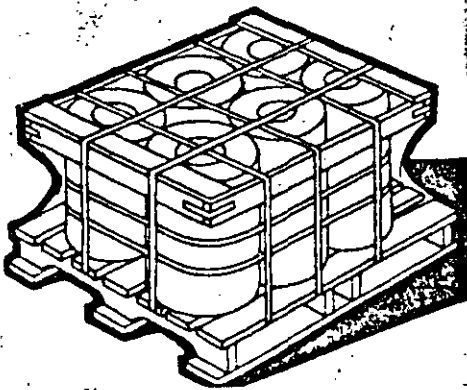
ROLLO O BOBINA



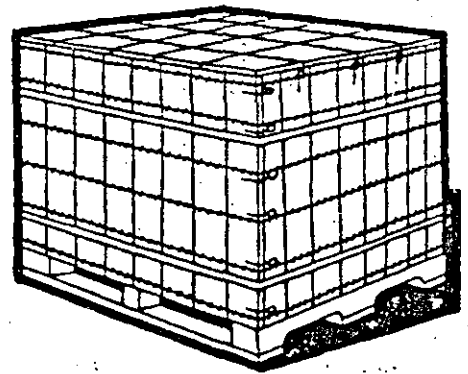
SACO



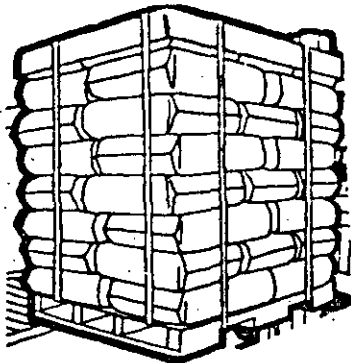
SACO GRAN ELERO



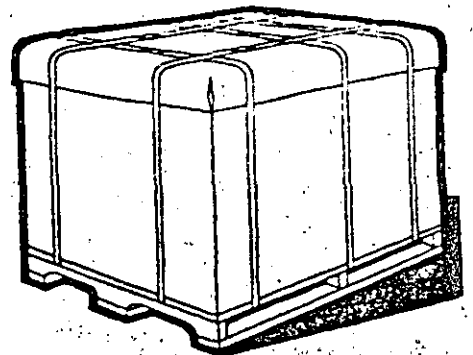
PALET CON TAMBORES



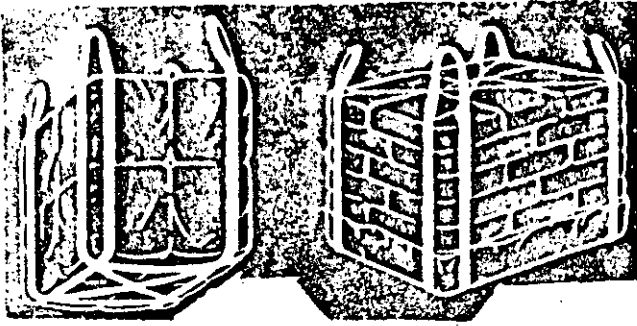
PALET CON CAJAS



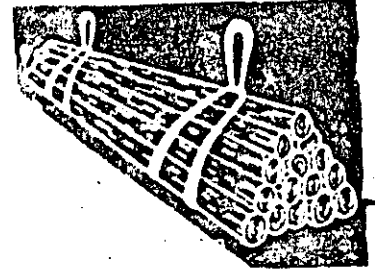
PALET



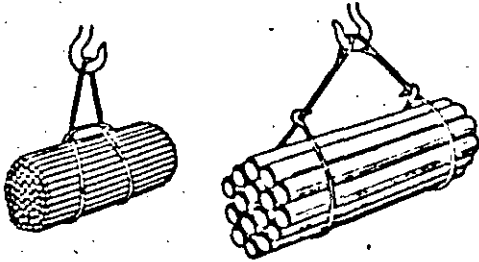
PALET



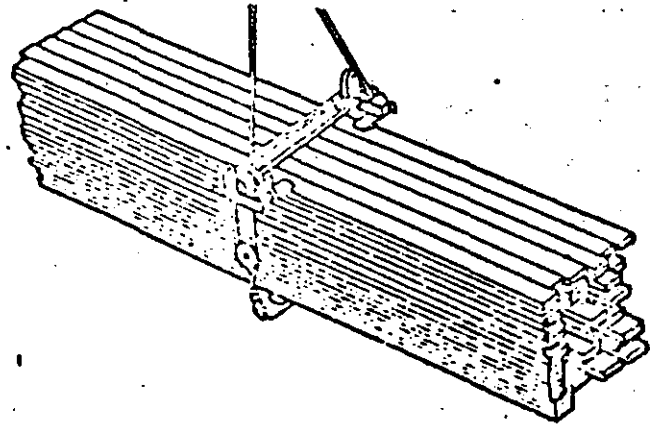
PALET ESLINGA



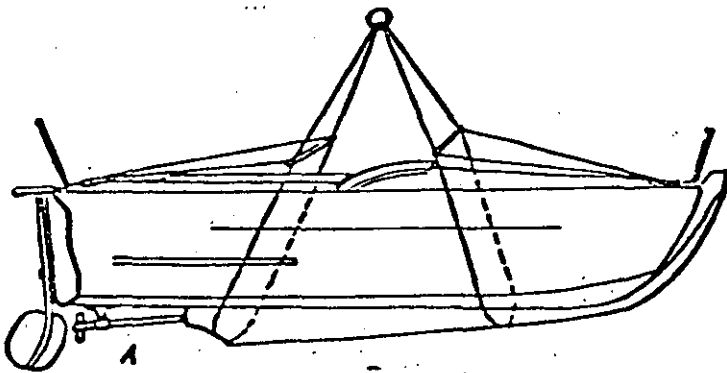
ATADO



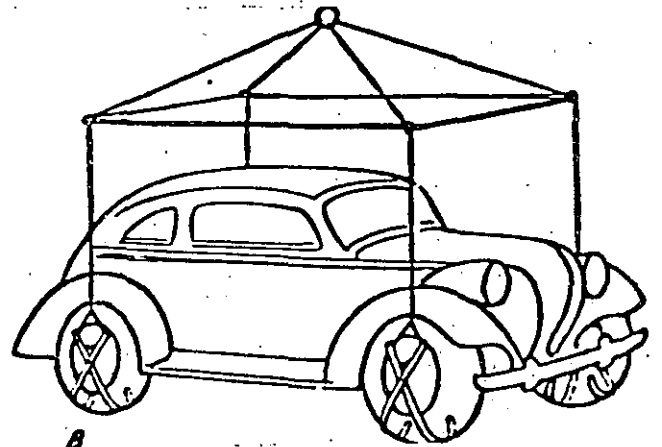
ATADO



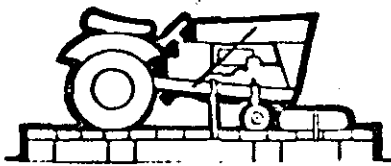
A TADO



PIEZA PESADA



PIEZA PESADA

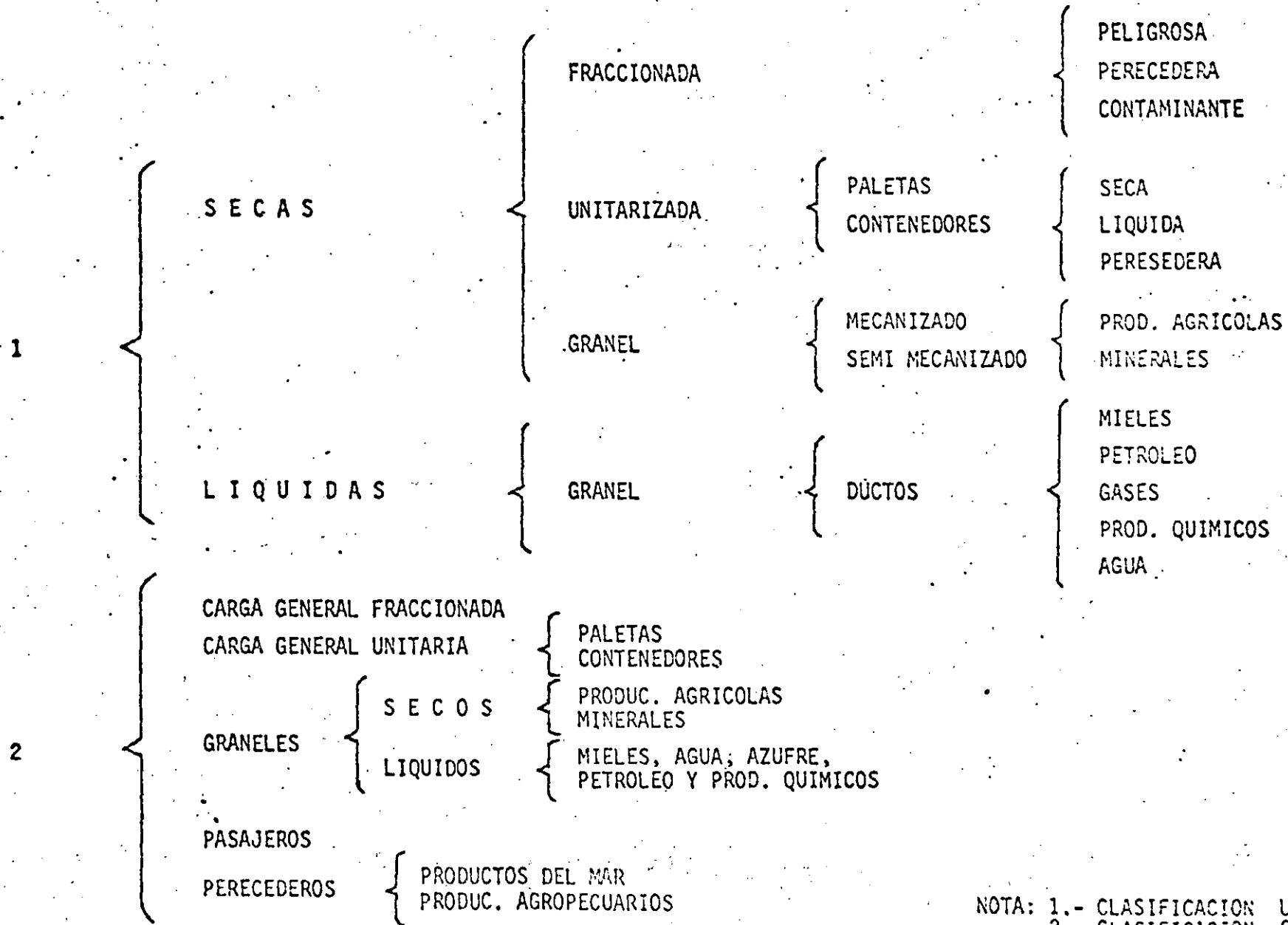


PIEZA PESADA
(EQUIPO)



PIEZA PESADA
(MAQUINARIA)

CLASIFICACION DE CARGAS



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

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

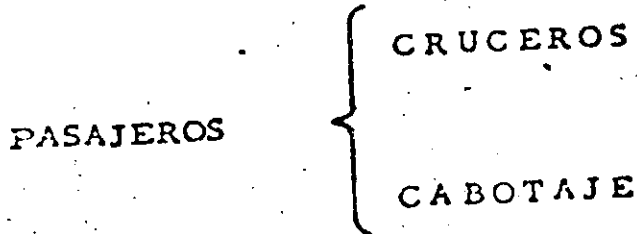
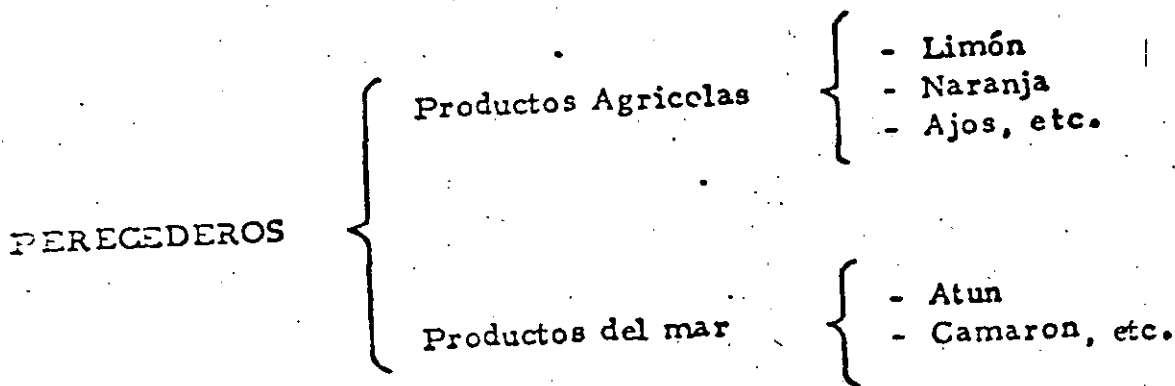
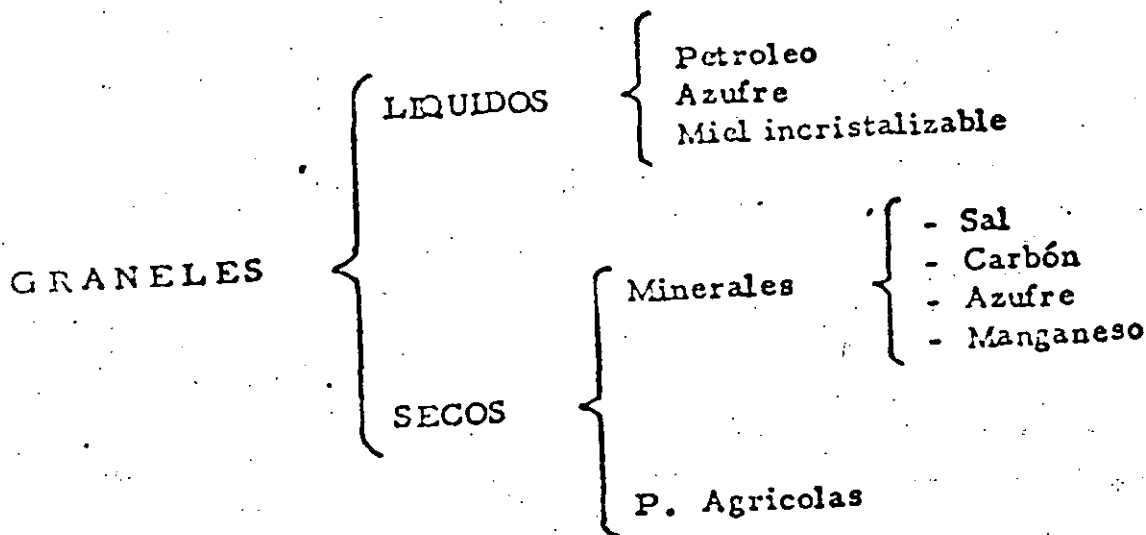
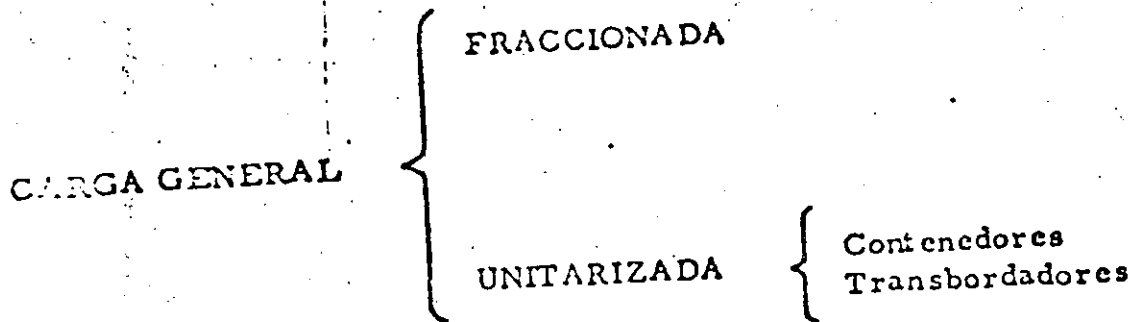
CARGA GENERAL

{ FRACCIONADA
UNITARIZADA

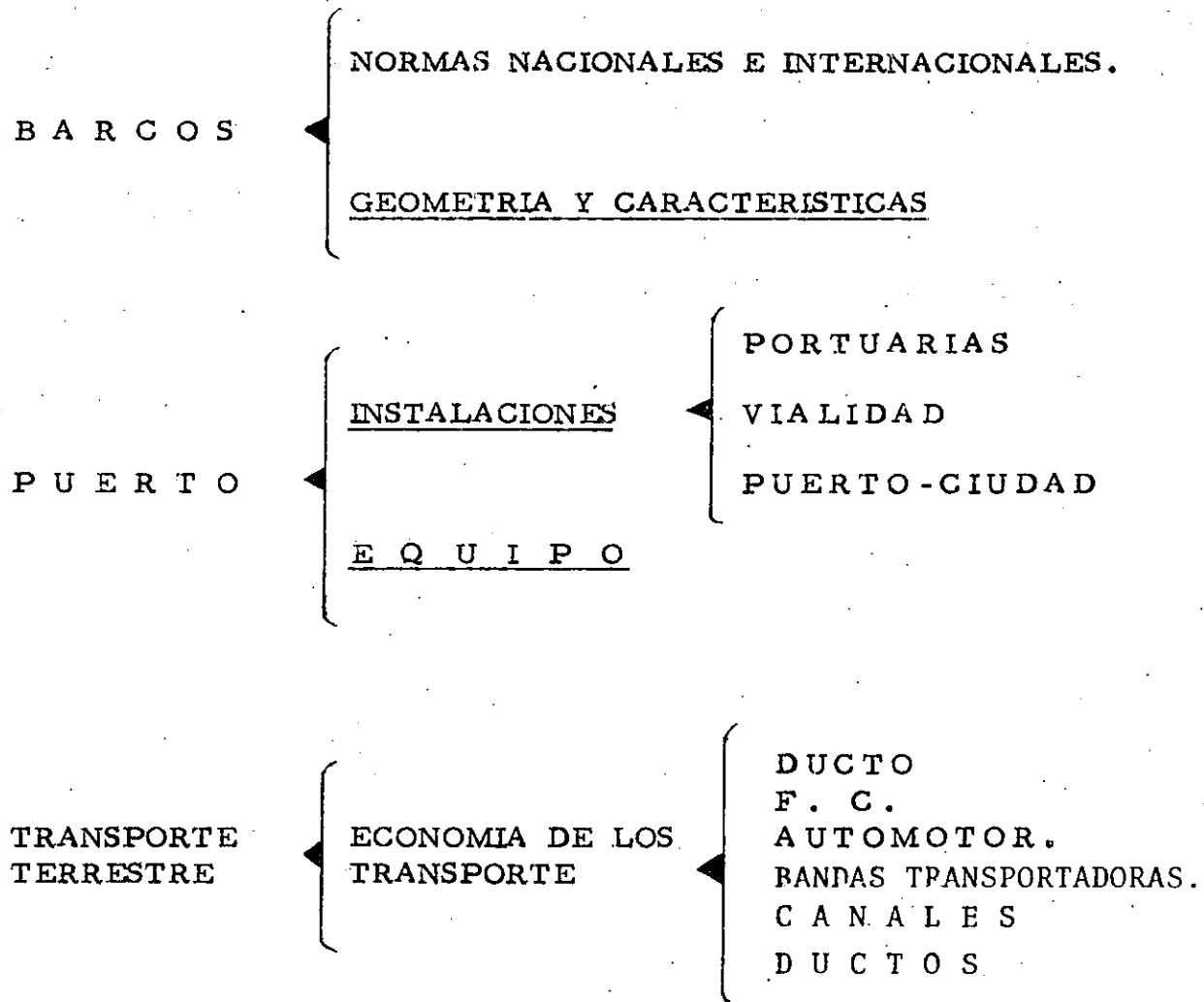
FLUIDOS

{ PRODUCTOS QUIMICOS
PETROLEO
MIELES INCRISTALIZABLES
AZUFRE
MINERALES

CLASIFICACION DE CARGAS EN LOS PUERTOS



ASPECTOS BASICOS DE LA PLANEACION DEL TRANSPORTE INTERMODAL.

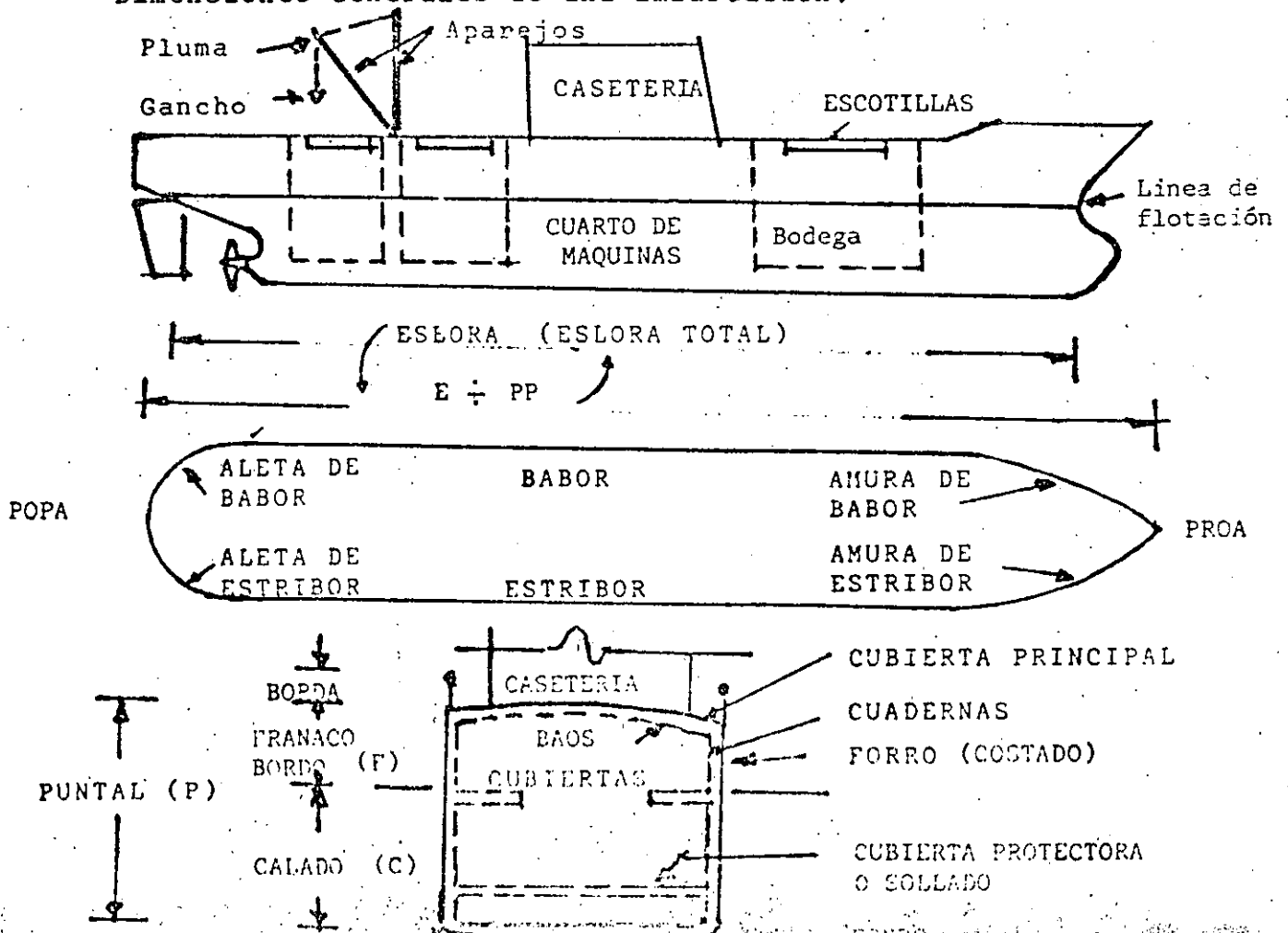


CARACTERISTICAS DE LAS EMBARCACIONES Y SU APLICACION EN LA INGENIERIA PORTUARIA:

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.

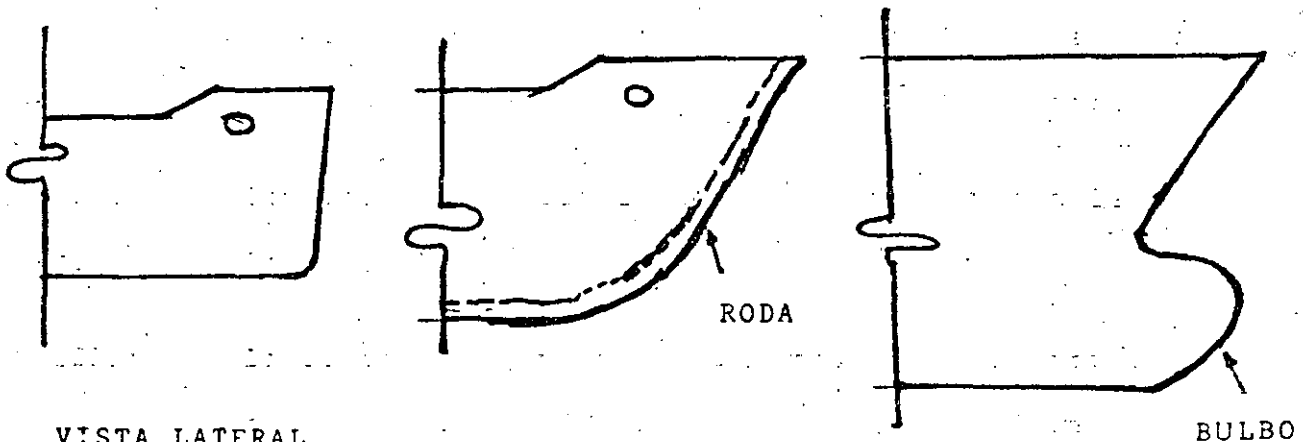
Dimensiones Generales de una Embarcación:



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:

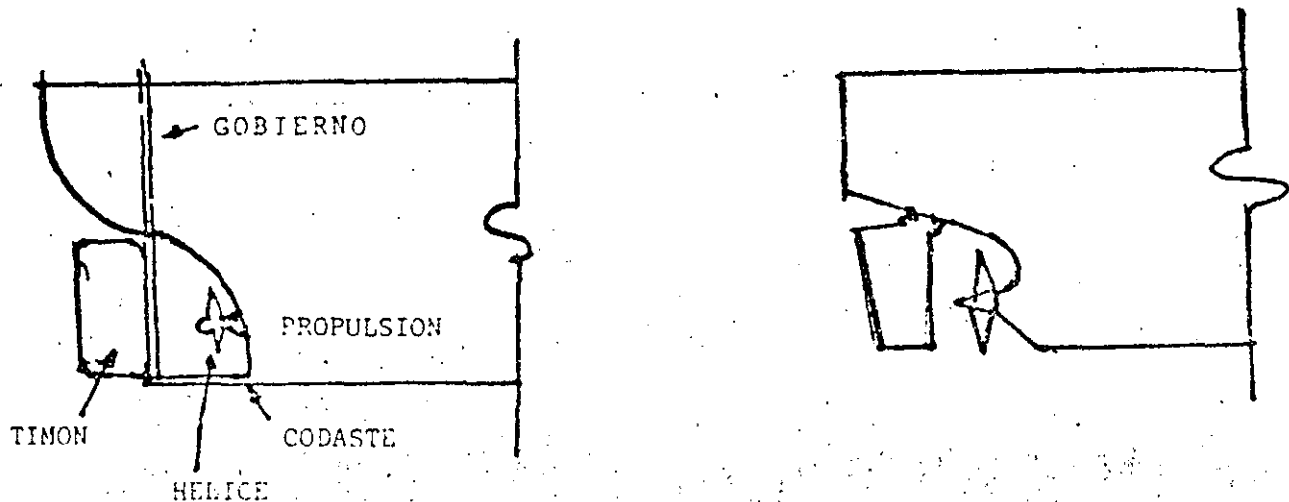


VISTA LATERAL

BULBO

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.

Cubiertas: 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 unicamente la cubierta principal.

Baos : Son piezas horizontales transversales que complementan 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 ó 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 convencional 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.

(TRB) 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.

(TNR) Arqueo Neto ó Tonelaje Neto de Registro
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).

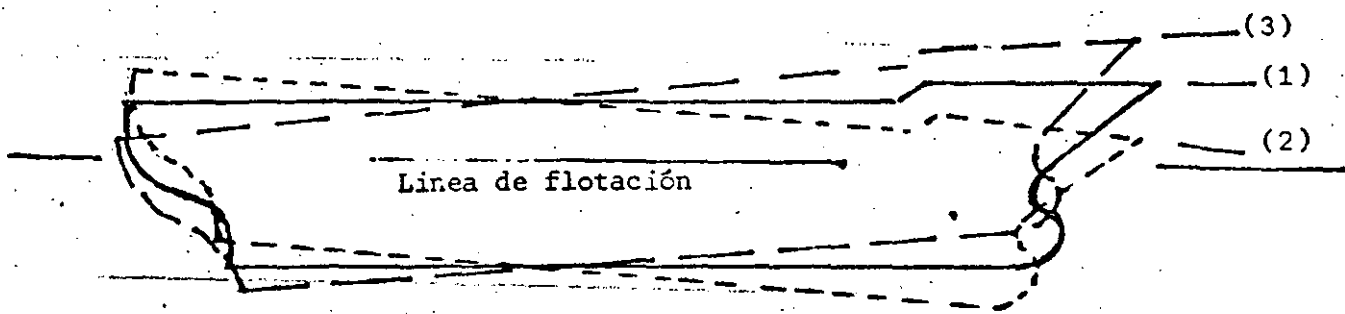
Peso Muerto, (T P M).- Da una idea aproximada de la capacidad de carga en peso del barco. El peso muerto se compone de la carga, combustible, agua, viveres, lubricantes, efectos de consumo y tripulación .

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

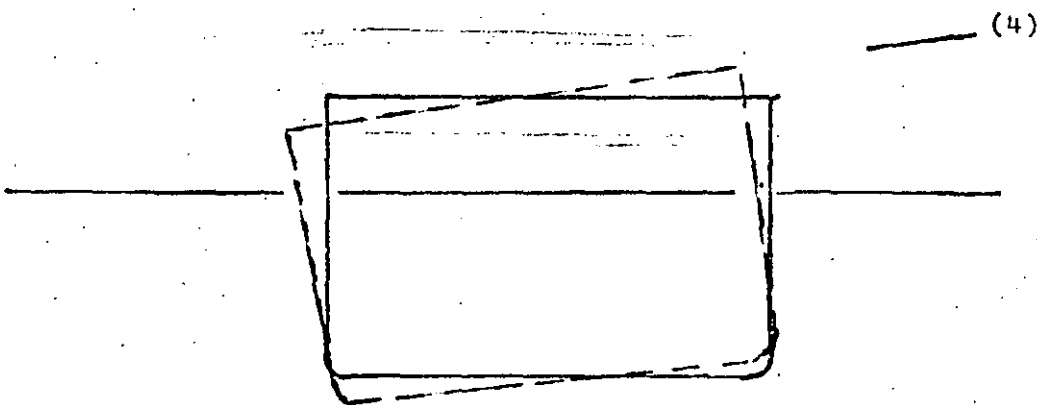
Porte.- Es el peso de la carga que transporta la na
ve.

Porte Bruto.- Es el peso del volúmen de agua desplaz
ada 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 transport
ar el buque.

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

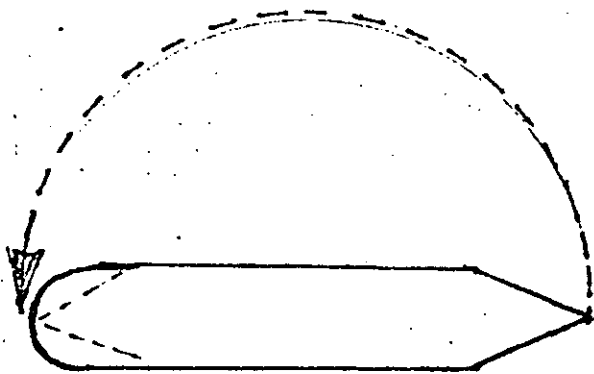
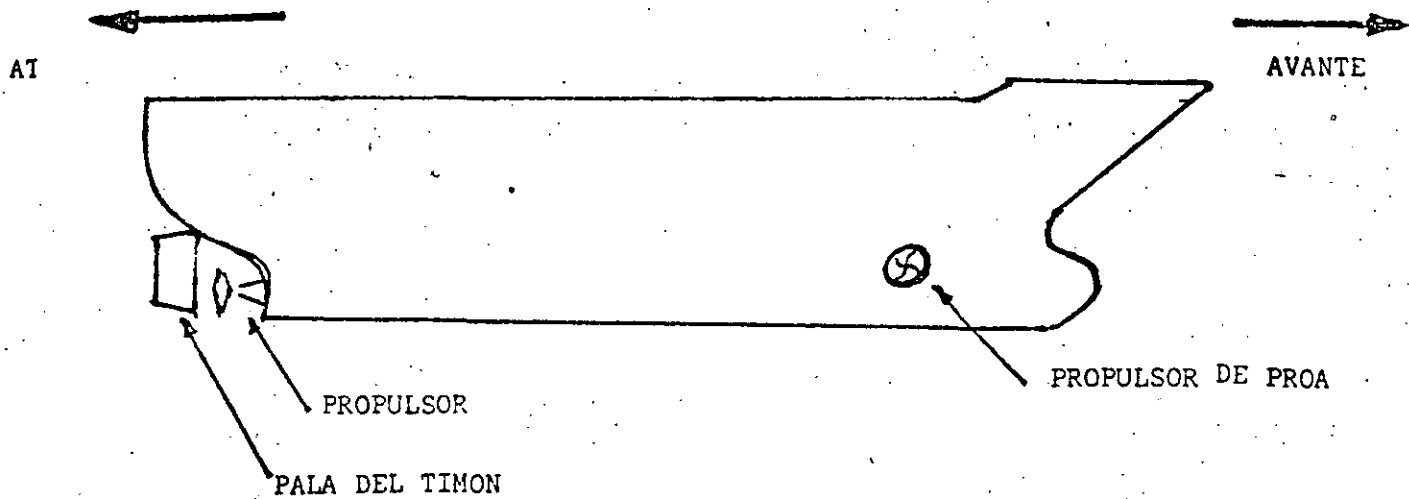


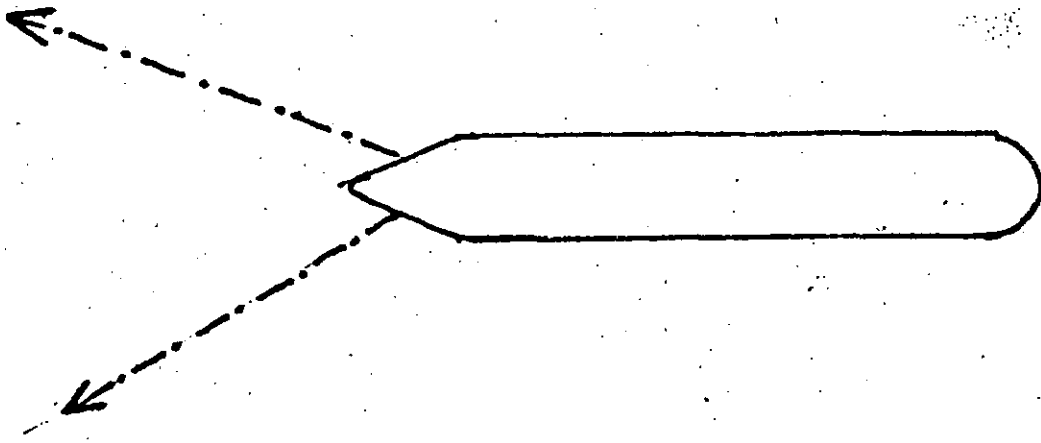
- (1) Adrizado .- Cuando la embarcación tiene el mismo calado en proa y popa
- (2) Encabuzado .- Cuando la embarcación tiene un mayor calado en proa que en popa
- (3) Sentado .- Cuando la embarcación tiene un mayor calado en popa que en proa



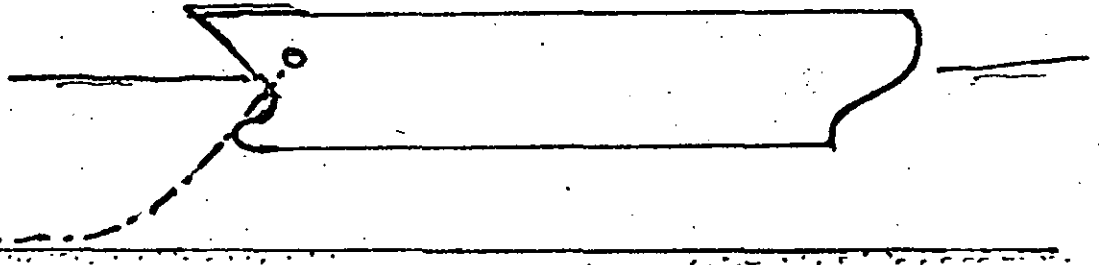
Banda.- Cada una de las mitades del barco, a partir de su eje longitudinal

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

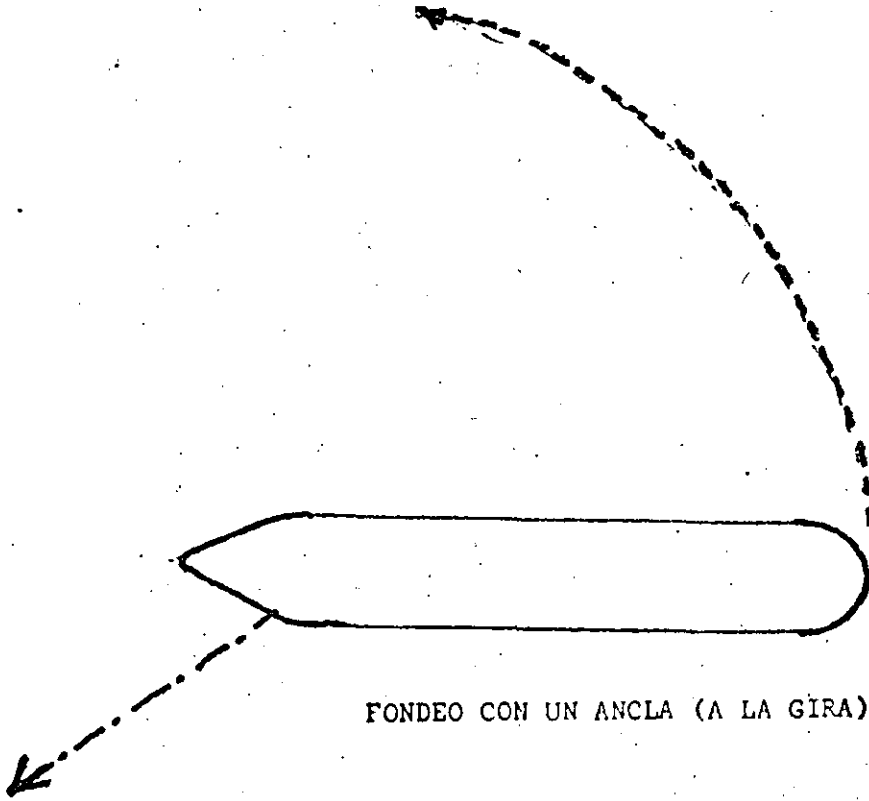




FONDEO CON 2 ANCLAS (A BARBAS DE GATO)



FONDEO CON UN ANCLA (A LA GIRA)



CLASIFICACION DE EMBARCACIONES

<u>3R 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	{ CARGA PASAJE CONVENCIONAL CON PLUMA REAL
		PARA CARGA UNITARIA	TRANSBORDO POR RODADURA- TRANSBORDADORES (ROLL ON ROLL OF) PORTA-CONTENEDORES (LIFTON/ LIFTOF)	
		GRANELEROS	PORTA BARCAZAS	{ LASH SEA BEE
TRAMPA (S/ITINERARIO)	CABOTAJE	PASAJEROS		
	GRAN CABOTAJE	PESQUEROS		
		PERECEDEROS		

FLETE MARITIMO.

El flete (costo del transporte) en el caso del marítimo, - depende de multiples factores, dentro de los cuales influ- yen en una parte importante el costo del barco, las distan- cias del transporte, la posibilidad de utilización de gran- des 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 transpor- te se podrá observar la siguiente gráfica, nos proporciona el costo del transporte marítimo (viaje redondo) de acuer- do 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 facto- res, el valor de construcción de embarcaciones, los cuales para dar una idea, a continuación se mencionan, a precios - de 1973.

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

COSTO DE CONSTRUCCION NAVAL (EN 1973)

CARGA GENERAL	10 000	TPM	.-	\$	300/375	TPM.
	10/15 000	"	.-		270/330	"
PORTA-CONTENEDORES	25 000	"	.-		1 500	TPM.
	10 000	"	.-		450/600	"
GRANELEROS	10/30 000	"	.-		300/600	"
	50 000	"	.-		270/600	"
	50/150 000	"	.-		225/600	"
O.B.O. (OIL-BULCK-ORE)	50/150 000	"	.-		180/600	"
	150 000	"	.-		160/600	"
PETROLEROS	10/20 000	"	.-		375/450	TPM.
	50 000	"	.-		180/450	"
	150/150 000	"	.-		180/450	"
	150 000	"	.-		160/450	"

ARRENDAMIENTO DE EMBARCACIONES (EN 1973)

CARGA GENERAL	10 000	TPM	.-	\$	2 015/DIA
	10/15 000	"	.-		3 210/DIA
PORTA-CONTENEDORES	25 000	"	.-		16 418/DIA
	10 000	"	.-		6 270/DIA
GRANELEROS	50 000	"	.-		5 373/DIA
	50/150 000	"	.-		11 200/DIA
O.B.O.	150 000	"	.-		18 657/DIA
PETROLEROS	50/150 000	"	.-		10 746/DIA
	150 000	"	.-		22 761/DIA

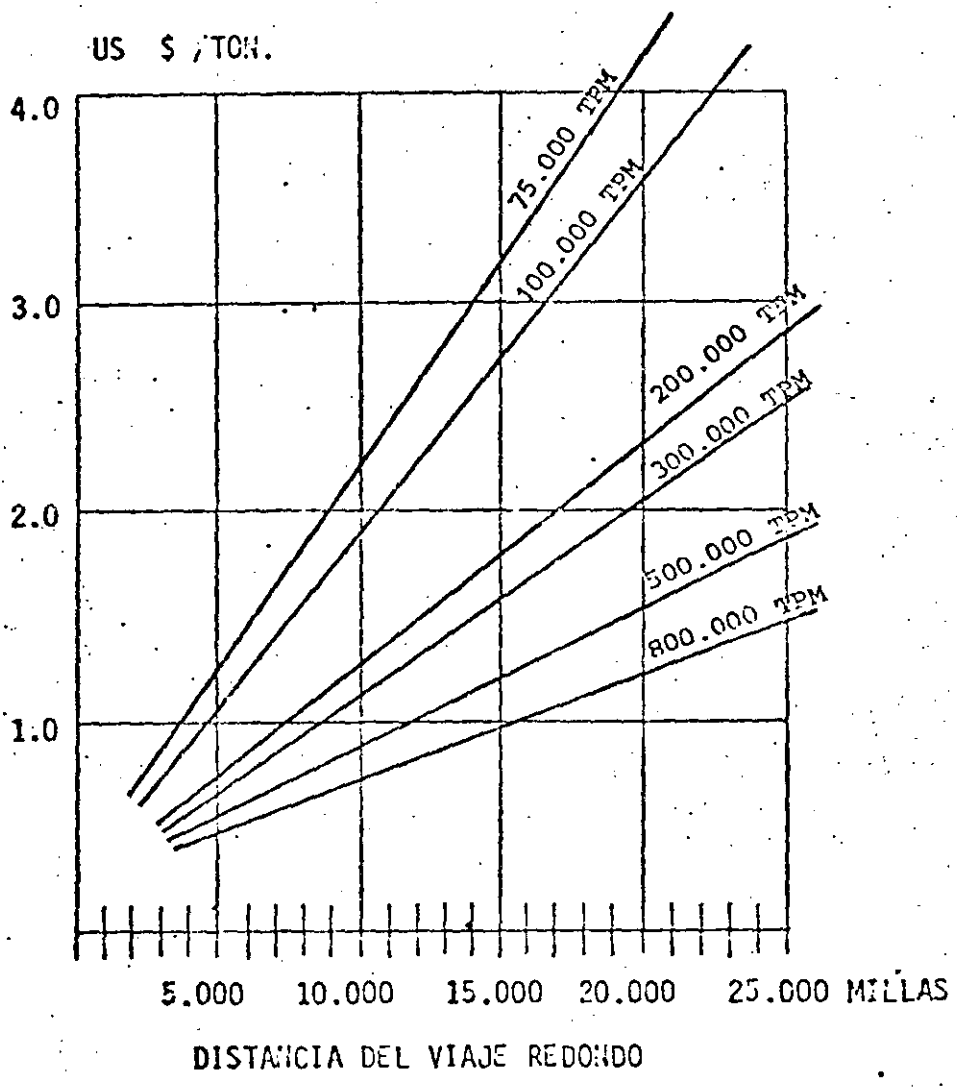
DATOS TOMADOS DE:

CURSO DE EXPLOTACION Y DIRECCION DE PUERTOS

TOMO II.

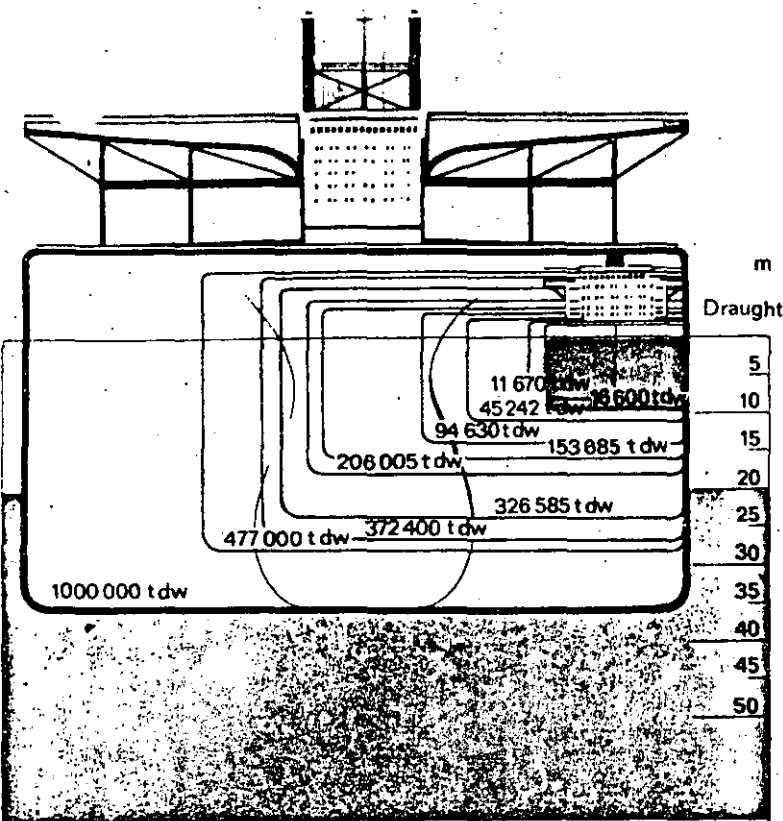
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE
CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.

COSTOS DE TRANSPORTE DE PETROLEO



(J.B. PARGA)

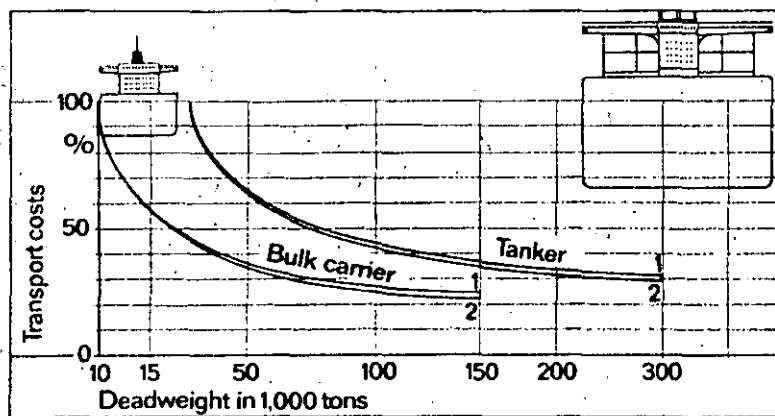
NOTA: Los valores son indicativos.



		Depths of water in m											
Approach channel	Warmmunde	Great Belt	Panama and Suez Canals	Kiel Canal	English Channel	Baltic Sea routes	North Sea	Rotterdam-Europort	Le Havre	Marseilles	Bantry Bay	Malacca Straits	Bosphorus
	11.5	13	12-12.5	11.3-12									
		16				17							
					20		20	20	20			20	17
							20	24					
										30	30		
										35			
							40						

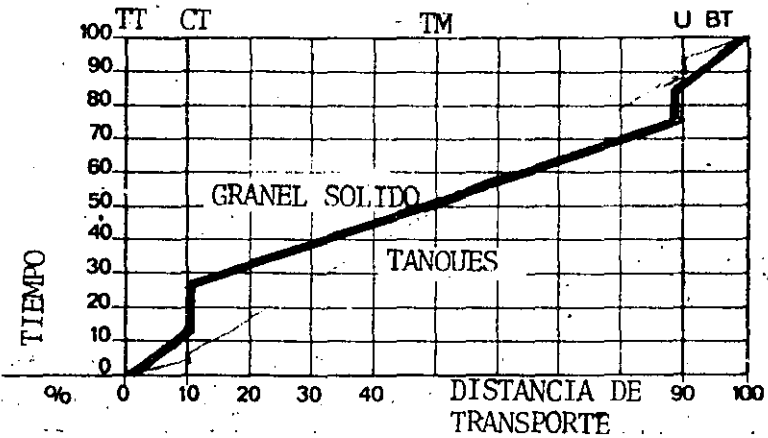
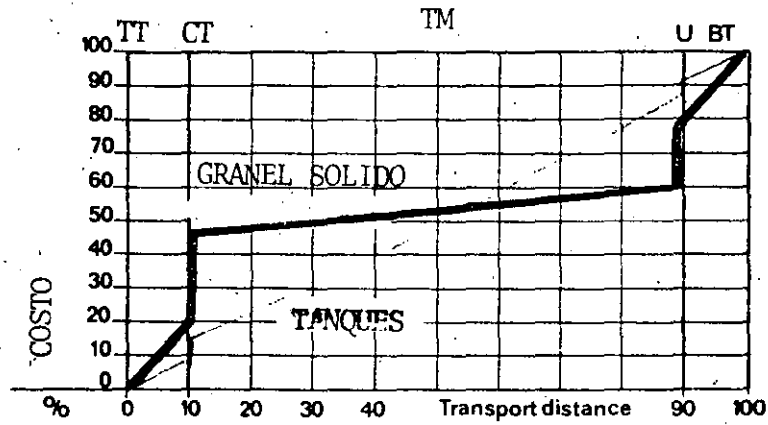
Fig. 57. Deadweight and draught of tankers; also the depths of water in some well-known shipping lanes.

Fig. 58. Transport costs per ton of cargo as a function of ship size. 1 5,000 nm voyage; 2 25,000 nm voyage.



hull increases roughly in proportion to the surface area – sides, bottom and deck – and this in turn governs the building cost for the ship. Similarly, in the case of large, slow ships moving at a constant speed, the resistance is approximately proportional to the immersed area of the hull. As a result the propulsion power will increase at most with the square of the proportional increment in ship dimensions, while the deadweight increases with the cube of this factor. Since the automation of the machinery costs virtually no more for a large ship than for a small one, and the crew numbers are thus independent of the size of the ship, a large ship has many economic advantages. One major factor affecting the economics of superships arises from the progress that has been made in the design of the hull structure. The larger the ships become, the higher the proportion of the total building costs that is represented by the hull steelwork. For a 300,000-ton tanker, for example, about 60 % of the total costs are accounted for by the steel and its processing and fabrication into the hull. Reducing the weight of steel required, and increasing the efficiency of the fabrication processes, are thus major

COSTO TOTAL DE TRANSPORTE DE GRANELES
EN RELACION CON LA CADENA DEL TRANSPORTE



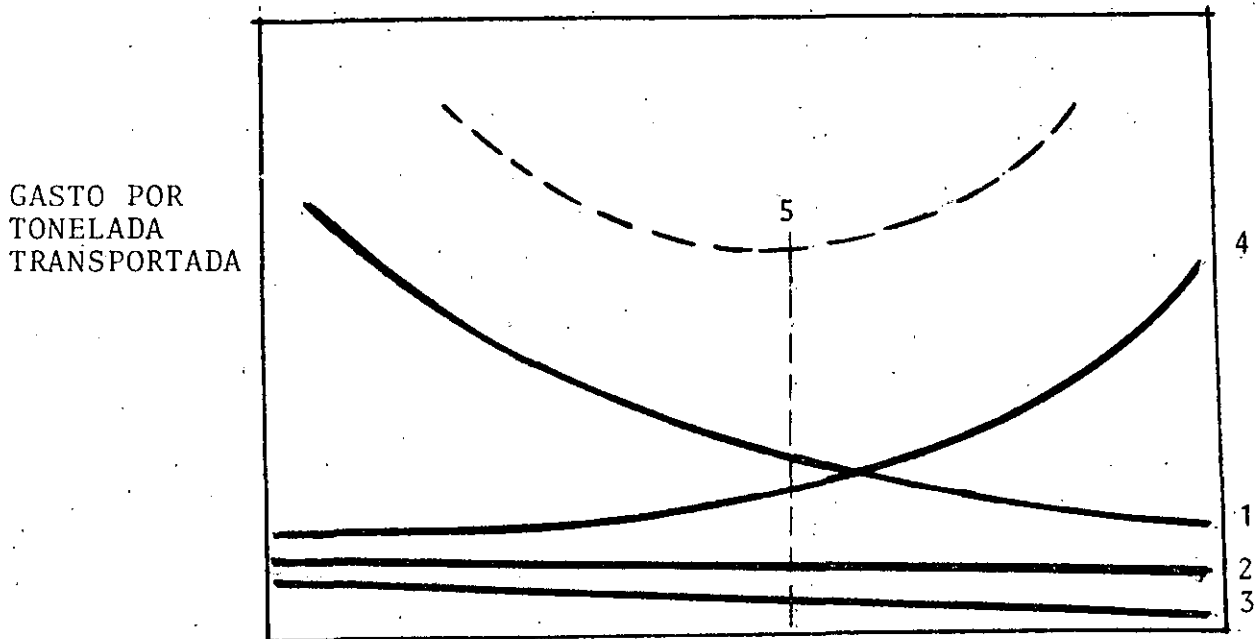
TT. - TRANSPORTE TERRESTRE
CT. - COSTOS DE TERMINAL
TM. - TRANSPORTE MARITIMO

DETERMINACION DEL BARCO OPTIMO PARA EL TRANSPORTE DE GRANELES.

EL BARCO TIPO DEPENDERA DEL VOLUMEN TOTAL DE CARGA A TRANSPORTAR EN EL HORIZONTE DEL PROYECTO, ASI COMO EL VOLUMEN ANUAL Y SU PERIODICIDAD.

LA SIGUIENTE GRAFICA MUESTRA LAS VARIABLES A CONSIDERAR PARA OBTENER EL BARCO TIPO GRANELERO.

VARIACION EN EL COSTO DEL TRANSPORTE EN FUNCION DEL TAMAÑO DEL BARCO.



BARCO
OPTIMO

- 1.- TRANSPORTE MARITIMO.
- 2.- MANEJO DE CARGA EN PUERTO.
- 3.- ALMACENAMIENTO.
- 4.- DERECHOS Y SERVICIOS PORTUARIOS.
- 5.- TOTAL.

DIVERSOS TIPOS DE ESTADIA DE BARCOS

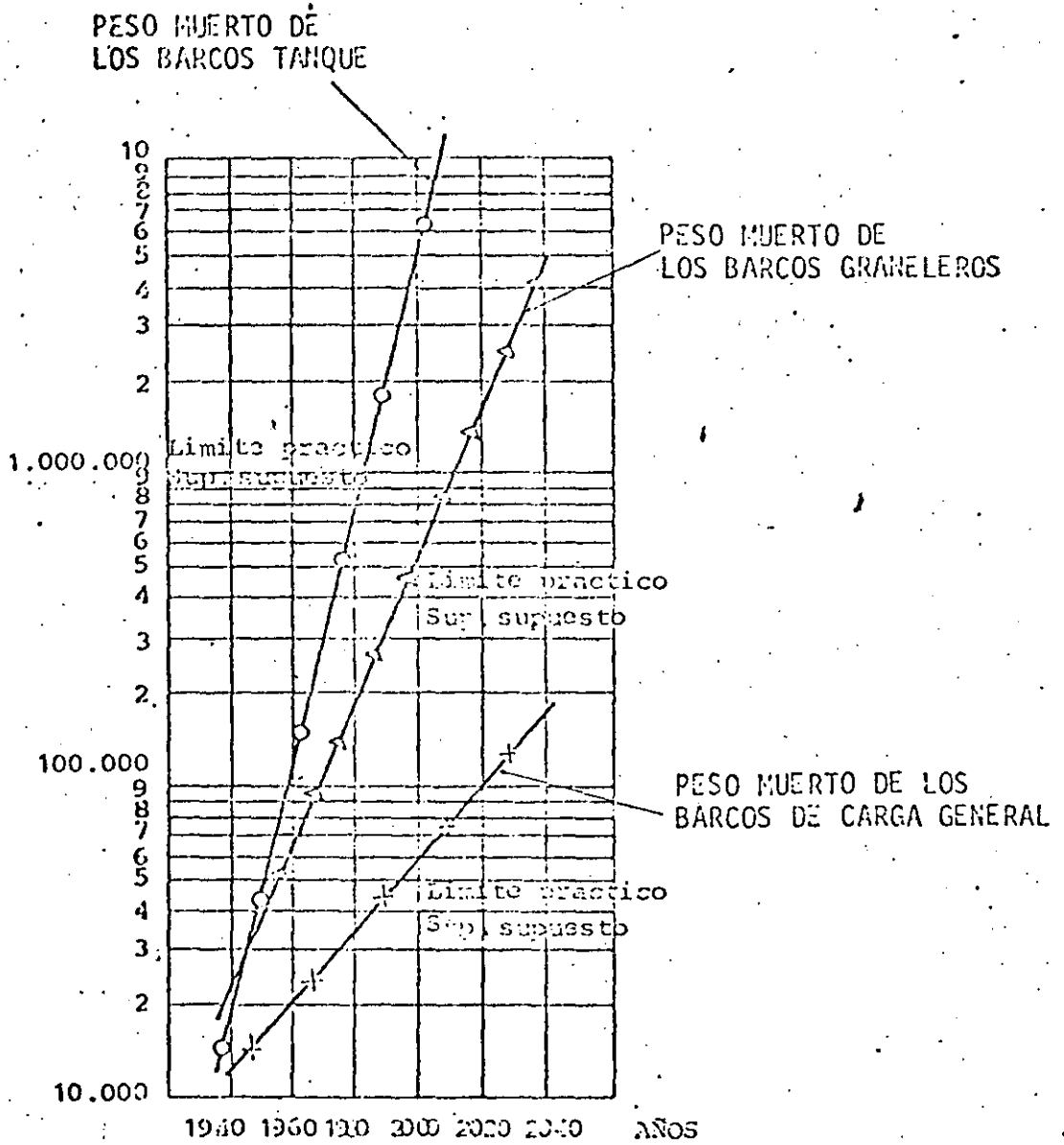
CARGA GENERAL	10 - 15,000 T.P.M.;	U.S. \$ 8000 / DIA
GRANELEROS	50 000 T.P.M.;	13,500 / DIA
PORTACONTENEDORES	15,000 T.P.M.;	16,000 / DIA

TENDENCIAS EN LAS DIMENSIONES DE EMBARCACIONES.

Las proyecciones de los pesos muertos de los barcos tanque, graneleros y de carga general de podrán observar en la siguiente grafica, de la cual hacemos las siguientes correcciones.

Con respecto a los barcos tanque, despues del cierre del canal de Sues en 1968 obligo al crecimiento inucitado de este tipo de barcos llegando a las 500,000 TPM para traficos especificos entre el mar rojo y oriente y para el suministro de petroleo en los puertos de Europa del norte.

En México como en ciertos paises importadores de petroleo, se determino en base a estudios económicos, el barco tipo óptimo de 250,000 TPM, para el transporte a grandes distancias. Estos barcos, por el momento hacen las operaciones en instalaciones en mar abierto, en las monoboyas de cuyo arcos, Rabon Grande; Dos Bocas en el Golfo de México y Salina Cruz, en el Pacífico. Las monoboyas de Rabon Grande y Dos Bocas, se eliminaran una vez que se concluya las obras del puerto petrolero de Dos Bocas, lo mismo ocurrira en Salina Cruz, cuando se concluyan las instalaciones petroleras en proceso de construcción.



PROYECCION DE LOS PESOS MUERTOS DE LOS BARCOS TANQUE, GRANELEROS Y DE CARGA GENERAL MAS GRANDES HASTA EL AÑO 2040 BASADO EN LAS TENDENCIAS ENTRE 1937 Y 1957

FUENTE: Handling Problems of very large Ships in Approach and Maneuvering Areas
by Casimir J. Kray.

Los graneleros, para el transporte de minerales a nivel mundial, se han estabilizado en 150,000 TPM, para aquellos países que cuentan con puertos para el atraque de estas embarcaciones con calados de 16 m. y profundidades en puerto del orden de 18 m.

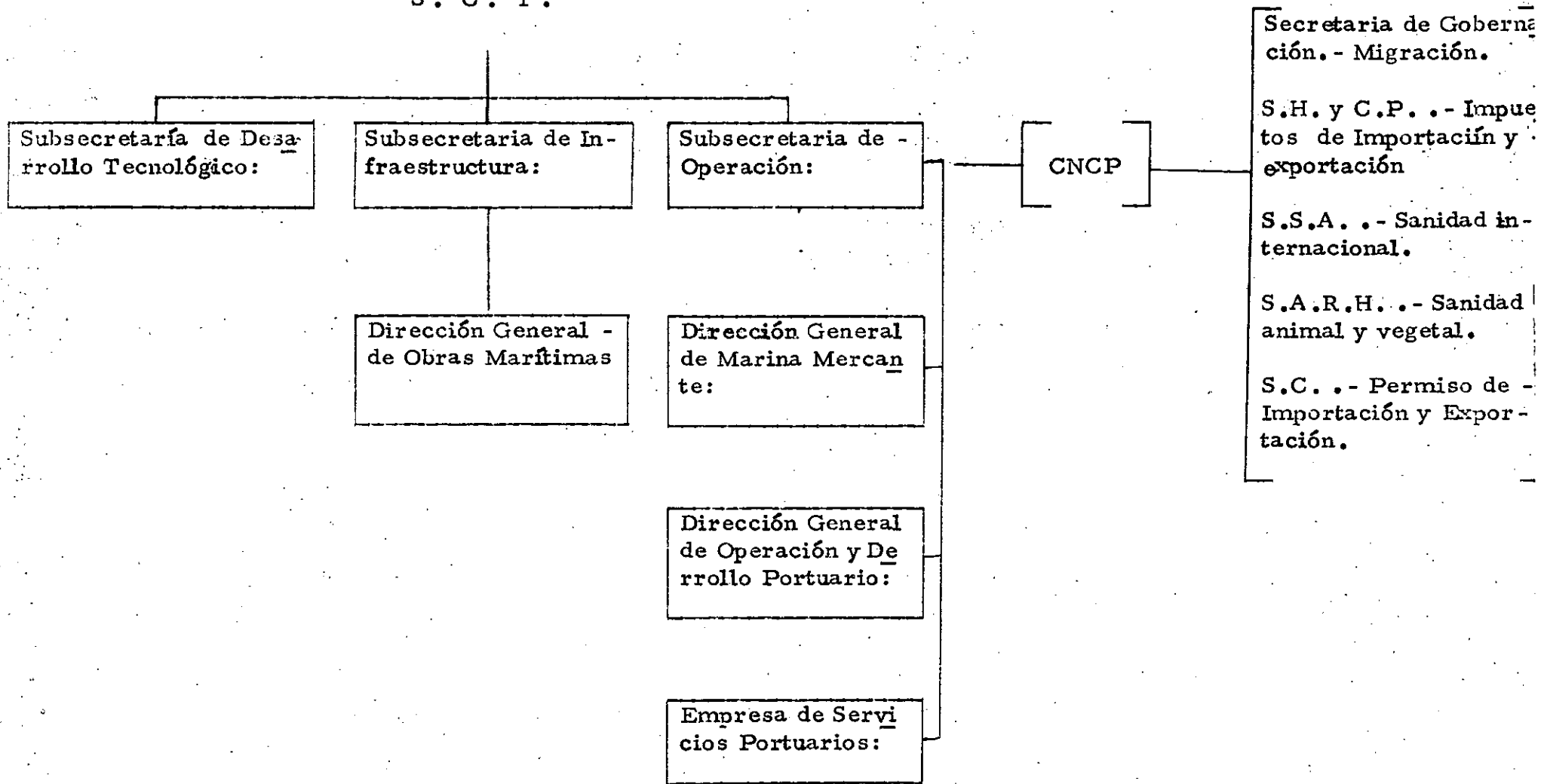
En México se emplean este tipo de embarcaciones para la exportación de sal en Isla Cedros B.C.N., y para la importación de carbón por Lázaro Cárdenas de 70,000 TPM. En los puertos del golfo de México, Tampico, Veracruz y Coatzacoalcos se emplean embarcaciones con calados de 9.5 m. exceto Pajaritos, donde arriban barcos con roca fosfórica y 13 m. de calado.

En este litoral una vez concluidas las obras del Ostión, se pretende establecer una siderurgica que necesariamente utilice embarcaciones de gran porte para aprovechar la economía de escala para reducir los fletes marítimos.

Los barcos para carga general, en cuanto a su tamaño se han estabilizado en las 20,000 TPM., con calados máximos de 10 m. y la única evolución a sido en la disposición de sus bodegas y las grúas de abordaje de mayor rapidez y capacidad para aumentar los rendimientos en la carga y descarga de mercancías. De la gráfica de tendencias en la recta correspondiente a la carga general se ha cumplido en cuanto a los barcos porta-contenedores los cuales se iniciaron en 1960 y se generalizo en

los países industrializados en los 70's y prácticamente en países en vías de desarrollo en los 80's. Este tipo de barcos a desplazado en parte a los barcos convencionales de carga general por su economía y seguridad a la carga, al obtenerse altos rendimientos en las operaciones de carga y descarga.

S . C . T .



CLASIFICACION DE PUERTOS POR SU FUNCION

COMERCIALES : ENSENADA, SAN CARLOS, GUAYMAS, 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.

CABOTAJE : TUXPAN, ALVARADO, FRONTERA, PUERTO MORELOS, CHETUMAL, Y
TOPOLOBAMPO.

MIXTOS : ---

COMERCIO EXTERIOR NACIONAL POR VIA MARITIMA
1970 - 1982
(MILES DE TONELADAS)

AÑO	COMERCIO EXTERIOR NACIONAL			COMERCIO EXTERIOR MARITIMO			PORCENTAJE DEL COMERCIO MARITIMO		
	IMPORTACION	EXPORTACION	TOTAL	IMPORTACION	EXPORTACION	TOTAL	IMPORTACION	EXPORTACION	TOTAL
1970	8,865	14,183	23,048	3,376	9,705	13,081	38.1	68.7	58.8
1971	8,949	14,587	23,536	3,908	10,883	14,791	43.7	74.7	62.8
1972	11,565	15,874	27,439	5,635	11,314	16,949	48.7	71.2	61.7
1973	16,974	14,005	30,979	9,499	11,286	20,785	55.9	80.5	67.0
1974	16,907	16,501	33,408	8,247	12,767	21,014	48.7	77.3	62.9
1975	15,782	16,883	32,665	8,708	15,041	23,749	55.1	89.0	72.7
1976	11,353	17,604	28,957	7,158	15,110	22,268	63.5	85.8	76.9
1977	12,934	22,445	35,379	8,314	20,840	29,154	64.2	92.8	82.4
1978	14,720	33,670	48,390	10,103	30,010	40,113	68.6	89.1	82.9
1979	17,930	43,020	60,950	10,938	39,773	50,711	61.0	92.4	83.2
1980	23,404	56,817	80,221	13,520	52,536	66,056	57.8	92.4	82.3
1981	23,450	59,680	83,130	14,982	55,799	70,781	63.8	93.5	85.1
1982	16,248	** 92,000	108,881	12,267	** 88,555	100,822	75.5	95.6	92.6

* ESTIMADO

** 30'000,000 tons. Exportación de Petroleo por
Dos Bocas y Cayo Arcas.

FUENTE: DGODP - SCT
Departamento
de Estadística.

CONSEJO DE
ADMINISTRACION.

DIRECCION

ADMINISTRATIVO

PROMOSION
MERCADERO
PERSONAL
FACTURACION
FINANZAS

OPERACIONES

TRANSPORTE MARITIMO
OPERACIONES A BORDO
OPERACIONES EN TIERRA
TRANSPORTE TERRESTRE

T E C N I C O

PLANEACION DE INSTALACIONES Y EQUIPO.
SUPERVISION DE OBRA.
MANTENIMIENTO.

EL PUERTO.

Servicios al barco:

Una vez que el barco anuncia su arribo a un puerto determinado, a través de las agencias consignatarias del barco a través del servicio de radio costera, la embarcación se sitúa en las zonas de fondeo fuera del puerto, en donde es abordado por las autoridades de sanidad internacional, y si cumple con los requisitos establecidos se le autoriza el atraque, el cual será realizado por un práctico (piloto de puerto) auxiliado con remolcadores, la autoridad marítima fija el muelle en que opera.

COSTOS DE TRANSPORTE

Los costos portuarios ha que estarán sujetas las embarcaciones comerciales de altura que atraque en muelles de propiedad federal (caso de México) serán las siguientes:

A.- REMOLQUE.

El servicio de remolcador se cobra de acuerdo con el tonelaje bruto del buque y por maniobra del atraque o desatraque que puede ser en tiempo ordinario o extraordinario.

B.- LANCHAJE.

Este servicio se cobra de acuerdo a la distancia y maniobra que se realice:

a). Llevar o traer al practico a la boya de recalada.

- b). Llevar o traer personal al fondeadero de explosivos.
- c). Llevar o traer personal al fondeadero de cuarentena.
- d). Llevar o traer personal al fondeadero de la darsena.
- e). Llevar personal y cabos a los duques de alba y/o de amarre en la maniobra de atraque.
- f). Soltar cabos al desatraque, revisar calados o enmendar.

C.- PRACTICAJE.

El pilotaje se cobra de acuerdo al tonelaje bruto del buque y el calado máximo del mismo, por maniobras que se efectue:

- a). De bahía a entrada a canal.
- b). Entrada Canal.
- c). Atraque.
- d). Desatraque.
- e). Salida canal.

D.- SANIDAD.

Por reconocimiento de embarcación:

- a). Sanidad Internacional.
- b). Sanidad Vegetal.

E.- MIGRACION.

Por reconocimiento de embarcación por el agente de migración.

(No se toma en cuenta la estadia, --- se cobra unicamente por visita).

F.- ADUANA I:

Se cobra por el personal de resguardo aduanal que interviene en el puerto (interventores, almacenistas, - vigilancia y de servicio administrativos).

(Se cobra unicamente el tiempo extraordinario dado que el gobierno cubre el ordinario).

G.- ADUANA II:

Este impuesto se paga con relación al producto específico movido y de acuerdo a la tarifa autorizada, los conceptos son los siguientes:

- a). ADVOLAREM: Porcentaje que se paga por valor oficial comercial de la mercancía.
- b). 3% Adicional.
- c). 10% Adicional (sobre derechos de muellaje).
- d). 1% Fomento exportación.

H.- CAPITANIA DE PUERTO.

Por concepto de vigilancia se cobra en tiempo extraordinario y en turnos de 4 horas a partir de las 15:00 hrs. y hasta las 08:00 hrs. del día siguiente.

I. DERECHOS PORTUARIOS.

- a). Derechos de puerto; por TBR
- b). Derechos de atraque; por metro, eslora por hora
- c). Derecho de muellaje, por tonelada de carga manejada.

Los cobros se efectúan de acuerdo al decreto, establece las cuotas de los derechos para amortizar las inversio-

nes realizadas en la construcción de las instalaciones portuarias.

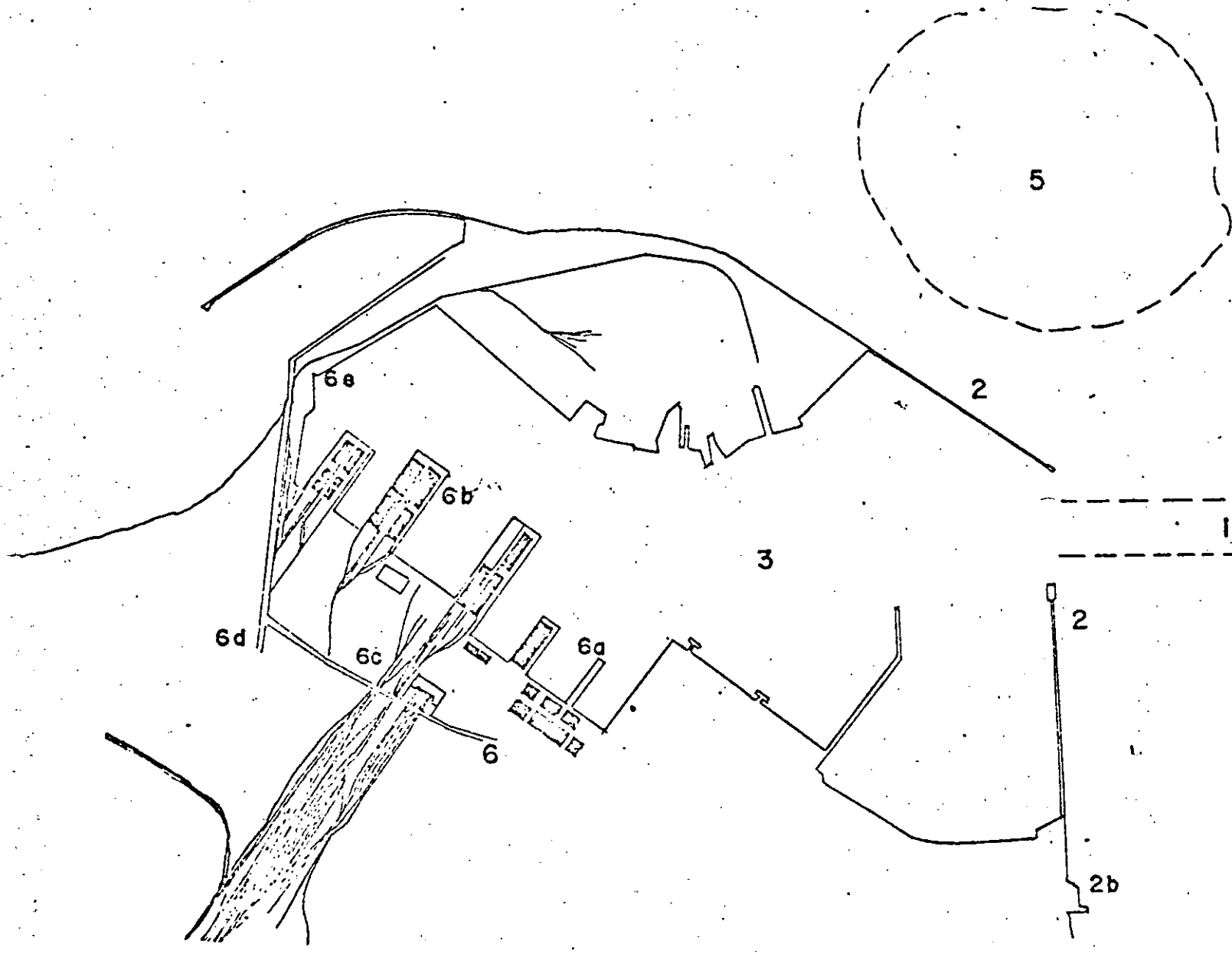
J.- AMARRADORES.

Este servicio se cobra de acuerdo al tonelaje bruto de la embarcación y por maniobra, considerando, ya sea -- tiempo ordinario o extraordinario.

(Atraque, Desatraque).

K.- COSTOS CARGADURA (ESTIBADORES).

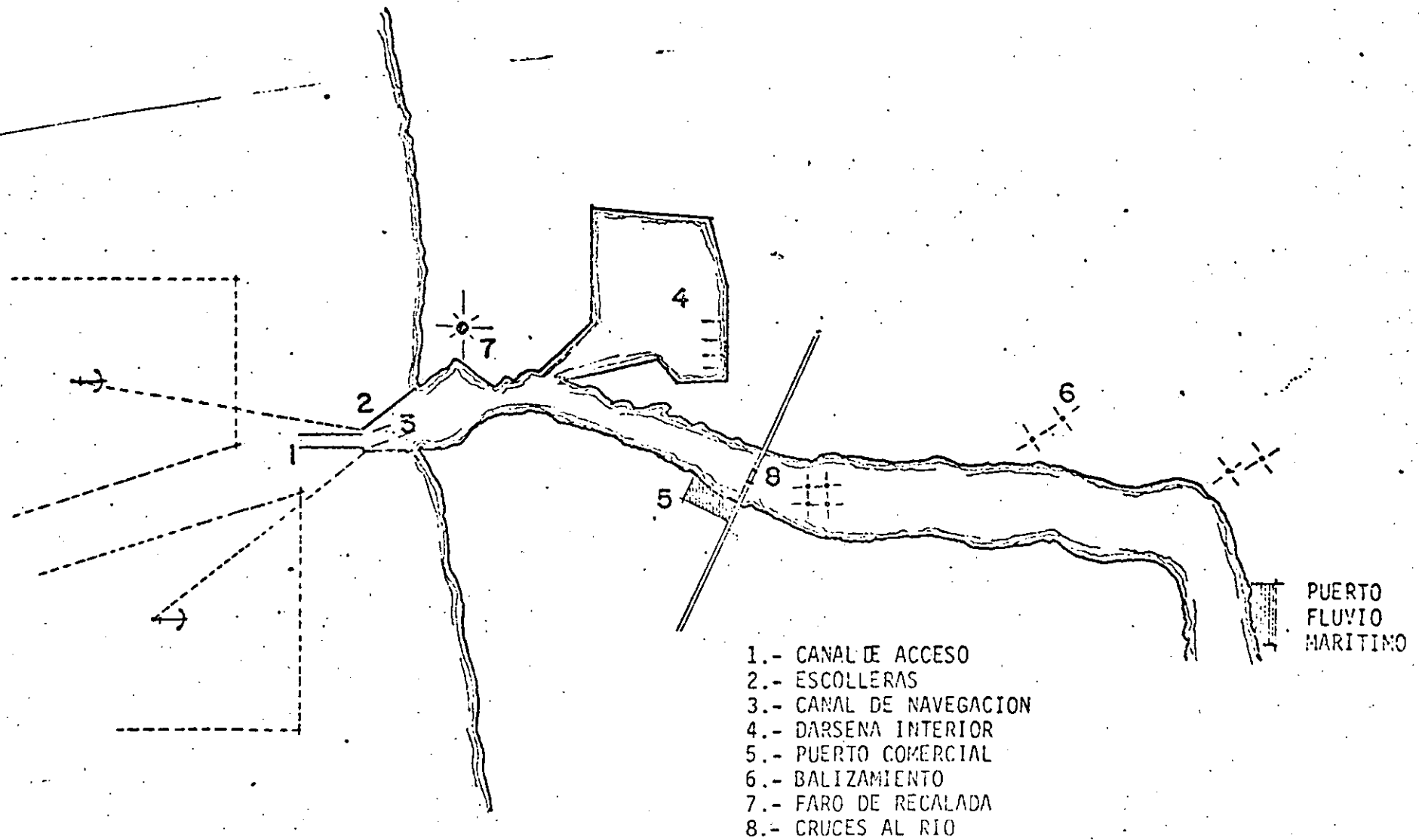
Son los cobros que hacen por el manejo de la carga a - bordo o en tierra.



- 1.- CANAL DE ACCESO.
- 2.- OBRAS DE PROTECCION Y ABRIGO (ROMPEOLAS).
- 3.- DARSENA.
- 4.- FARO DE RECALADA.
- 5.- FONDEADEROS.
- 6.- OBRAS INTERIORES.
- 6a. MUELLE ESPIGON
- 6b. MUELLE MARGINAL
- 6c. BODEGA.
- 6d. ACCESOS FERROVIARIOS Y CARRETEROS.
- 6e. BODEGA DE REPARACIONES NAVALES

PUERTO MARITIMO
(artificial)

PUERTOS FLUVIALES Y FLUVIO MARITIMO



BARCOS DE CARGA GENERAL.

Los barcos de carga general se han estabilizado en una capacidad del orden de las 20,000 TPM. ($E = 170$ m., $M = 21$, -- $P = 12.7$, $C = 9.8$), con cinco bodegas y sin entrepuentes, los cuales aprovechan los mayores puertos existentes en el mundo con 10 m. de profundidad en las terminales marítimas para carga general.

DIVISION DEL BUQUE EN SECCIONES VERTICALES

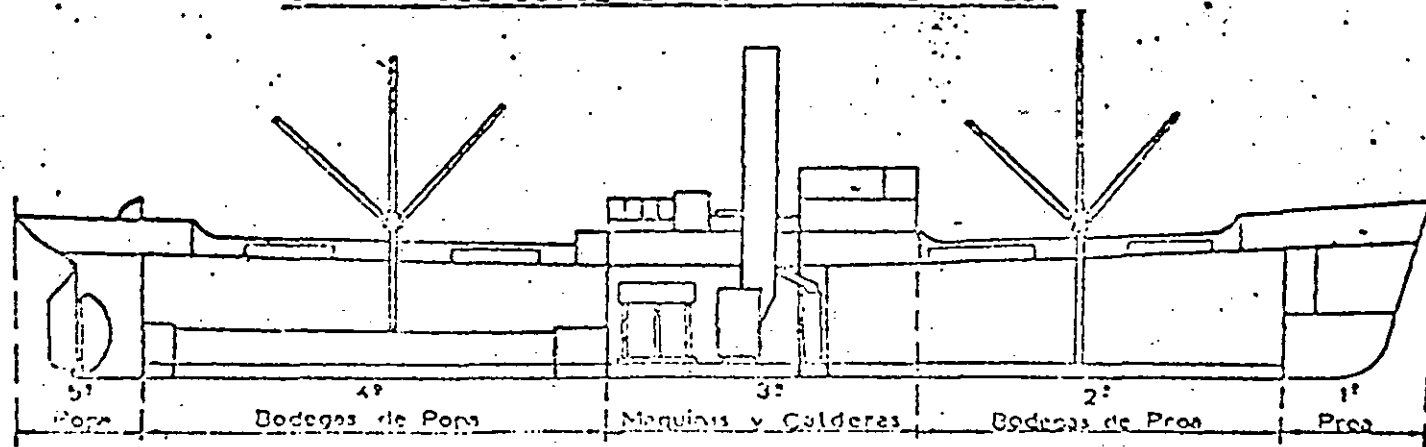
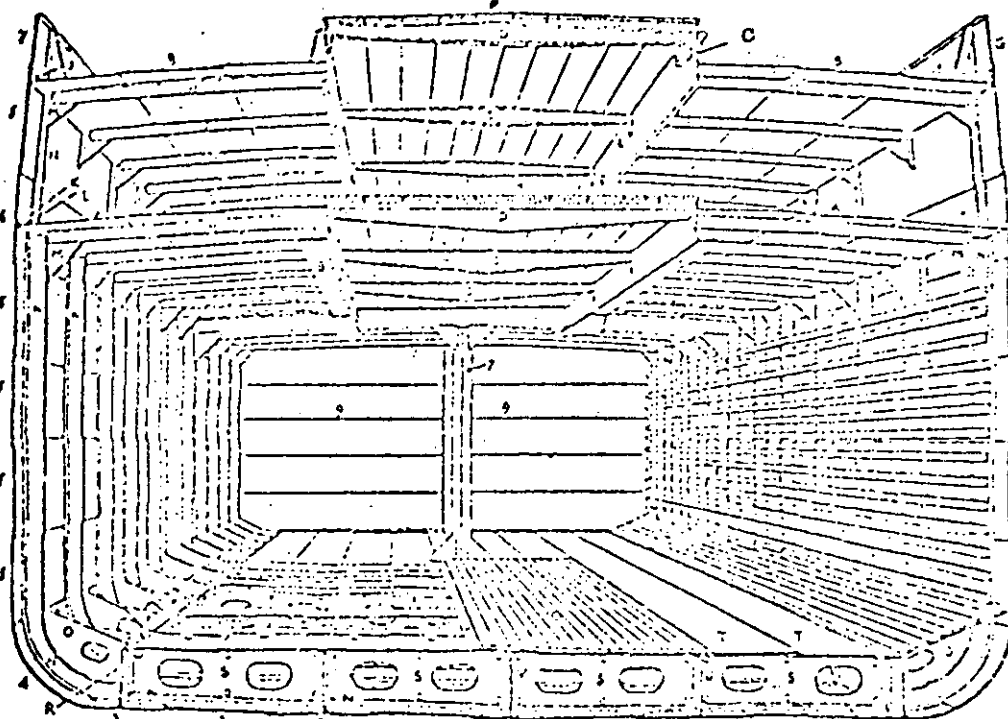


Figura # 2



Shelter Deck Vessel

- | | | | |
|-------------------|----------------------|---------------------|-------------------|
| A. Main Deck | J. Gunwale Bar | T. Tank Top Plating | 7. Hold Pillar |
| B. Shelter Deck | K. Shell Bar | U. Side Girder | 8. Deck Girder |
| C. Hatch Coaming | L. Stringer Bar | V. Centre Girder | 9. Bulkhead |
| D. Hatch Beams | M. Beam Knee | W. Keel Plate | 10. Hold Ceiling |
| E. Hatch Carrier | N. Frame | X. Garboard Strake | 11. Hatch Ceiling |
| F. Hatch Cover | O. Tank-side Bracket | Y. Bottom Strake | 12. Spar Ceiling |
| G. Bulwarks | P. Gusset Plate | Z. Bilge Strake | |
| H. Half Beam | Q. Margin Plate | 1. Side Plating | |
| I. Stringer Plate | S. Floor Plate | 2. Sheer Strake | |

FIGURA No. 3

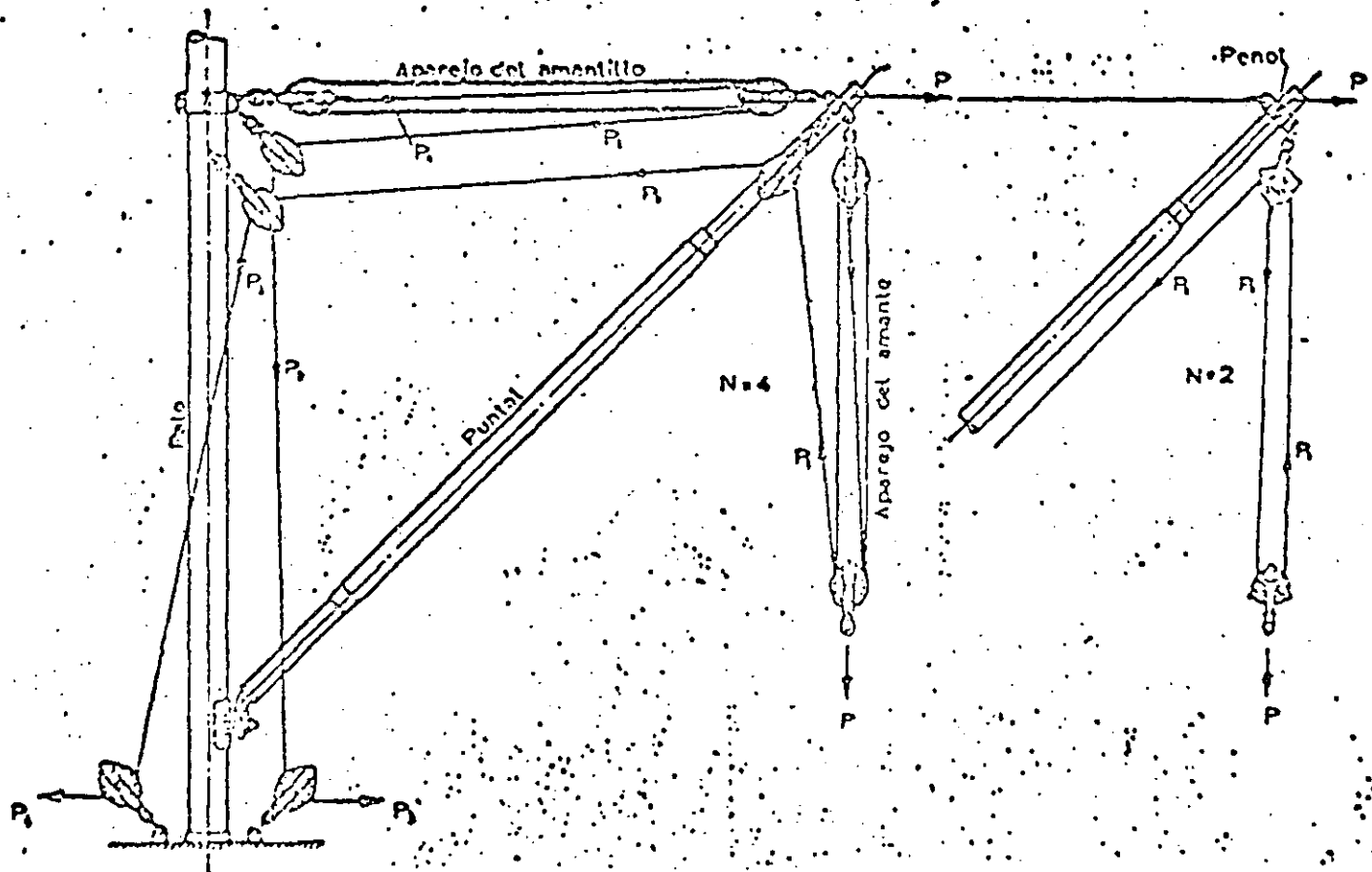


FIGURA No. 4

BARCOS DE CARGA GENERAL

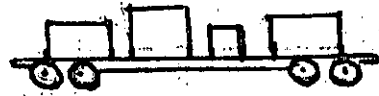
<u>PESO MUERTO (TON)</u>	<u>DESPLAZA- MIENTO (TONS)</u>	<u>ESLORA (m.)</u>	<u>MANGA (m.)</u>	<u>PUNTAL (m.)</u>	<u>CALADO (m.)</u>
700	933	52	8.3	3.8	3.6
1,000	1,333	60	9.3	4.4	4.1
2,000	2,667	77	11.5	5.8	5.1
3,000	4,000	90	13.1	6.8	5.7
4,000	5,333	100	14.3	7.7	6.3
5,000	6,667	109	15.3	8.4	6.7
6,000	8,000	117	16.2	9.0	7.1
7,000	9,333	124	17.0	9.6	7.5
8,000	10,667	130	17.7	10.1	7.8
9,000	12,000	136	18.4	10.6	8.1
10,000	13,333	142	19.0	11.1	8.3
12,000	16,000	152	20.1	11.9	8.8
15,000	20,000	165	21.6	13.0	9.5
17,000	22,667	173	22.4	13.7	9.8
20,000	26,667	184	23.6	14.6	10.3

Evolución de la Flota Mercante Mundial de Carga General y de Contenedores:

Años	Carga General.		Contenedores	
	Núm.	T.R.B. (en Millones)	Núm.	T.R.B. (en Millones)
1970	22.366	72,4	167	1,9
1972	21.657	70,6	312	4,3
1973	21.389	69,5	394	5,9
1975	21.353	70,4	419	6,2
1976	21.706	73,6	443	6,7
1977	22.061	77,1	507	7,5
1978				
1979				
1980				
1981				
1982				
1983				
1984				
1985				

Se observa que los buques de carga general, se han estabilizado en número; aumentando el T.R.B. a partir de 1975 por efecto del aumento de los hidrocarburos debido que el consumo de combustible no aumenta en la misma proporción con respecto al tamaño del barco. En cuanto a los barcos portacontenedores su crecimiento en número y tamaño a sido progresivo.

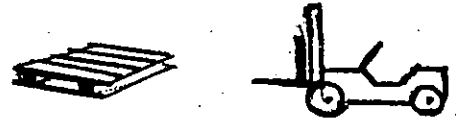
1830-1926 _____



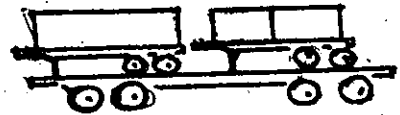
1926-50 _____



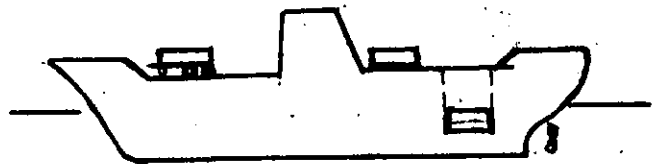
1940 _____



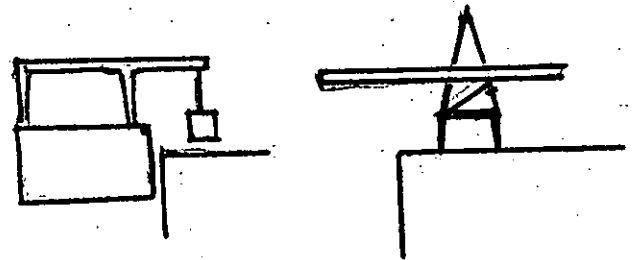
1950 _____



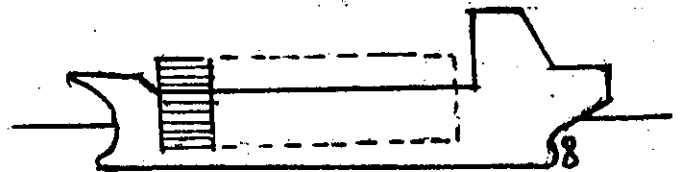
1957 _____



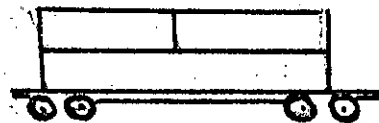
1960 _____



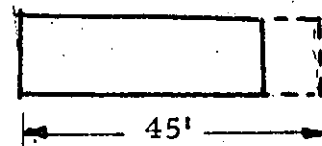
1965 _____



1982 _____



1983 _____



Y CONTENEDORES 20' CON 24 TONS.

BARCOS PARA CONTENEDORES

El crecimiento en el tráfico de carga general, propicio la implantación de sistemas para aumentar los rendimientos en el manejo de la carga.

Este sistema se logro mediante la unitarización de la carga con el empleo de contenedores. Este tráfico se inicio en los años 60's con la transformación de barcos convencionales de carga general para permitir la carga y descarga de contenedores con grúas instaladas en el propio barco.

Este tipo de barco de 6 a 15000 TPM, y calados de 8 m., con velocidades del orden de 15 nudos, denominados de la 1ra. generación, transportan de 100-800 contenedores, por su capacidad estan destinados a alimentar puertos donde arriban embarcaciones de mayor porte.

Al comprobarse la bondad del sistema, que aumento los rendimientos, en 2 y 3 veces respecto al movimiento de barcos convencionales de carga general, y al disminuir la mano de obra en las maniobras y en la estadía de las embarcaciones, se inició la construcción de la segunda generación de barcos con velocidades de 18 a 23 nudos, con capacidades de 800 a 1500 contenedores y de 14 a 22000 TPM y 11.50 m. de calado. Algunos de estos barcos estan equipados con grúas-pórtico que se mueben a lo largo sus costados que operan en puerto que no cuentan con equipo en tierra para la carga y descarga de contenedores. Las gruas pesadas entre 500 y 600 tons. por lo que son barcos antieconómicos debido al gran peso adicional que les resta capacidad de almacena-

Los barcos de la 2da. generación son los que con mayor frecuencia tocan el puerto de Veracruz.

La tercera generación, denominados "los barcos de hoy y mañana", son de gran capacidad y velocidad; están entre las 35 y 50000 TPM, velocidades de 25 a 33 nudos, capacidad de 1800 a 3000 contenedores y calado de 12.5 m.. Este tipo de barcos es costoso en su construcción y operación y dependen de las instalaciones en el puerto. Algunos están equipados con propulsores en proa para auxiliarse en las maniobras de atraque y salida, cuentan con cuatro máquinas automatizadas y navegación controlada por computadora.

Contenedores de 20'.- su peso vacío es de 1900 Kg. (aprox.) y su carga útil de 18 tons.. La carga real promedio mundial es del orden de las 11-14 tons; su cubijaje interior es de 32 m³., el piso es de madera para distribuir el peso sobre las vigas de acero del fondo. La carga permisible sobre el piso es de 980 Kg/m². y están diseñados para ser izados por las cuatro esquinas superiores con marco de izaje 6 con 4 cables unidos al gancho de la grúa, la totalidad de estos contenedores cuentan con perforaciones en sus costados en la parte inferior para alojar las orquillas de los montacargas en las maniobras en tierra.

A nivel mundial, el número de contenedores de 20' representa el 80%, fundamental, contener un peso máximo que cumpla con las limitaciones de carreteras y puentes en la mayoría de los países.

Contenedores de 40'.- es el preferido por la mayoría de las embarcaciones los operadores de los barcos portacontenedores de la tercera generación. Para el transporte en carretera -- tiene menor peso un contenedor de 40 pies que en dos de 20'. Su capacidad cúbica es de 65 m³. y su toma de 3400 kg. con - carga útil de 27 tons.

Este tipo de contenedores representa el 30% en número a nivel mundial.

Practicamente ningún contenedor de 40' cuentan con perforaciones para las orquillas de montacargas y estan diseñados - para su izaje y manejo en tierra con "marco de izaje" sujetando al contenedor por sus cuatro esquinas superiores.

Los contenedores de 35' son los menos usados.

Los contenedores, son recipientes de acero, aluminio plástico ó madera contrachapada con bastidor metálico, que permiten - la unitarización de la carga, y trasladar la carga del ori-

gen, en el local del usuario, al barco y a la inversa. Los contenedores por lo general son de 40, 35 y 20 pies de largo, y en casos especiales de 26' utilizados por la compañía SEA-LAND; en sección transversal; el ancho es de 8' y la altura varia de 8' a 9'.

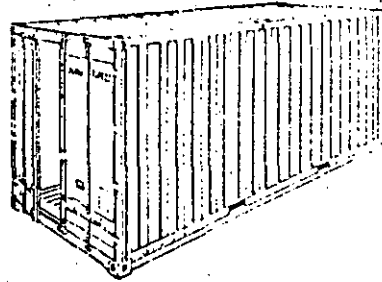
Existen contenedores, con temperatura controlada por el transporte de perecederos, con recipientes-tanque con estructura cuadrangular en las aristas, para el transporte de liquidos, gases y graneles. Los contenedores para carga general son a prueba de agua y tienen un sistema para protegerlos de la humedad de condensación. También hay contenedores plegables para tráficos unidireccionales para el transporte de carga de gran densidad en donde no se requiere capacidad volumétricas se emplean contenedores de la mitad de altura permitiendo su acceso por la parte superior.

Los contenedores comunes tienen sus puntas en una cabecera, existiendo algunos con puntas laterales.

20'x8'x8'
Dry Cargo

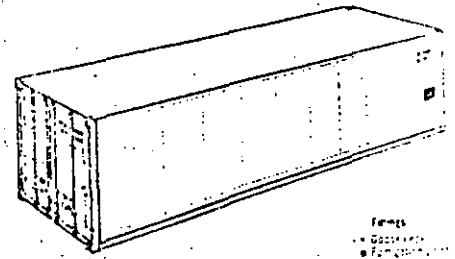
CARGA SECA

Manufactured according to ISO and ASA



40'x8'x8'6"
Dry Cargo

CARGA SECA

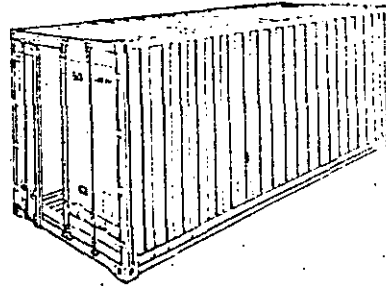


Fittings
Removable
hardware
for
interlocks

20'x8'x8'6"
Dry Cargo

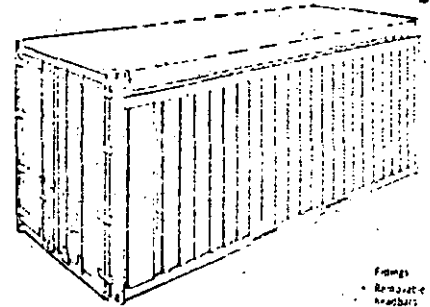
CARGA SECA

Manufactured according to ISO and ASA



20'x8'x8'
Open Top

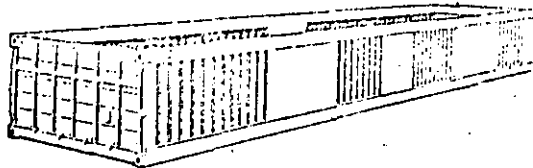
SIN TECHO



Fittings
Removable
hardware
for
interlocks

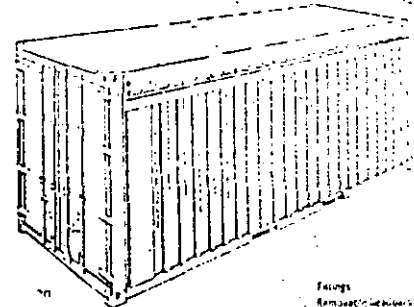
40'x8'x4'
Bin

MEDIO
CONTENEDOR



20'x8'x8'6"
Open Top

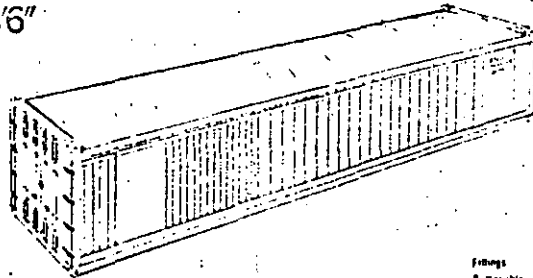
SIN TECHO



Fittings
Removable
hardware
for
interlocks

40'x8'x8'6"
Open Top

SIN TECHO



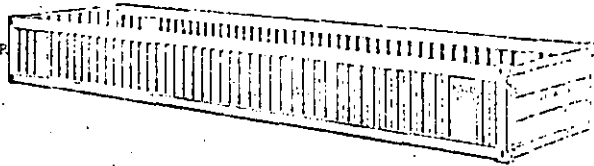
20'x8'x4'
Bin

MEDIO CONTENEDOR



40'x8'x4'3"
Bin

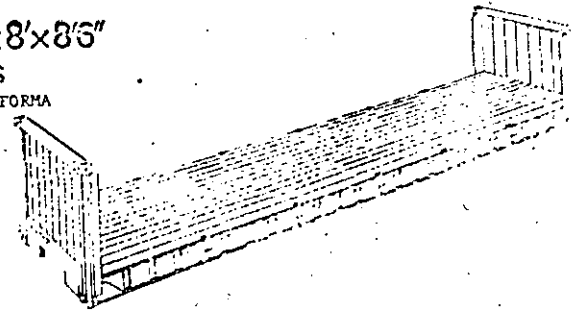
MEDIO
CONTENEDOR



Fittings
Removable
hardware for
doors and
interlocks

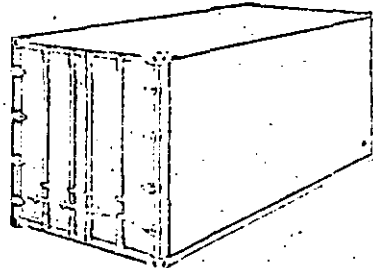
40'x8'x8'6"
Flats

PLATAFORMA



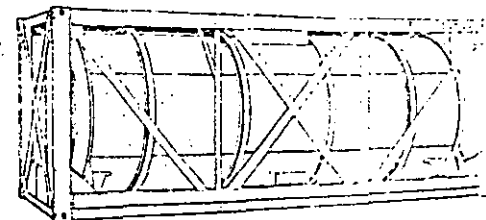
20'x8'x8'
Insulated

ISO TERMOS



20'x8'x8'
Tank

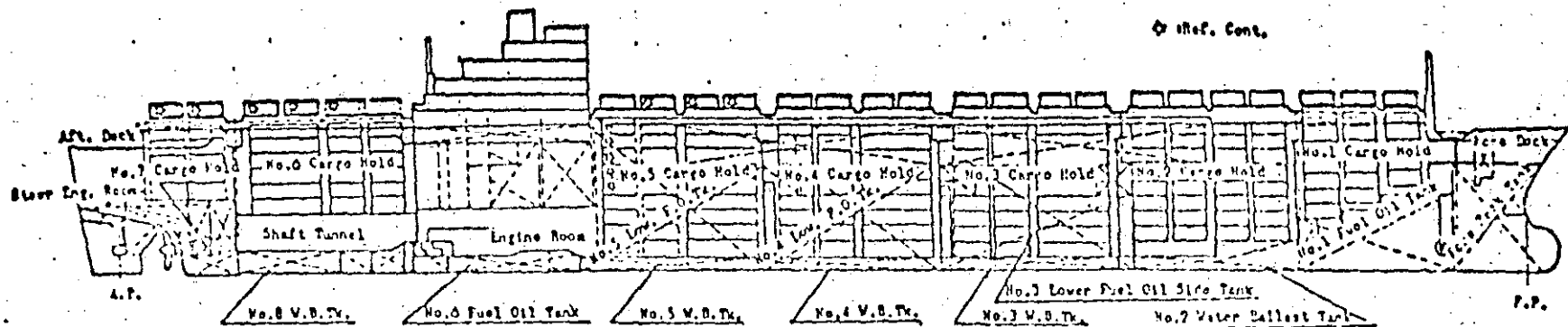
TANQUE



CONTENEDORES

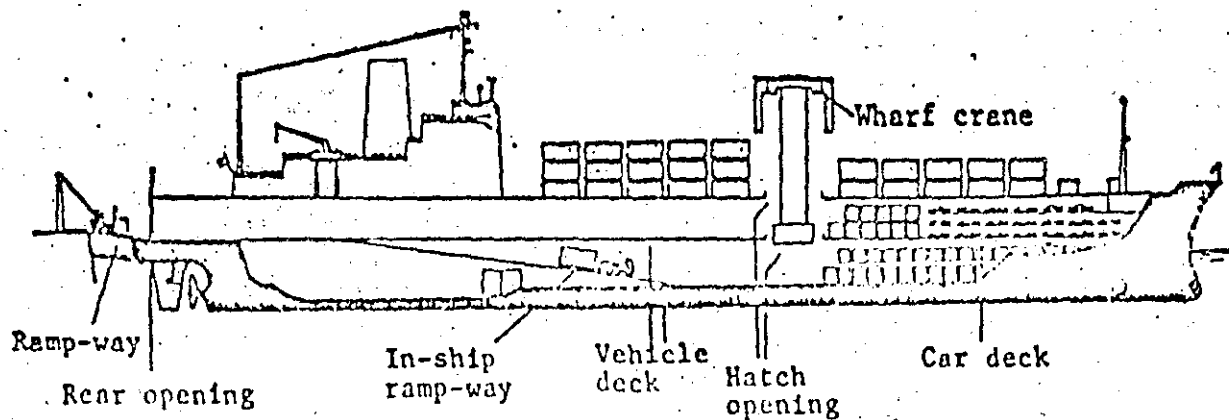
	20'	24'	30'	35'	40'	45'
1957		✓		✓		
1965	✓	✓	✓	✓	✓	
1983						✓
	ISO		ISO		ISO	
		MATSON		SEA LAND		AMERICAN PRESIDENT LINE
TARA	1900 Kg.				3500 Kg.	
CARGA UTIL	18 ton.				27 Ton.	
VALOR LAB. MEXICO	\$ 2,000				\$ 3,000	
USADO QUE RE QUIERE MANTE NIMIENTO	1/3 DE NUEVO				1/3 DE NUEVO	
REFRIGERADOS	X 2.5 DEL ESTANDAR NUEVO				X 2.5 DEL ESTANDAR NUEVO	

ANCHO : 8'
 ALTO : 4, 8, 8' 6" y 9' 6"



	No. 7 Cargo Hatch		No. 6 Cargo Hatch		Engine Room	No. 5 Cargo Hatch		No. 4 Cargo Hatch		No. 3 Cargo Hatch		No. 2 Cargo Hatch		No. 1 Cargo Hatch	
No. of Containers															
On Deck (40' Cont.)	5	10	10	10	Main Eng.	10	10	10	10	10	10	10	10	10	6
On Deck (20' Cont.)	8	10	10	10	Marine Steam Turbine (MS-40) 12	10	10	10	10	10	10	10	10	10	6
In Hold (40' Cont.)	8	57	58	58	(S.H.P. 40,000PSI?)	88	60	60	60	70	70	70	70	70	6
In Hold (20' Cont.)	10	104	58	58	Service Speed 20.4kn	88	60	60	60	70	70	70	70	70	6
Total (20' units)	44	16	274	68		60	60	196	60	60	160	76	74	60	58

DISPOSICION GENERAL DE UN BARCO PORTACONTENEDORES (1840 TEU)



BARCO RO/RO

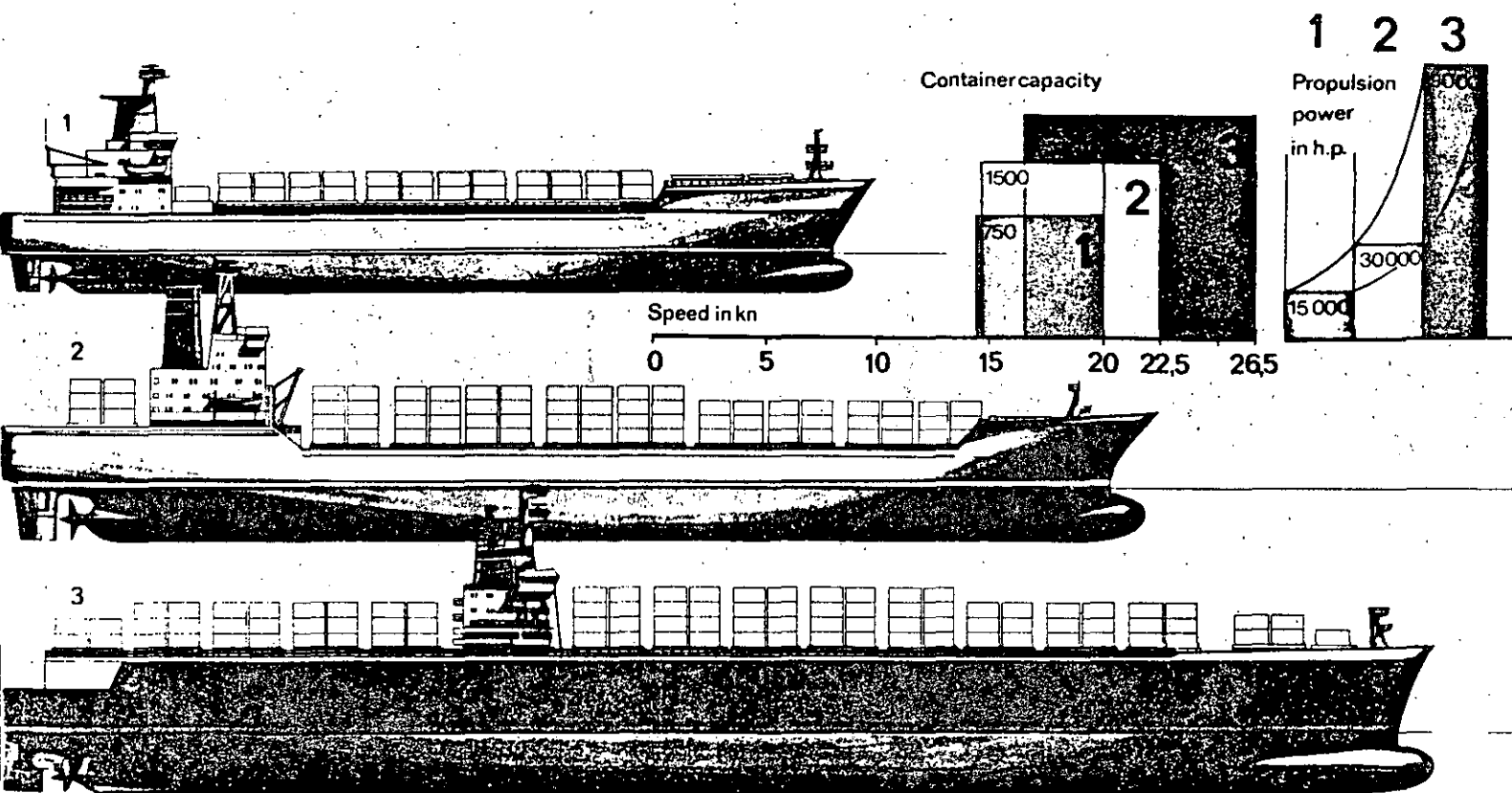


Fig. 59. Growth in size of container ships.
15000 h.p. = 735.5 kW.

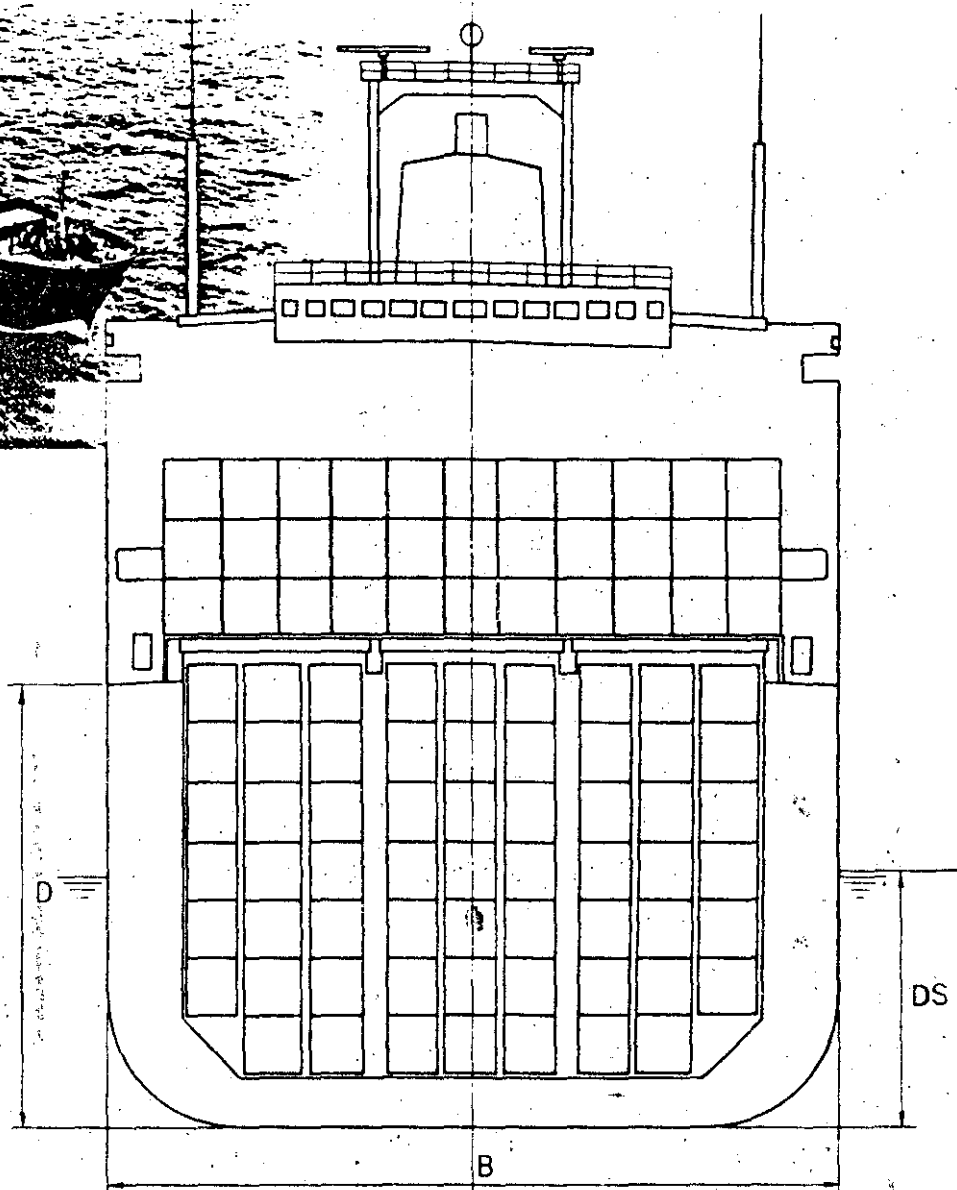
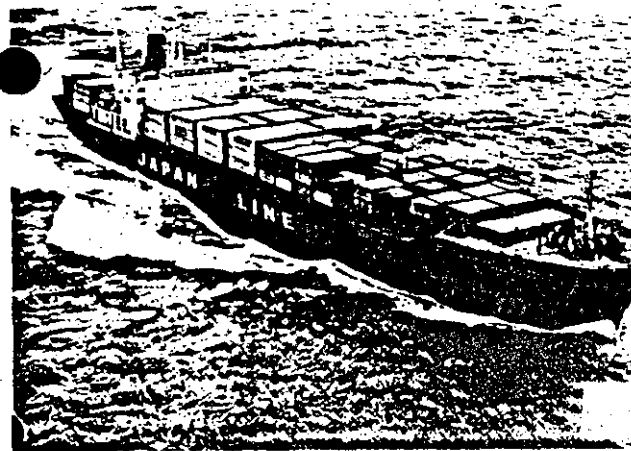
areas for research in the construction of large ships. The successes achieved in this work shift the optimum sizes of ships as determined by shipowner economic calculations to ever larger values.

It must, of course, not be forgotten that the construction of superships presents the shipbuilders with complex technological problems. In the past the demand for an increase

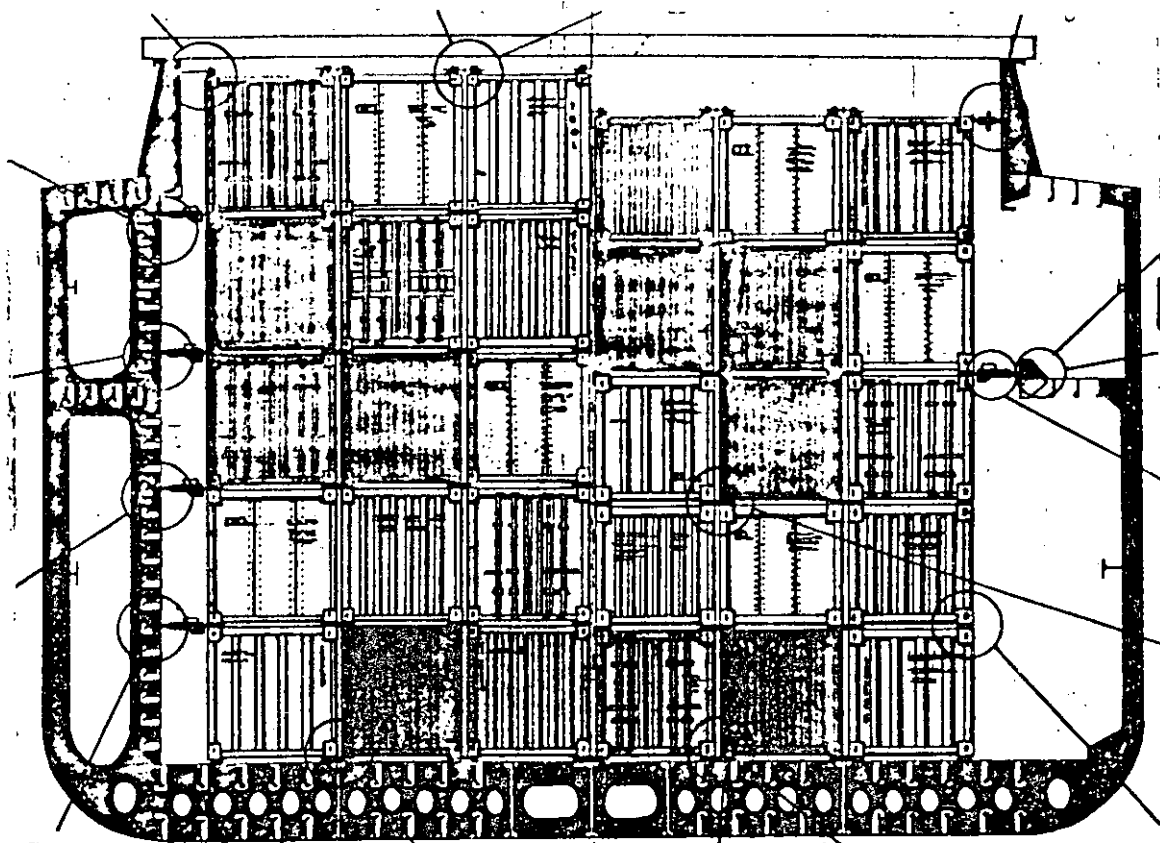
in ship size has always grown more rapidly than the building capacity of the shipyards. Enormous building docks are needed for the construction of giant tankers and the cost of providing these is very high. It is indeed open to question whether it will still be possible to build ships by the conventional methods if there is any further increase in their dimensions.

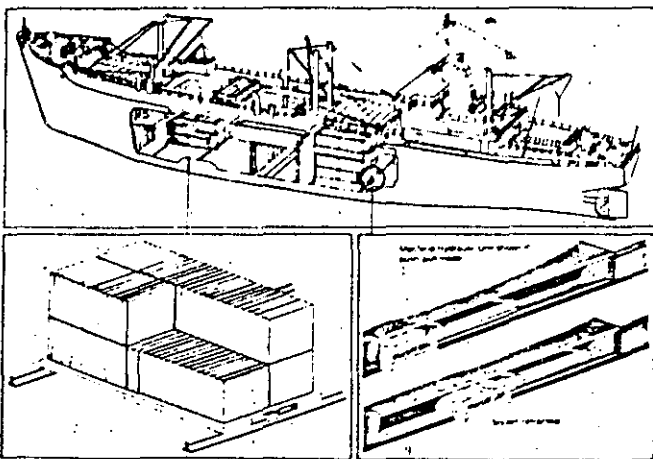
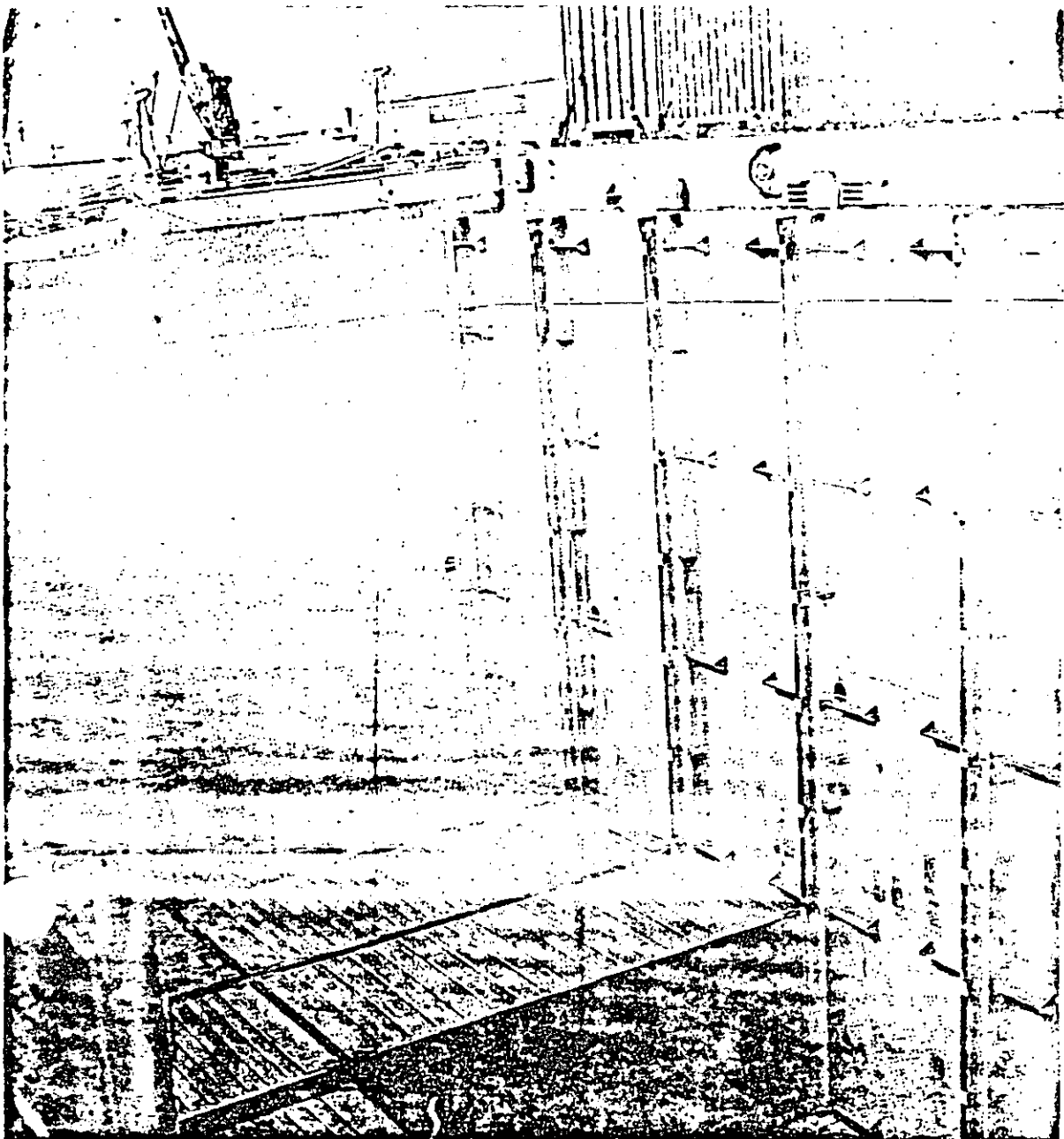
Table 10.
Largest tankers
at various times

Year	Name	Length m	Breadth m	Depth m	Draught m	Dead-weight t	Power kW
1953	Tina Onassis	236.4	29.0	15.7	11.5	45,700	13,000
1963	Tokyo Maru	306	47.5	24.0	16.0	152,000	20,000
1966	Idemitsu Maru	342	49.8	23.2	17.3	205,000	23,500
1968	Universe Ireland	346	53.3	32.0	24.1	312,000	27,000
1971	Nisseki Maru	347	54.5	35.0	27.8	373,400	29,500
1973	Globtik Tokyo	379	62.0	36.0	28.2	483,660	33,000
1977	P. Guillaumat	414.2	63.0	35.9	28.6	554,600	47,800

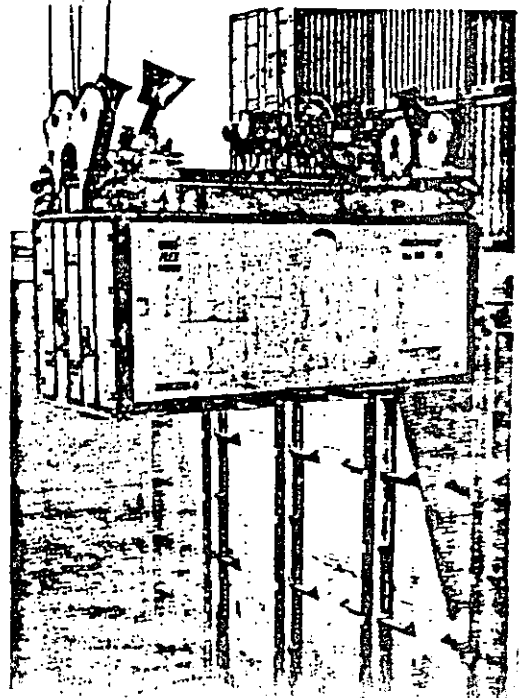


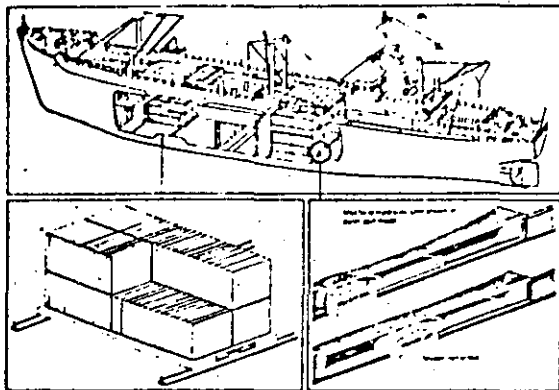
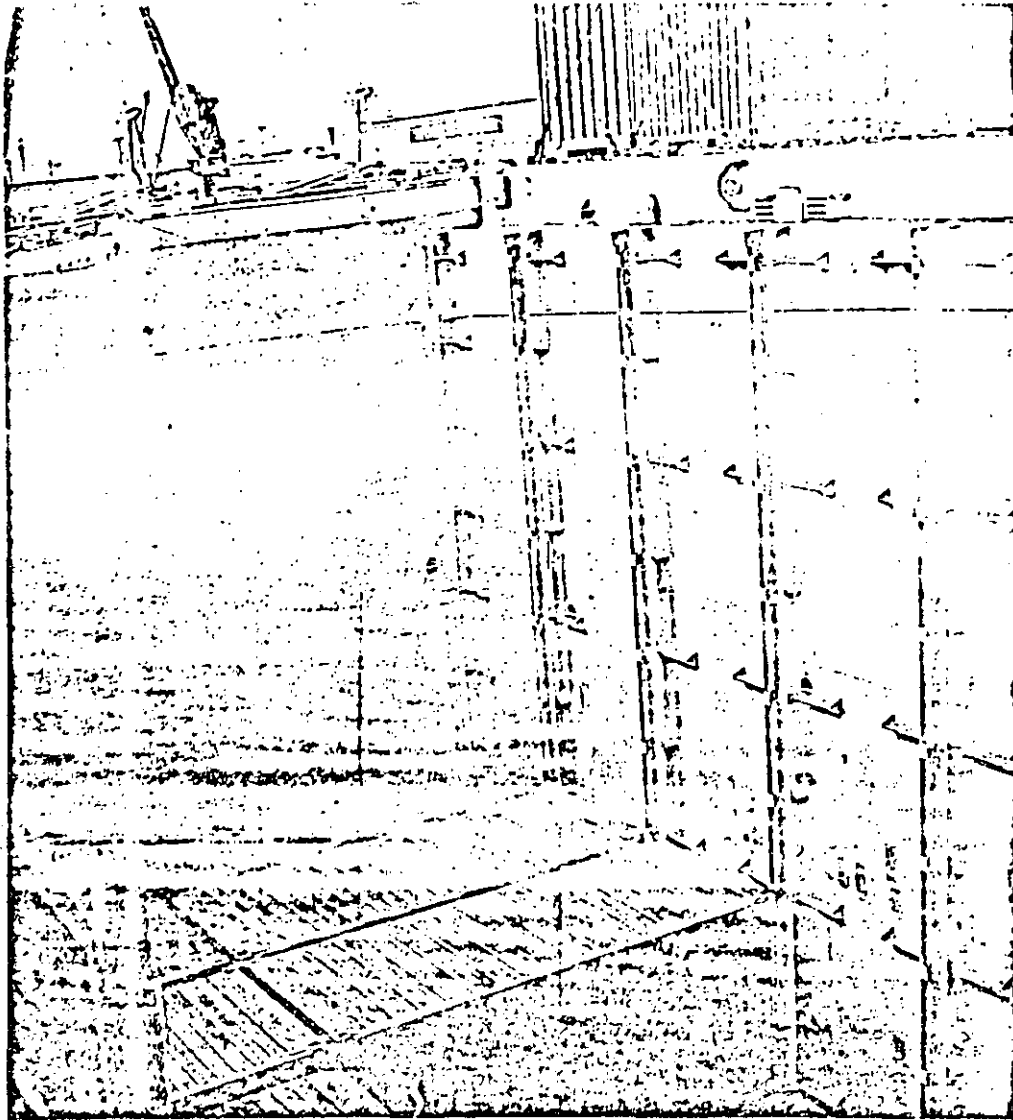
Type of Ship	Number of Container		Deadweight Tonnage	Over-all Length (FT)	Breadth B (FT)	Depth D (FT)	Draft (Scantle) DS (FT)	Speed (knot)
	Terms of 20' Ft Container	Refrigerant Container						
A	3,010		41,500	943	106	82	39	26
B	1,833	150	31,590	850	106	64	38	25.3
C	1,441		26,837	718	102	62	37	22.8
D	732	100	19,090	616	83	50	35	21.85



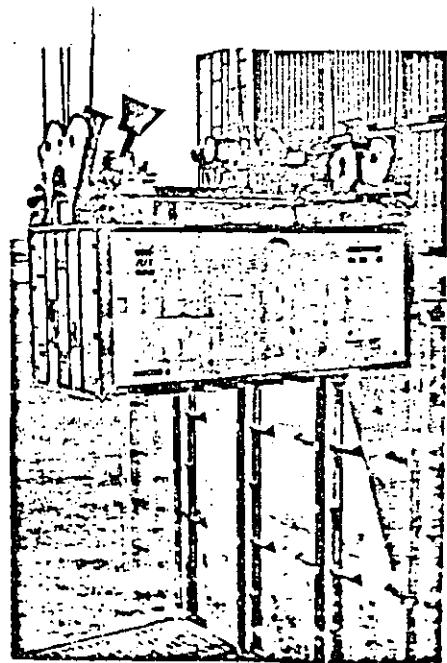


The MacSkid Cargo Sliding Frame (CSF) enables boxes to be stowed in the underdeck spaces of a general cargo vessel. Installations on 'tweendeck and tanktop are here envisaged for use with the series-built SD14 vessel design from Austin & Pickersgill





The MacSkid Cargo Sliding Frame (CSF) enables boxes to be stowed in the underdeck spaces of a general cargo vessel. Installations on 'twendeck and tanktop are here envisaged for use with the series-built SD14 vessel design from Austin & Pickersgill



P O R T A C O N T E N E D O R E S

<u>TONELAJE BRUTO DE REGISTRO (TBR)</u>	<u>DESPLAZA MIENTO (TONS)</u>	<u>ESLORA (m.)</u>	<u>MANGA (m.)</u>	<u>PUNTAL (m.)</u>	<u>CALADO (m.)</u>
16,240	19,636	187.0	26.0	15.5	10.5
17,184	16,977	208.8	23.8	14.3	9.2
21,057	20,400	196.0	27.6	16.6	10.5
23,600	23,650	212.5	30.0	16.3	10.5
40,000	26,100	242.0	32.2	19.6	10.5
51,500	28,900	245.0	32.2	24.0	11.0
54,500	33,600	252.0	32.2	24.4	11.0

TRANSBORDADORES: (FERRY, RO/RO)

Son barcos que permiten el transbordo de la carga por rodadura, por medio de rampas que cuentan las naves en proa, -- popa o en los costados, apoyadas en muelles y que permiten la circulación, simple o doble, de camiones del barco al -- atracadero o viceversa.

Las bodegas del barco cuentan con varios entrepuentes y rampas interiores para el acomodo de una mayor cantidad de carga ó vehiculos.

Cuando los transbordadores no cuentan con rampas, se instalaran adosadas a un atracadero destinado a este tipo de barcos. De este tipo de embarcaciones los hay mixtos; en -- cuanto prestan servicio de carga y pasaje.

Para la operación de transbordadores en diversos muelles --- existentes, se emplean rampas flotantes moviles, lo cual aumenta la productividad de instalaciones portuarias

En México, se presta el servicio de transbordador en cabotaje; entre topolobampo - La Paz, Guaymas - Santa Rosalia , - Mazatlan - La Paz, Puerto Vallarta - Cabo San Lucas, Puerto Juarez - Cozumel. Los transbordadores no cuentan con rampa -

y son de 1000/4000 TPB. La implantación de un sistema de transbordadores es una herramienta para el tráfico de cabotaje al permitir ahorros substanciales en el consumo de -- energía.

También son utilizados en tráfico de altura a distancias -- medias ya que es de mayor costo que los barcos de carga general, y trabajan con flete muerto por la mayor relación de vacíos en las bodegas.

TRANSBORDADORES (FERRYS)

<u>TONELAJE BRUTO DE REGISTRO (TBR)</u>	<u>ESLORA (m.)</u>	<u>MANGA (m.)</u>	<u>PUNTAL (m.)</u>	<u>CALADO (m.)</u>
50	20	6.0	2.3	2.0
100	25	7.5	2.7	2.5
200	35	9.0	3.2	2.6
300	42	10.0	3.5	3.0
500	50	11.5	3.9	3.2
1,000	64	13.0	4.4	3.4
2,000	85	16.0		4.2
3,000	110	19.0		5.0
4,000	125	20.5		5.6
5,000	130	22.0		6.0
6,000	150	23.0		7.4
7,000	160	24.0		7.8
8,000	185	25.0		7.9

BARCOS PASAJEROS:

Estos barcos los hay hasta de 80000 TRB, los calados, descargado y cargado tienen una pequeña variación dado que la carga esta representado por el peso de los pasajeros y el avituayamiento y rige fundamentalmente el peso de los camarotes y servicios de los pasajeros.

En México arriban cruceros turísticos de hasta 30000 Tons. de desplazamiento con 9.0 m. de calado. Sus arribos son por temporadas, cuando en sus países de origen no operan, arriban a puertos nacionales como ejemplo en invierno no operan en E.U., y los navieros organizan viajes turísticos en México.

BARCOS PARA PERECEDEROS:

Cuentan con bodegas con temperatura controlada y la carga-descarga de los productos se realiza a través de portones o puertas localizadas en los costados, ó con escotillas en la cubierta principal.

Los barcos de este tipo que arriban a los puertos nacionales son del orden de 6/8000 tons. de desplazamiento.

B A R C O S D E P A S A J E

<u>TONELAJE BRUTO DE REGISTRO (TBR)</u>	<u>DESPLAZA MIENTO (TONS)</u>	<u>ESLORA (m.)</u>	<u>MANGA (m.)</u>	<u>PUNTAL (m.)</u>	<u>CALADO (m.)</u>
500	500	50.0	8.2	4.5	4.0
1,000	1,000	65.0	10.0	5.3	4.5
2,000	2,000	82.0	12.0	6.4	5.2
3,000	3,000	95.0	13.5	7.3	5.7
4,000	4,000	105.0	14.8	8.0	6.3
5,000	5,000	113.0	15.8	8.8	6.8
6,000	6,000	121.0	16.7	9.5	7.2
7,000	7,000	127.0	17.7	10.2	7.6
8,000	8,000	135.0	18.2	10.8	8.0
10,000	10,000	145.0	19.2	12.0	8.5
15,000	15,000	165.0	21.5	13.0	8.8
20,000	20,000	180.0	23.0	13.8	9.0
30,000	30,000	210.00	26.5	15.5	9.5
50,000	50,000	245.0	30.5	18.0	10.5
80,000	80,000	290.0	36.0	21.0	11.7

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.

Para profundidades del orden de los 6 m. en puertos fluviales, operan barcazas de 10/25000 TPM auto-descargables o sin equipo abordo, 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

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 decada; 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 70/80000- 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.

Evolución de la Flota Mundial de Graneles Líquidos.

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

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.

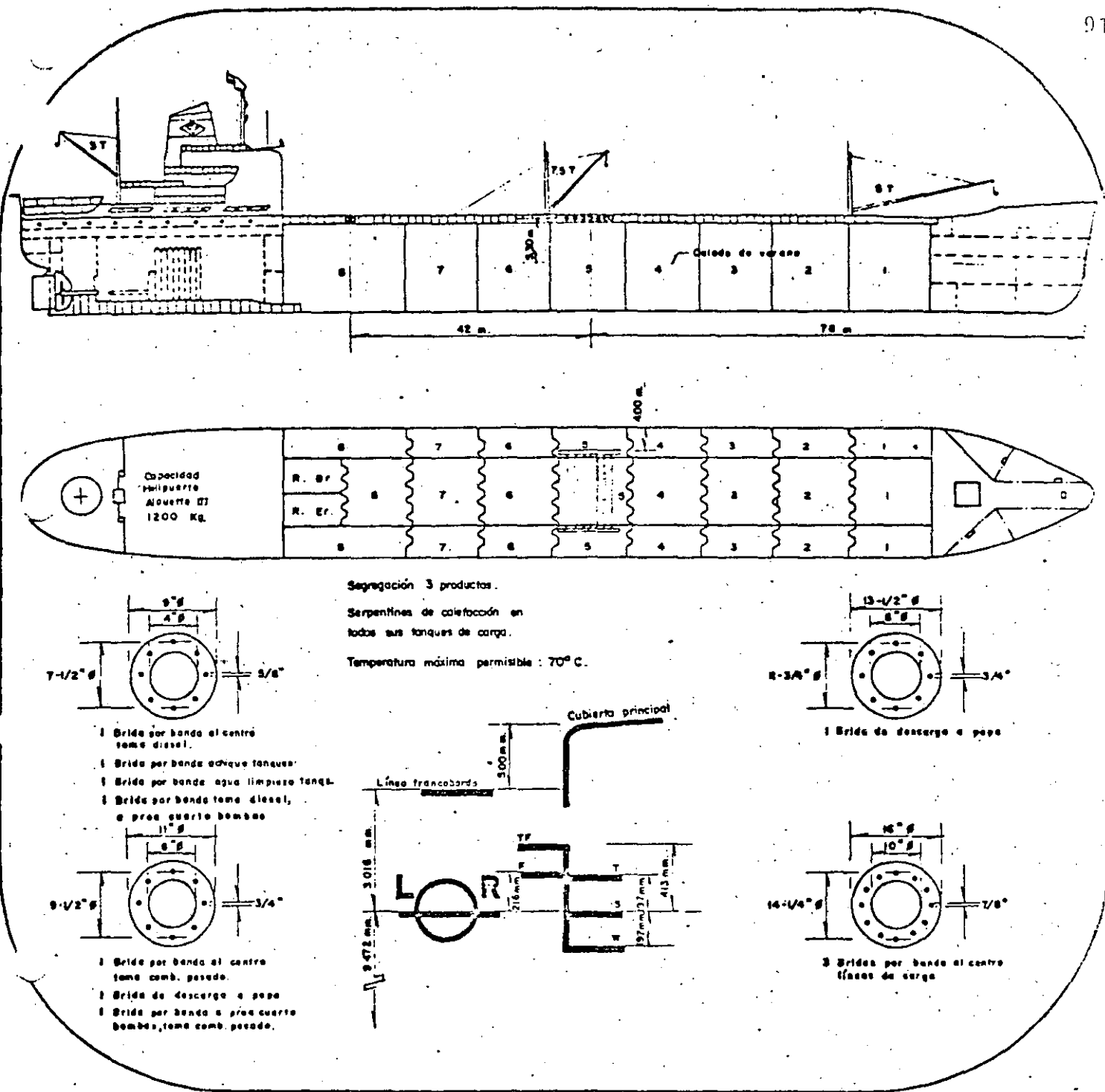
La flota mundial de tanques y barcos especializados para el transporte de gas licuado y productos químicos es como sigue:

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.



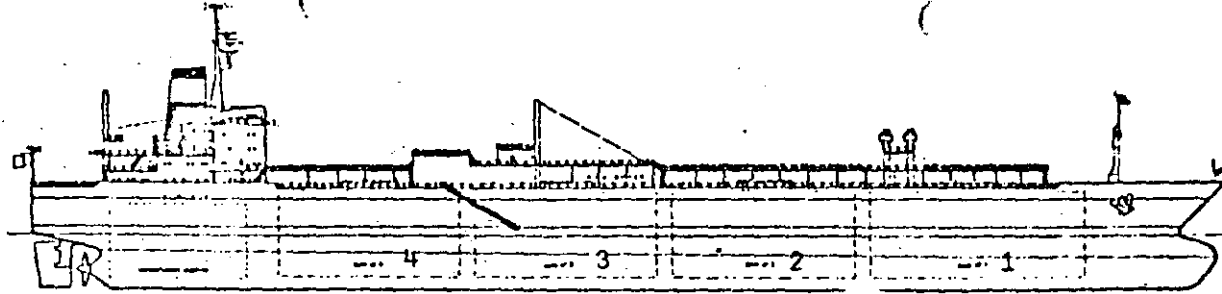
Segregación 3 productos.
Serpentinas de calefacción en todos sus tanques de carga.
Temperatura máxima permisible : 70° C.

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 "
PUNTA:	12.95 m.	=	42'4 ⁷ / ₁₆ "
CALADO DE VERANO:	9.47 m.	=	31'1"

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



DIRECCION GENERAL: El barco esta 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, propileno, 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

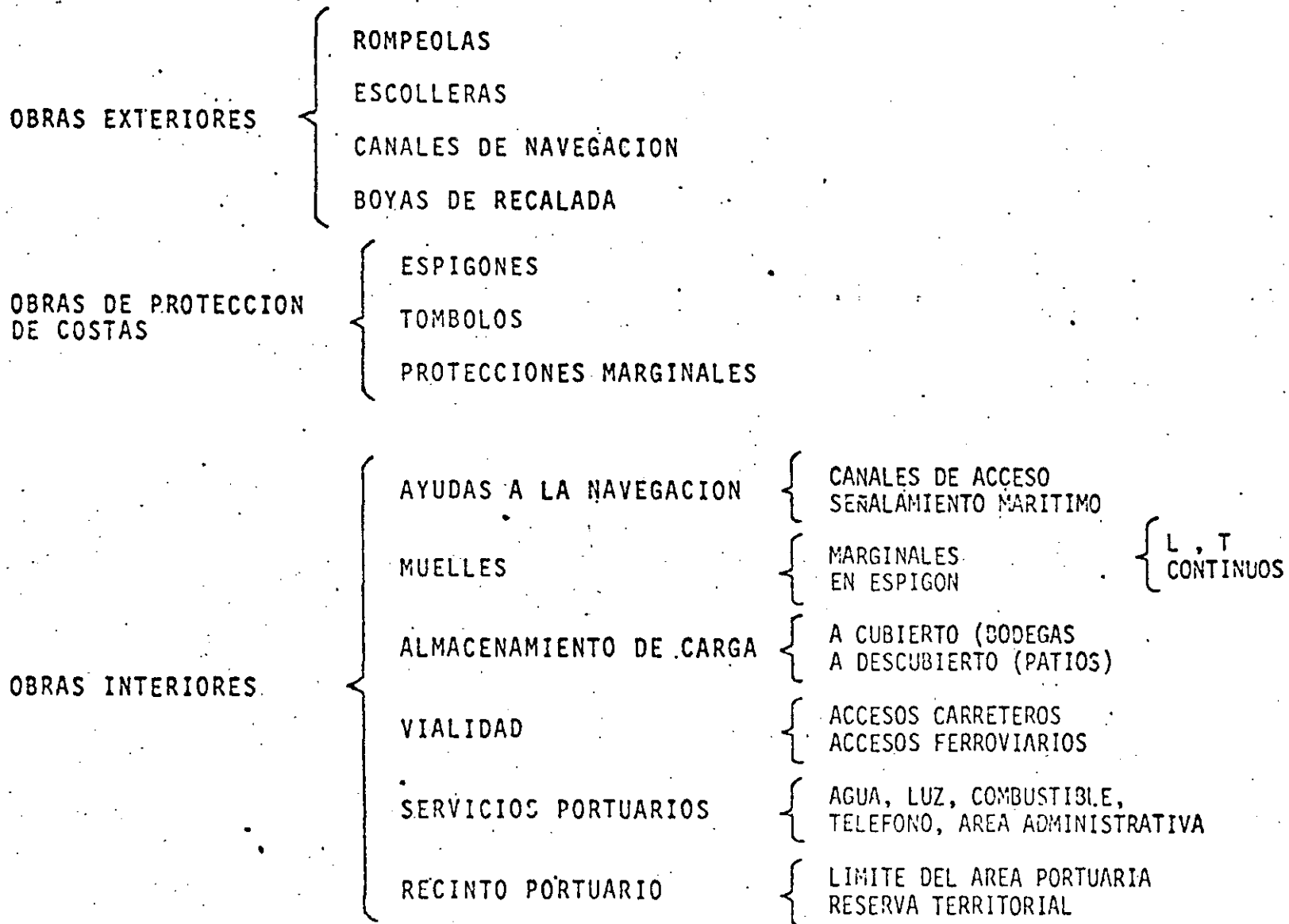
<u>PESO MUERTO (TON)</u>	<u>DESPLAZA MIENTO (TONS)</u>	<u>ESLORA (m.)</u>	<u>MANGA (m.)</u>	<u>PUNTAL (m.)</u>	<u>CALADO (m.)</u>
5,000	6,667	103	15.1	7.8	6.5
6,000	8,000	110	16.0	8.2	6.9
7,000	9,331	116	16.8	8.7	7.2
8,000	10,667	126	15.7	9.0	7.4
10,000	13,333	140	17.2	9.8	7.9
12,000	16,000	150	18.4	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

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

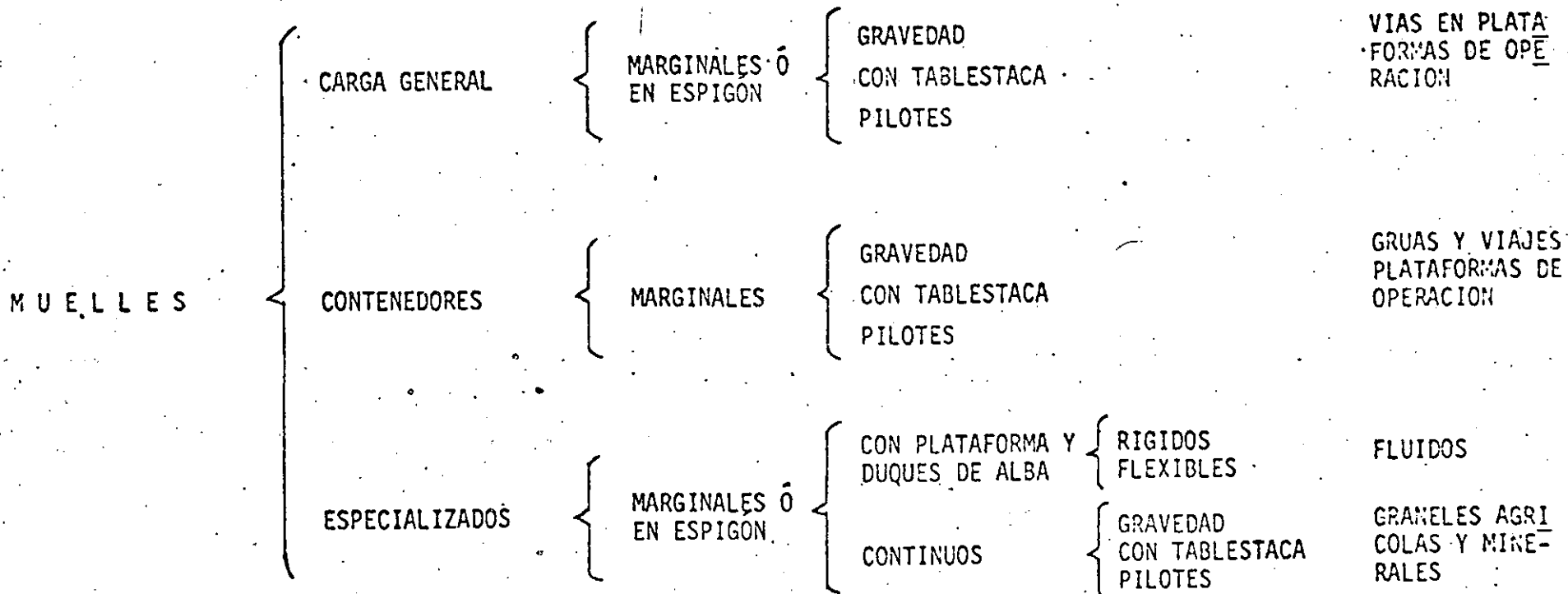
$$\frac{D}{PM} = 1.3$$

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

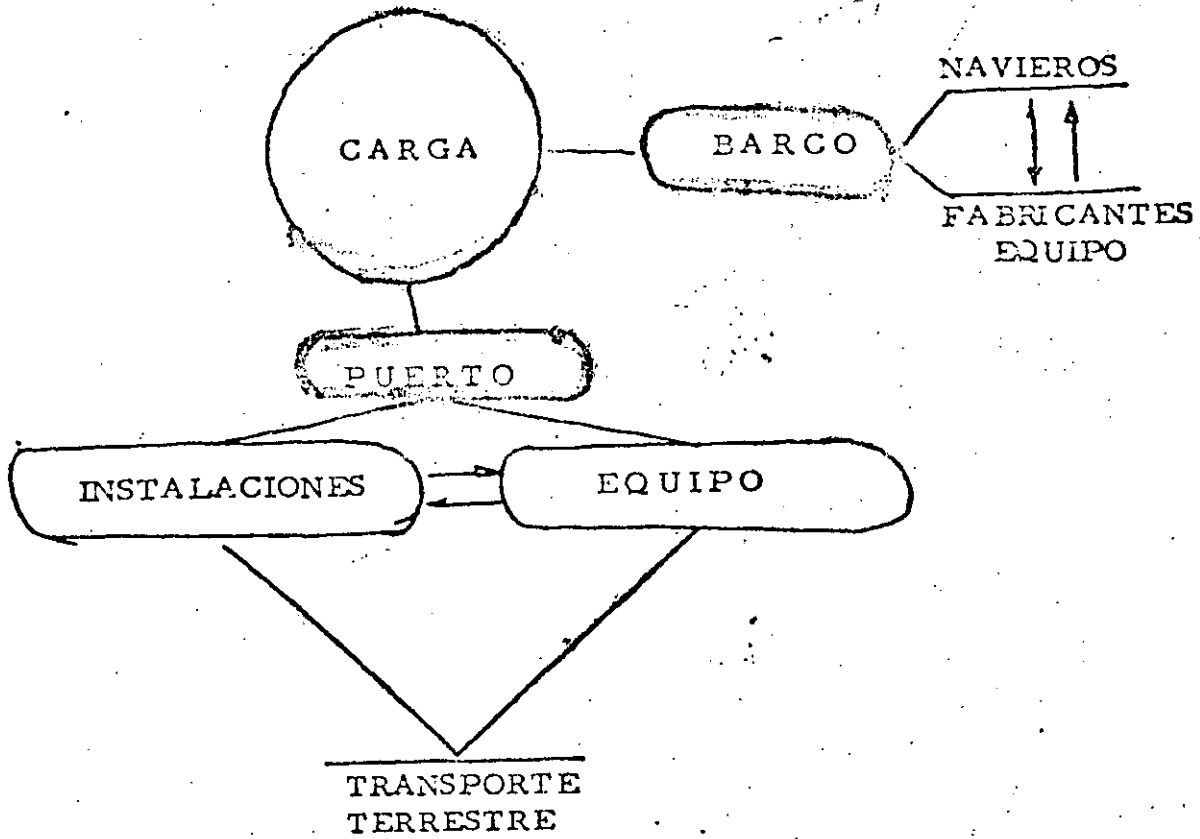
CLASIFICACION DE OBRAS PORTUARIAS



CLASIFICACION DE MUELLES



EL TIPO DE CARGA Y LOS SISTEMAS DE TRANSPORTE



DIMENSIONAMIENTO PORTUARIO.

El dimensionamiento en este campo está ligado a: áreas de agua adecuadas para las operaciones de carga/descarga de barcos, áreas en tierra como apoyo al tráfico de barcos y mercancías, profundidades en canales de navegación y darsenas de ciaboga y operación y áreas de reserva, tanto de agua como de terreno para las ampliaciones que requiera el desarrollo del puerto.

Las teorías de dimensionamiento las podemos aplicar en la ampliación de puertos existentes o en el proyecto de nuevos puertos. Cabe destacar que sierta información, como información meteorológica y agitación del mar de los puertos existentes localizados en la vecindad de los nuevos proyectos, deben tomarse en cuenta como parte de la recopilación de información básica.

De lo anterior podemos inferir que el dimensionamiento básicamente se tendrá que realizar plasmando en planta la información de los estudios económicos y de macro-planeación que nos proporciona información sobre tráfico esperado, por tipos de barco y carga en el caso de puertos de nueva cración y proyecciones de tráfico y carga en los existentes. En elevación se hace intervenir las profundidades en canales y darsenas de acuerdo a los tipos de barcos, la elevación de las plataformas de operación de los muelles, los drenajes -

pluviales y la vialidad principalmente la ferroviaria.

El dimensionamiento de conjunto hace intervenir el tráfico y tipo de embarcaciones y la localización del puerto. Para la determinación de las áreas de agua intervienen tres elementos: el abrigo, la maniobra de embarcaciones y las profundidades.

El abrigo y la bocana son elementos contrapuestos, mientras más estrecha es la bocana y la localicemos inclinada respecto al oleaje conseguiremos mayor abrigo, pero será más difícil la ruta de entrada de las embarcaciones.

Estas dos variables tendrán condiciones mínimas para satisfacer tanto el abrigo como la seguridad en la ruta de entrada de embarcaciones desde el punto de vista económico.

Las profundidades necesarias para los diversos barcos, requieren de áreas artificiales para la formación de darsenas que tendrán que enlazarse con las profundidades naturales, mediante canales artificiales, compatibles con la ruta de entrada.

Las alturas máximas de ola, en el vaso portuario para la operación continua de las diversas embarcaciones estará en función de su tamaño.

Para pesqueros del tipo escameros, camaroneros y atuneros...	0.30 m.
Yates y embarcaciones de placer...	0.30 m.
Barfos de carga general, ó grene- leros y/o tanques...	
hasta de 2000 T.P.M.	0.50 m.
de 2000 a 8000 T.P.M.	0.70 m.
de 8000 ó mayores	1.00 m.

En la darsena de ciabogo se pueden admitir oleajes de hasta 1.50 m.

Para el estudio de agitación, se hace intervenir el regimen de oleaje, que liga cada altura de ola con su probabilidad de ocurrencia. Este régimen de oleaje en una dirección determinada definirá en aguas profundas, el porcentaje de tiempo al año en el que el oleaje será superior a un sierto valor de altura de ola, por medio de los planos de olas (refrac--ción y difracción), obtendremos las alturas del oleaje en las diversas áreas de aguas interiores, que pretendemos abrigar.

Este estudio deberá comprobarse por medio de un modelo hidráulico, sobre todo en zonas con batimetría irregular, canales de navegación profundos, parámetros de gran pendiente que --propicien reflexiones, etc.. Asimismo es necesario estudiar el modelo la maniobrabilidad, sobre todo de barcos mayores de 50,000 T.P.M.

Otra de las variables que intervienen en el proyecto, son -- las condiciones físicas del fondo marino y de las áreas en tierra para desplantar las obras e instalaciones portuarias. En algunos casos es más económico la relocalización del -- puerto ó modificar la disposición de las áreas en tierra -- para obtener las mejores condiciones del suelo, tanto para la cimentación de instalaciones como el aprovechamiento del producto de dragado en rellenar áreas portuarias.

Ancho de la Bocana:

Quando hablamos de ancho no referimos al canal de acceso del puerto. A esta distancia tenemos que agregar bermas de seguridad a ambos lados del canal y por último los morros de los rompeolas.

Las técnicas europeas recomiendan 5 mangas del barco tipo -- para una circulación de barcos en el acceso; 8 mangas del -- barco tipo para doble circulación (7 mangas equivalen aproximadamente a una eslora).

Los técnicos Japoneses recomiendan:

10,000 T.R.B.	200-300 m.
Tamaño medio	150 m.
100 T.R.B.	50- 80 m.

Para puertos marítimos artificiales, en donde los recorridos son relativamente cortos, pensamos que deba adoptarse una -- eslora del barco tipo afectada por un coeficiente de 0.8 que dependerá del número y tamaño de barcos de mayor eslora y de las condiciones del mar en la bocana. De cualquier manera, -- para fijar el ancho del canal deberá tomarse en cuenta la co rriente a lo largo de la costa, la cual será menor a 2 nudos para la maniobra de entrada.

Profundidades en la Bocana del Puerto.

La profundidad estará referida al nivel de bajamar media en el Golfo de México y al nivel de bajamar media inferior en el Océano Pacífico, lo cual nos permite contar con una mayor -- profundidad, la entrada se realiza en marea alta.

La profundidad será la suma de los siguientes factores:

- 1.- Calado máximo a plena carga del barco tipo.
- 2.- Un medio de la altura de ola en altamar próximo a la -- bocana (la entrada y salida de embarcaciones se lleva a cabo con oleajes máximos de 3 m.)
- 3.- Asentamiento de la popa del barco por efecto de la velo cidad (la velocidad del barco a la entrada es del orden de 5 a 6 nudos, lo cual provoca un hundimiento de la po pa de hasta 1/1000 de la eslora)
- 4.- Naturaleza del fondo marino.- para fondo rocoso se toman 0.90 m. como resguardo de seguridad para fondo arenoso ó limoso 0.3 m.

Para la navegación en canales interiores debemos tomar en -- cuenta la densidad del agua dulce la cual aumenta el calado en aproximadamente 3%.

Los canales de acceso de navegación, de preferencia deberán ser rectos. Los de acceso tenderan a ser normales a la costa ó paralelos a la dirección predominante de los temporales.

Los canales de navegación interiores cuando sea necesario un cambio de dirección.

La curva entre dos tangentes no será mayor de 30° lo que -- equivale a un radio $5E$, lo recomendable, por seguridad para barcos mayores de 30,000 TPM es $R = 10E$. El ancho de plantilla en las curvas del canal se aumentara 30% respecto a la parte recta.

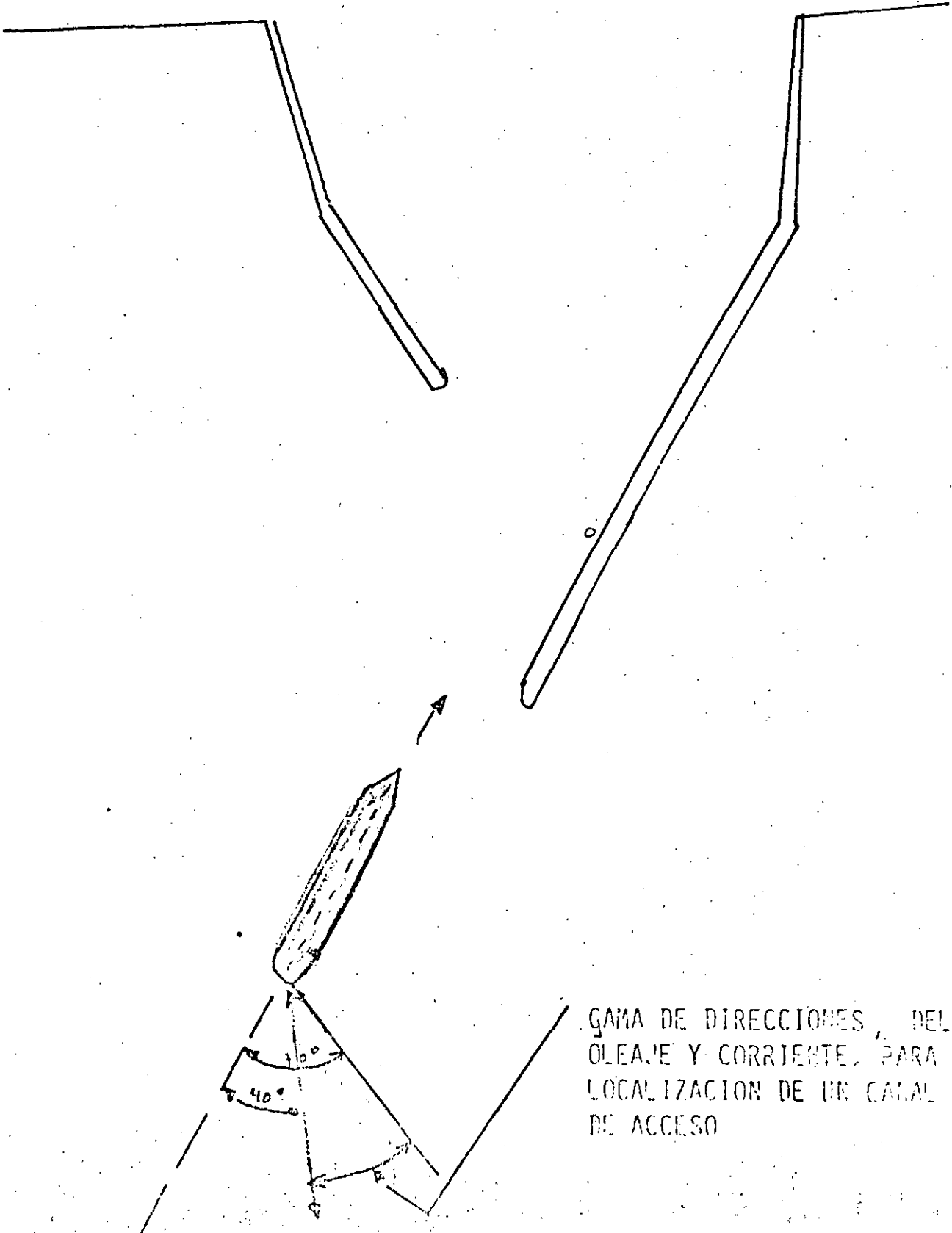
Distancia de frenado: Dado que la embarcación a la entrada cruza la bocana a 5 ó 6 nudos de velocidad, la distancia de frenado es del orden de las $5E$ contadas a partir de que la popa del barco está en zona protegida por los rompeolas.

Darsena de ciaboga: La operación de cambio de dirección de una embarcación (180°) se denomina ciaboga. El área requerida para esta operación dependerá del modo en que se realice, es decir con sus propios medios con sus maquinas y anclas, ó con ayuda de remolcadores y las maquinas del barco.

Para el primer caso ó sea con sus medios se requieren 3E -- empleando las maquinas de barco, con la ayuda de remolcadores 2E.

Para áreas restringidas, se puede dimensionar los diametros de la darsena de ciaboga seria: con maquinas del barco 2E.- en caso de viento y corriente se utiliza ancla con remolcador, 1.5.- en caso de viento y corriente se utiliza ancla.

Darsena de operación: Entre la darsena de ciaboga y/o canales de navegación en donde hay tráfico de embarcaciones, y los muelles se localiza la darsena de operación. Esta darsena tendrá un ancho de $1/2 E$ y un largo de $E+M$.



GAMA DE DIRECCIONES DEL
OLEAJE Y CORRIENTE PARA
LOCALIZACION DE UN CANAL
DE ACCESO

CANALES DE ACCESO

DOBLE CIRCULACION

8 MANGAS

UNA CIRCULACION

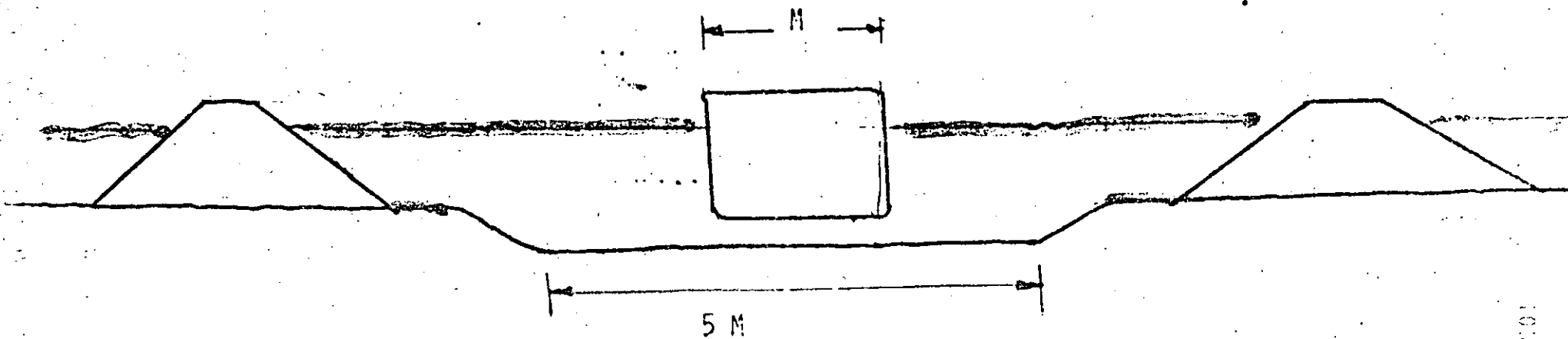
5

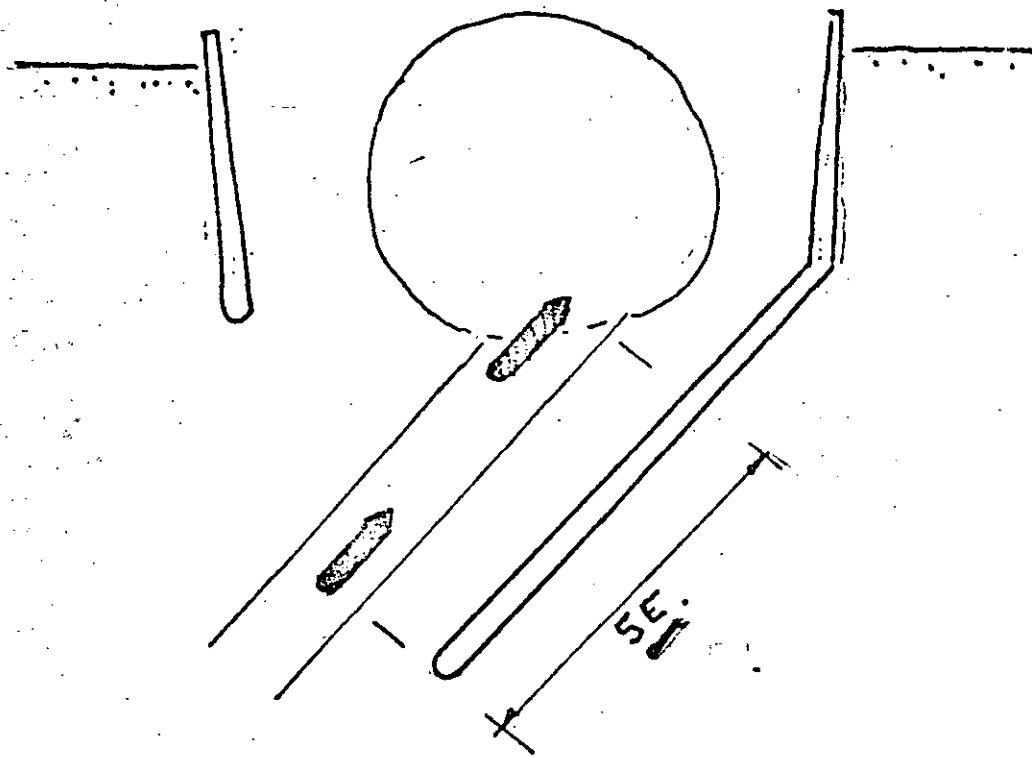
CORRIENTES

< 2 - 3 NUDOS

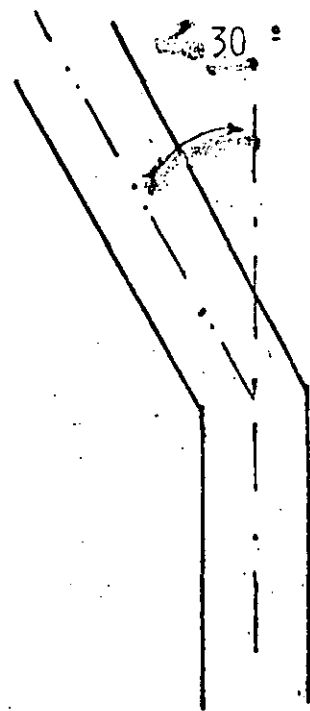
VIENTOS TRANSVERSALES

< 35 - 55 KM/HORA





DISTANCIA DE FRENADO DE
EMBARCACIONES



CAMBIO DE DIRECCION EN CANALES DE
NAVEGACION INTERIORES

DIMENSIONES DE DARSEMAS DE CIABOJA

CONDICIONES NORMALES

(DIAMETRO DARSENA)

CON SUS PROPIAS
MAQUINAS

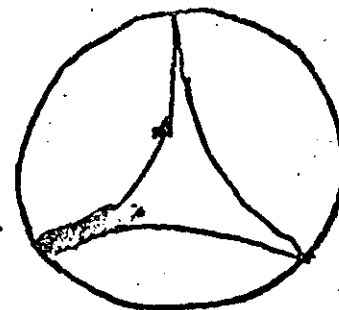
3 E

CON AYUDA DE UN
REMOLCADOR

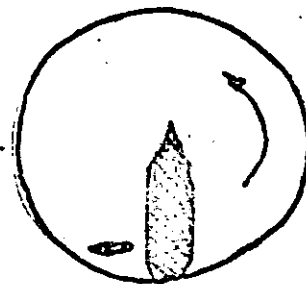
2 E

CON AYUDA DE DOS
REMOLCADORES

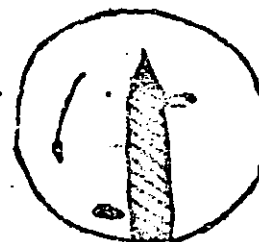
1.5 E



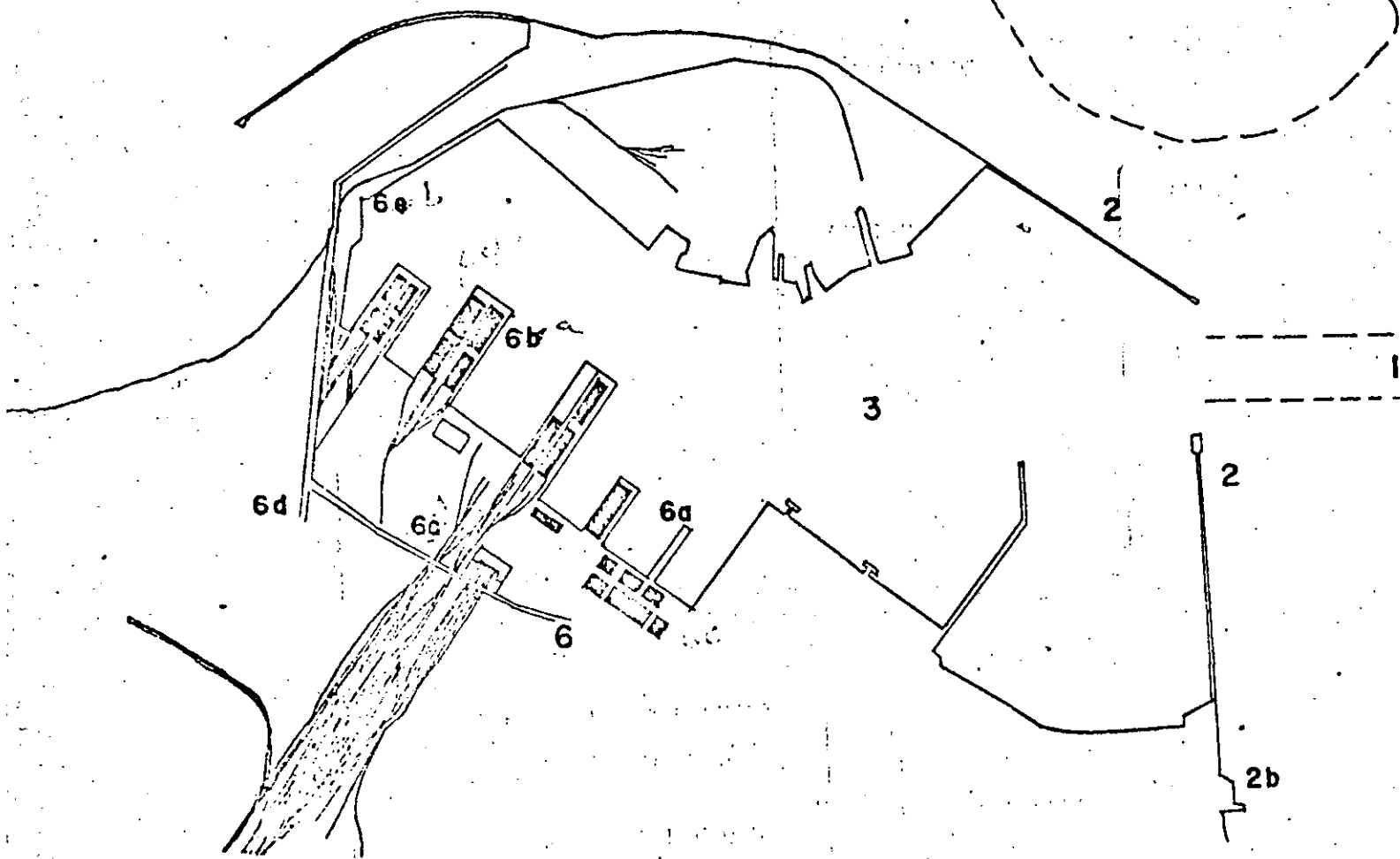
3 E



2 E



1.5 E

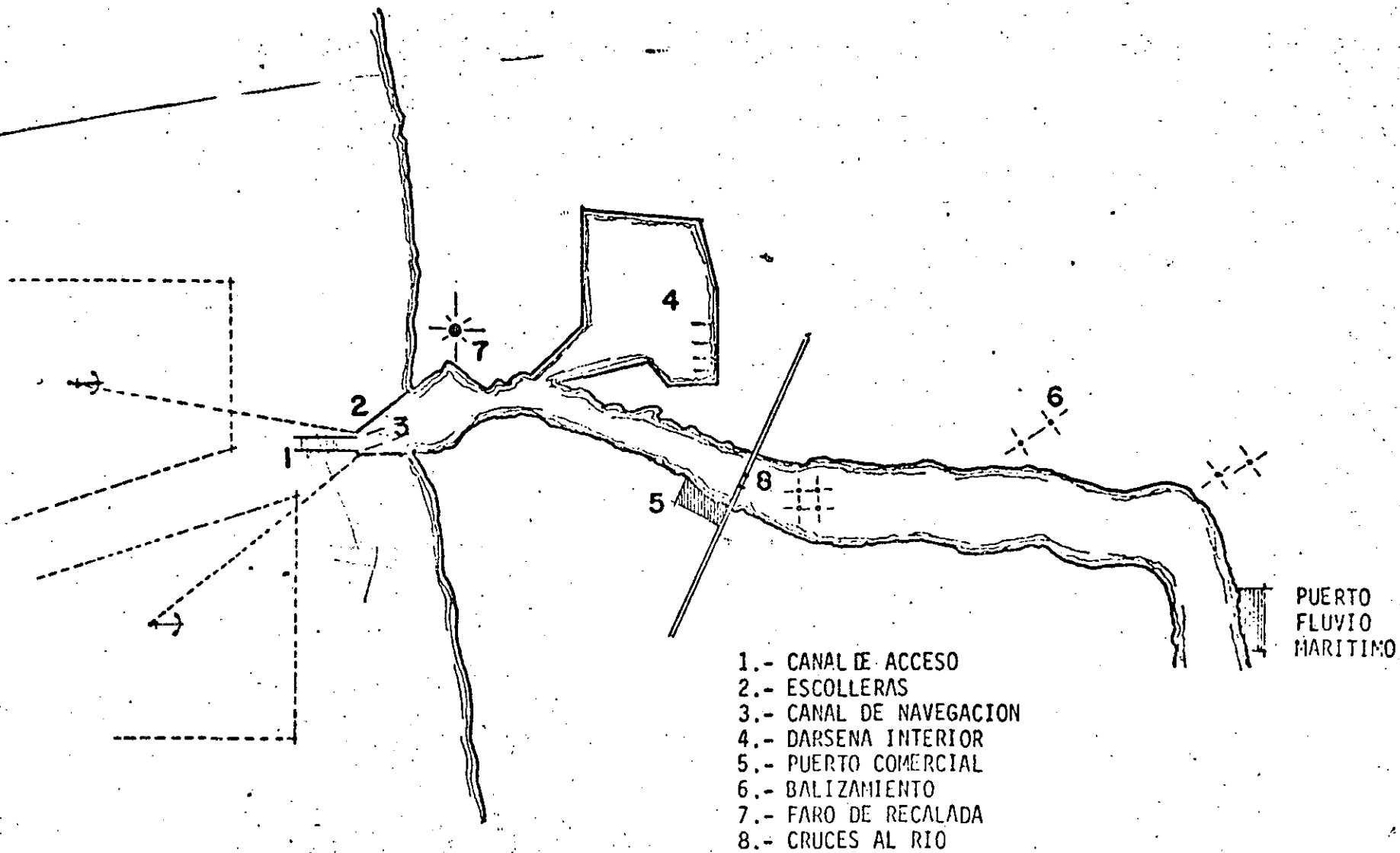


- 2.- OBRAS DE PROTECCION Y ABRIGO (ROMPEOLAS).
- 3.- DARSENA.
- 4.- FARO DE RECALADA.
- 5.- FONDEADEROS.
- 6.- OBRAS INTERIORES.

- 6a. MUELLE ESPIGON
- 6b. MUELLE MARGINAL
- 6c. BODEGÁ.
- 6d. ACCESOS FERROVIARIOS Y CARRETEROS.
- 6e. BODEGA DE REPARACIONES NAVALES

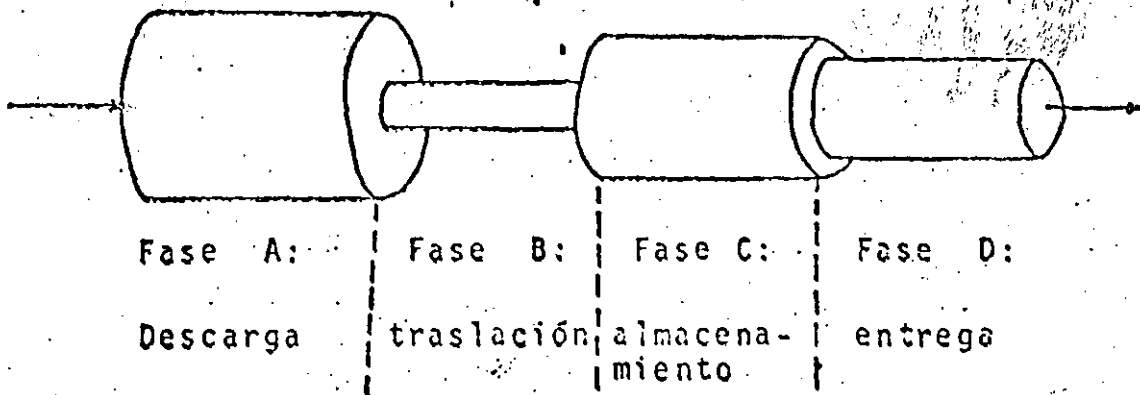
PUERTO MARITIMO
(artificial)

PUERTOS FLUVIALES Y FLUVIO MARITIMOS



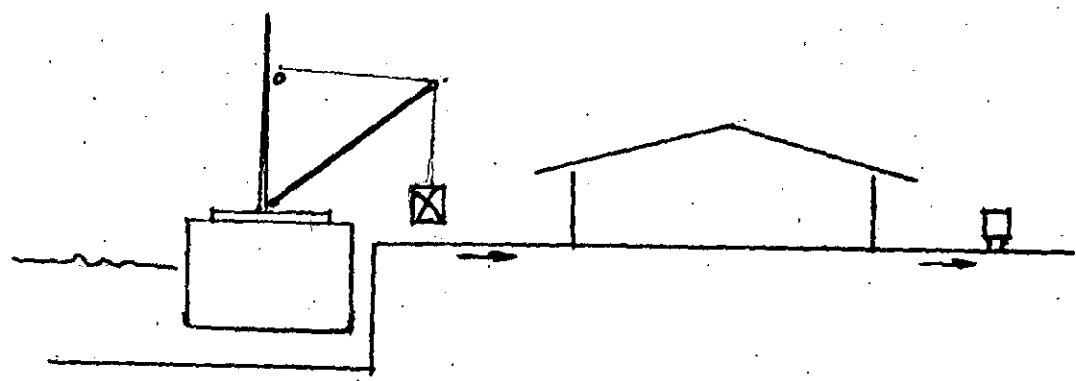
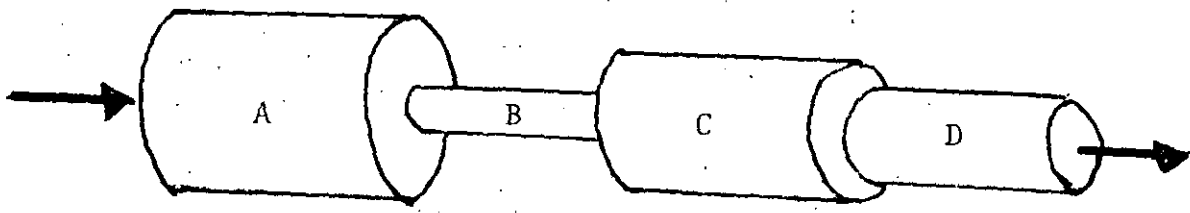
LAS OPERACIONES EN EL PUERTO.

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:

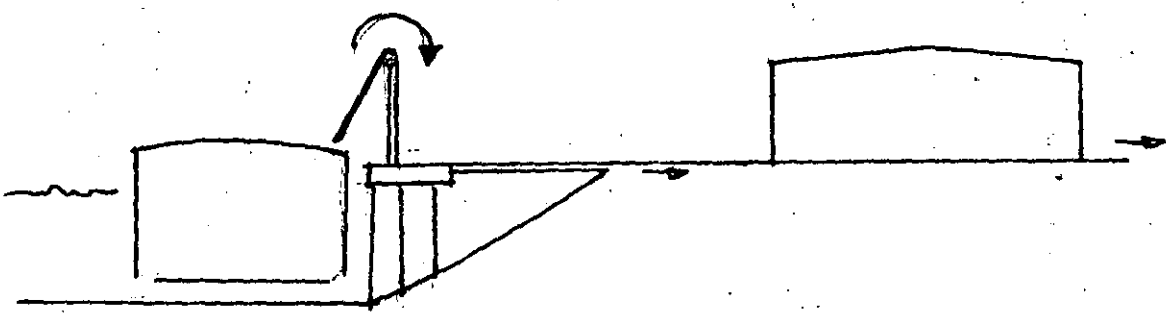


Así se representa una de las distintas vías que puede seguir las mercancías de importación al pasar por un -- puesto de atraque. Cada una de las cuatro fases tendrá una determinada capacidad de manipulación que será distinta de las capacidades de las demás. La situación es parecida a la de un líquido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

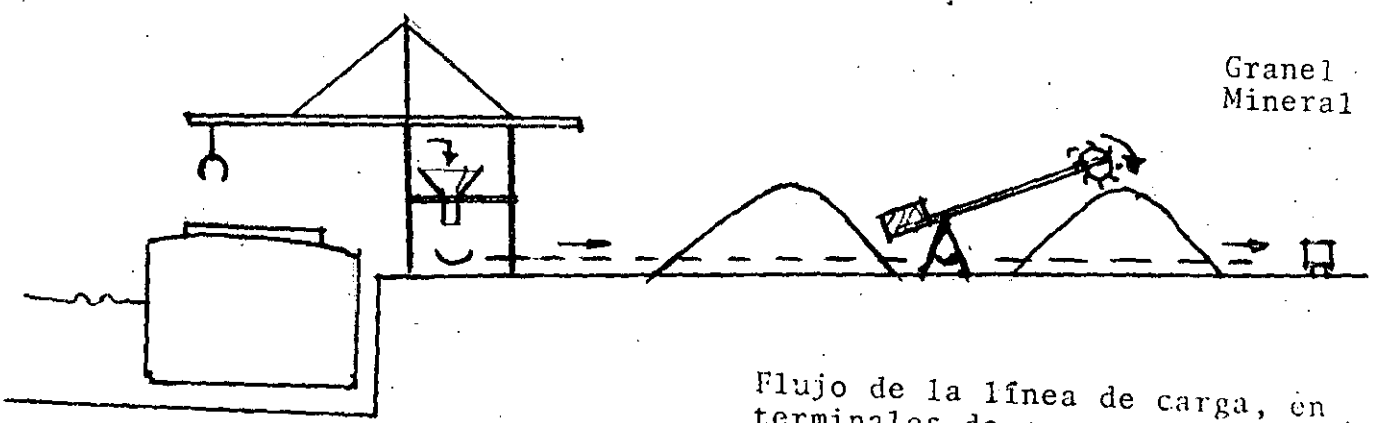
FLUJO { En altura .-. Importación
 En cabotaje.- Entradas



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 termino "Estrangulamiento". La capacidad el conjunto ira 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 exigira un aumento simultaneo de la capacidad de las fases B y D.

La linea de flujo de carga se podra observar en la Fig. No. , en la cual 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 mas 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, entre el frente de agua y la bodega de tránsito, a este espacio, se le denomina plataforma de trabajo, que debe tener suficiente ancho para alojar dos vías de ferrocarril y espacio para el tránsito de camiones, debido al gran porcentaje de carga que es manipulada 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 sería demasiado larga requiriéndose un mayor número de equipo portuario de traslación de carga. La longitud del muelle para cada puesto de atraque, así como la profundidad de agua será determinada por el tamaño y calado de los buques que arriben al puerto. La tendencia al crecimiento en tamaño de barcos de carga general es menor que los graneles y los Buque-tanques, al respecto tal parece que se llegó al buque de características óptimas, que requiere una profundidad de agua del orden de los 10 Mts.; previniendo en el diseño de los muelles una posible profundización a 12 Mts. para tomar en cuenta futuras necesidades. La eslora media se considera de 160 Mts. por lo que la longitud del atracadero sería de 180 Mts. permitiendo con esto dejar 10 Mts. a cada lado del barco como margen de seguridad entre naves y para la sujeción de los cabos al muelle.

La productividad por atracadero depende del tipo y volumen de carga, para carga general fraccionada se con siderará del orden de las 480 Ton/día/barco. Para grane les 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 producti vidad estará en función de los volúmenes de carga de cada producto, considerando un promedio aproximadamen te 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 meteoroló gicos. 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 indis pensable efectuar un estudio de los rendimientos en la terminal de carga general, ya que antes de progra mar ampliaciones es necesario verificar que los rendi mientos en las maniobras de alijo sean las más conve nientes, ya sea aumentando la productividad, el núme ro de días laborales y los turnos de trabajo. Este as pecto se podrá observar en la Fig. No. 14 que muestra la relación entre la productividad expresada en tone ladas-hora-gancho, el número de atracaderos y en núme ro 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.

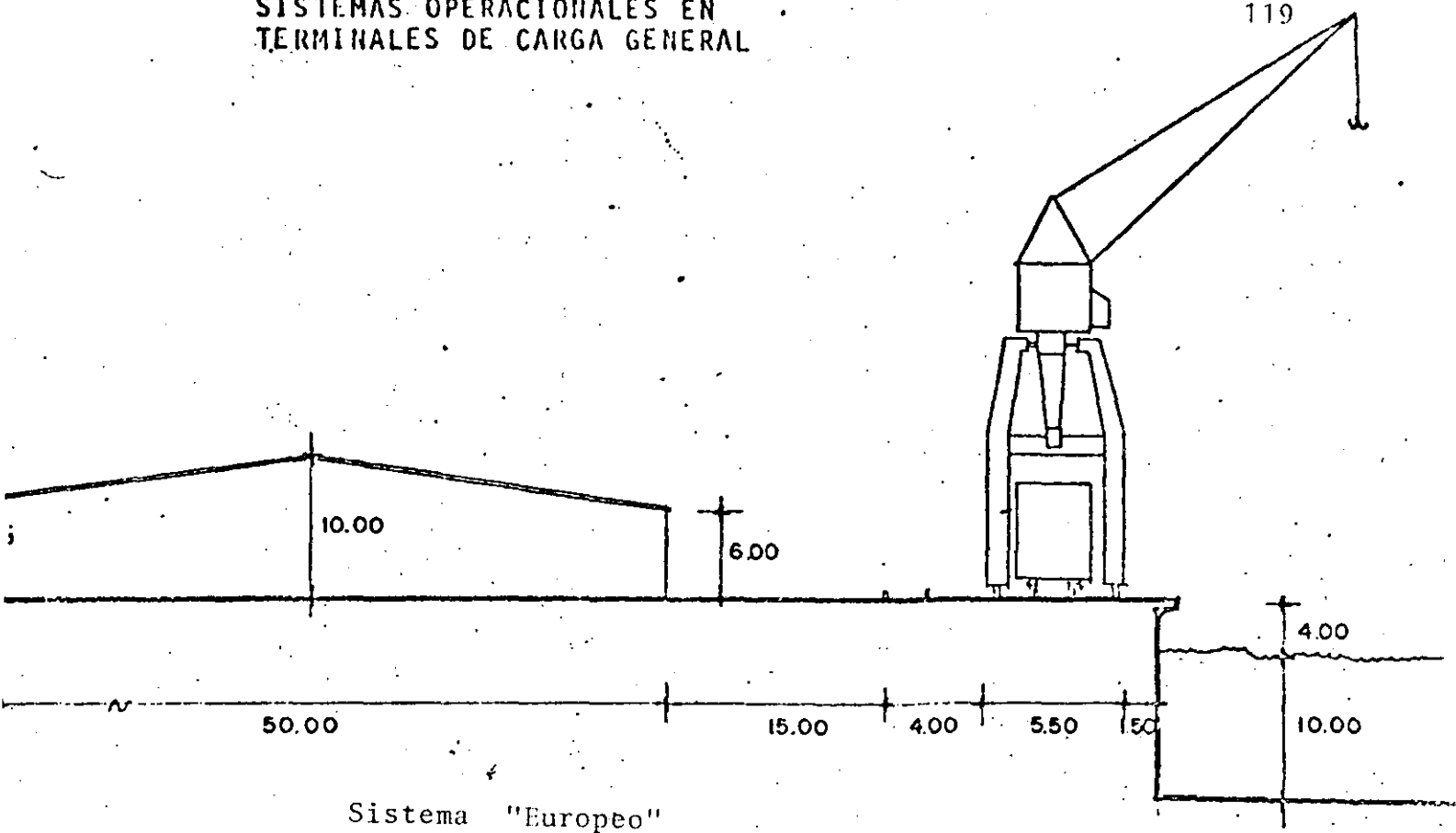
La iluminación diurna y nocturna es importante, para permitir el trabajo todo el día. Para la luz diurna se recomienda colocar lucernarios cuya superficie sea un mínimo de 7% del área total.

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.

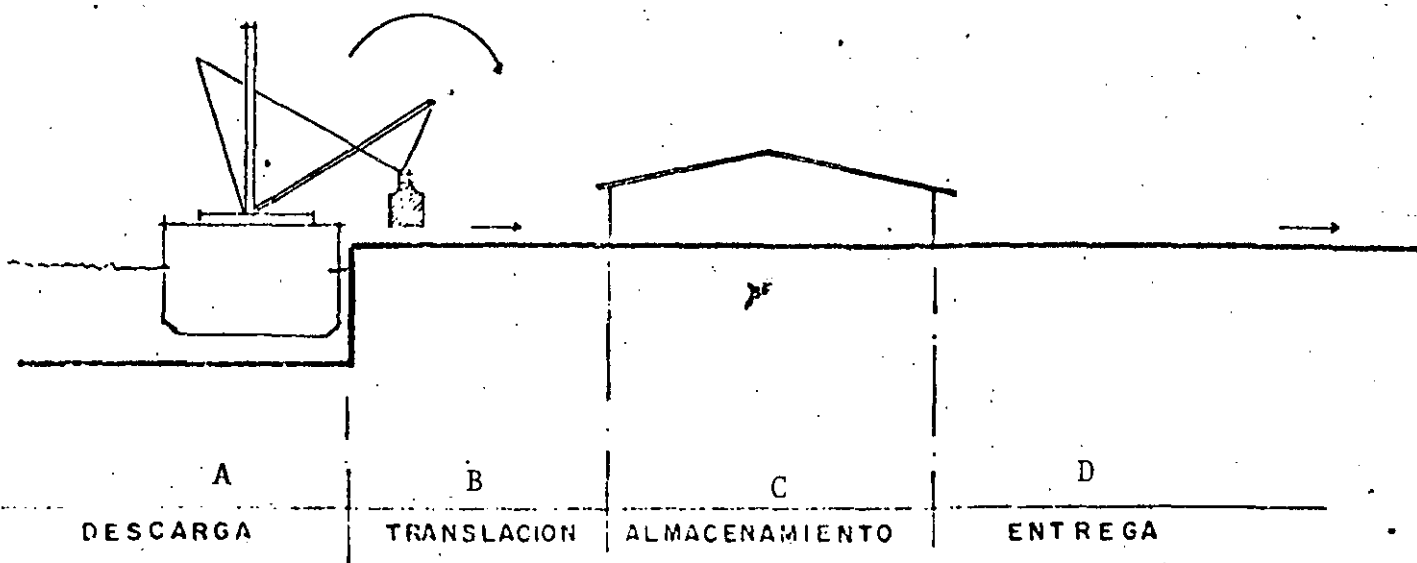
La fase "D", ó sea la entrega, se relaciona con los accesos para el transporte terrestre y deben ser planeados para un movimiento sin obstrucción de los vehículos que llegan y salen, ya sea vacíos o cargados, sin interferencia para las operaciones de manejo de carga y sin intersecciones con los patios 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.



Sistema "Europeo"



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

ESPACIO PARA ZONA ADMINISTRATIVA

27

ALMACENAMIENTO ESTACIONARIO { CUBIERTO
DESCUBIERTO

BODEGA DE
TRANSITO

BODEGA DE
TRANSITO

BODEGA DE
TRANSITO

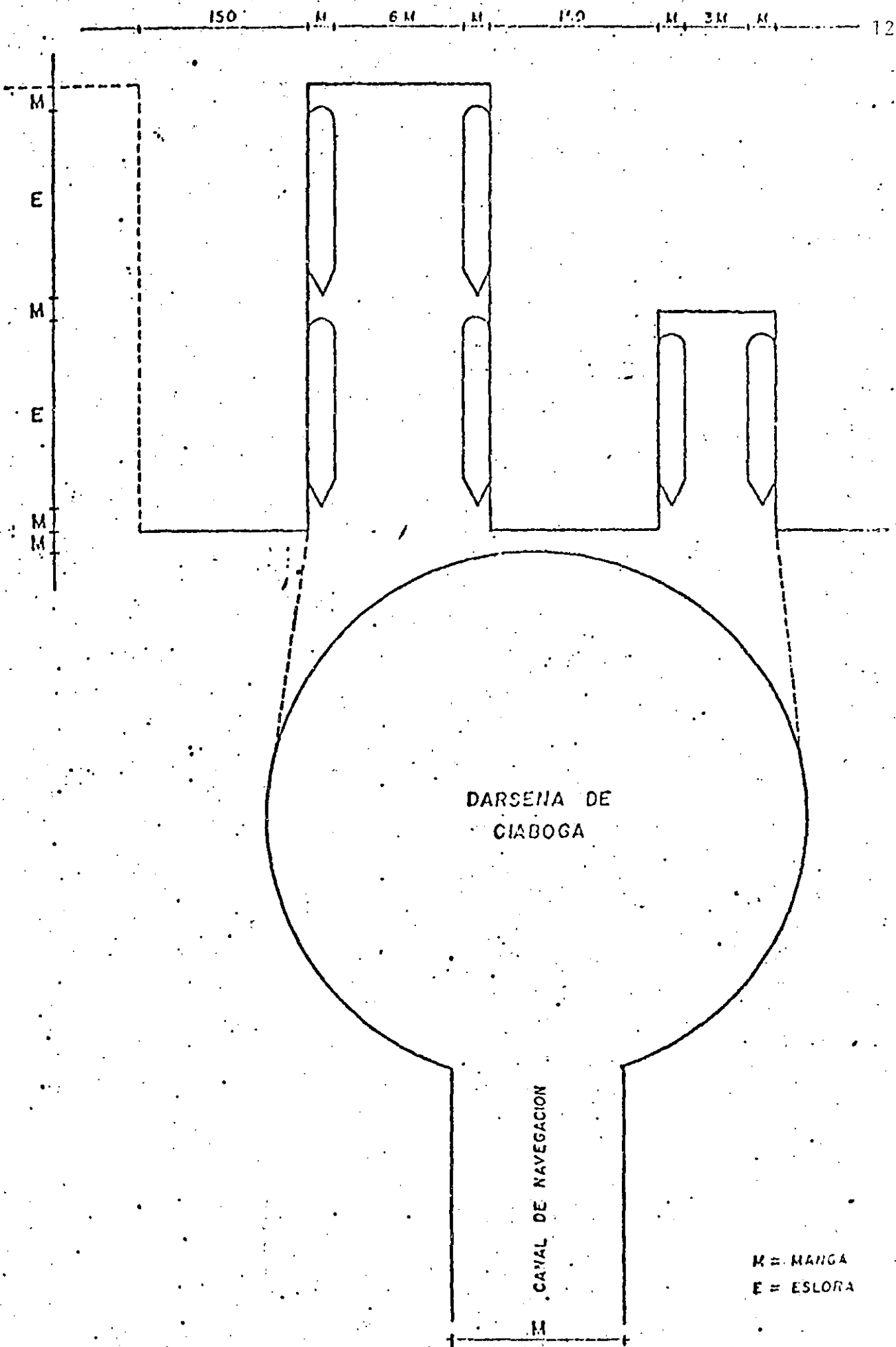
BODEGA DE
TRANSITO

CANAL DE
NAVEGACION

A LA BOCA

DARSENA DE
CIABOGA

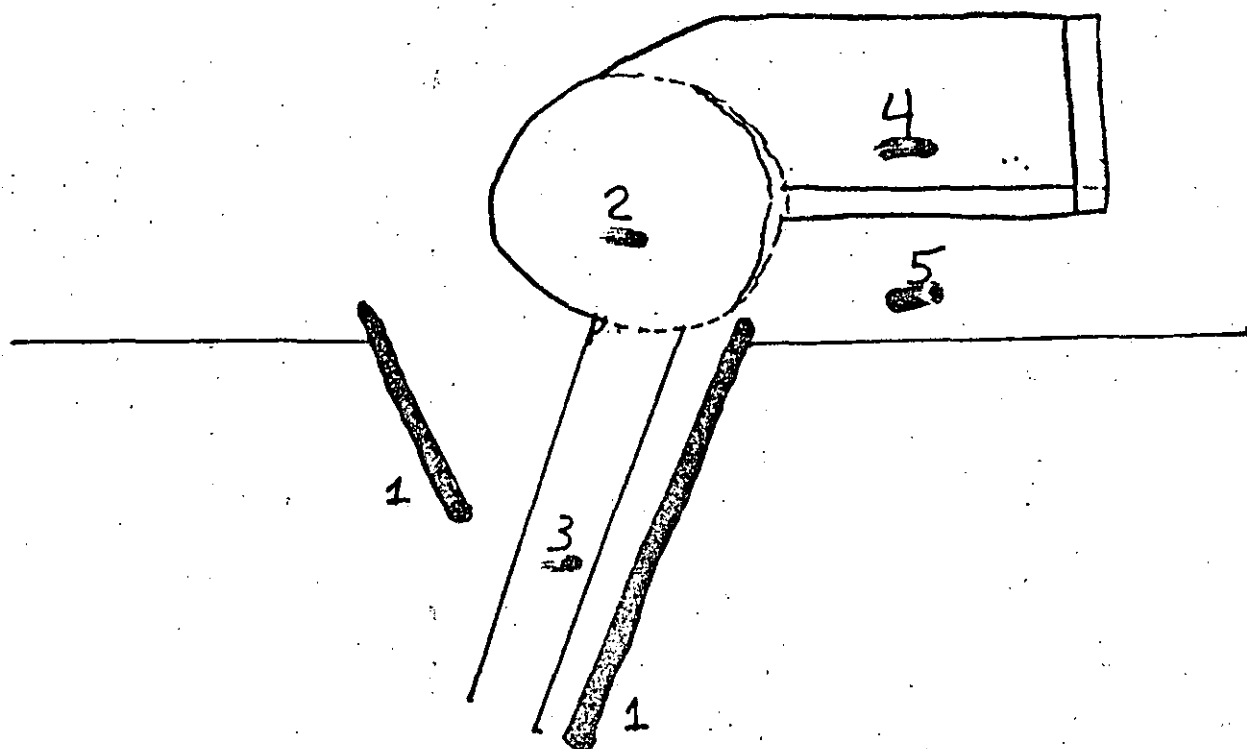
DISPOSICION DE INSTALACIONES EN
MUELLES MARGINALES.



DARSENA DE
CIABOGA

CAYAL DE NAVEGACION

M = MANGA
E = ESLORA



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 M³ x \$ 250/M³ = 1,875 M

3.- CANAL ACCESO: 250 M PLANTILLA

7000,000 M³ , \$ 300/M³ = 2,100 M

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

3,000,000 M³ , x \$ 250/M³ = 750 M

TERMINAL CARGA GRAL. \$ 1300

DIMENSIONAMIENTO DE UNA TERMINAL PARA
MANEJO DE CARGA GENERAL FRACCIONADA

Las Naciones Unidas a través de UNCTAD a editado un manual "Desarrollo Portuario" el cuál cuenta con datos básicos para el dimensionamiento.

Dicho manual recopila datos de la actividad de un sin número de puertos del mundo y proporcionando datos básicos para la elaboración de anteproyectos, los cuales se deberán ajustar a las condiciones locales de la instalación que se pretende proyectar.

Empleando las graficas de planificación de la publicación antes mencionada, se podrá obtener el número de atracaderos necesarios para un determinado volumen esperado de carga, tomando en cuenta los rendimiento en el manejo de carga en las embarcaciones.

El manual cuenta para este caso, con dos diagramas. Primer diagrama (grafica IA y IB), permite determinar las necesidades del puerto de atraque-día (número de días barco atracados) y el número aproximado de puertos de atraque necesarios.

Esos valores se utilizan como punto de partida para el segundo diagrama (IIA y IIB) que indica el tiempo previsto de permanencia del buque en puerto y puede utilizarse como base para un análisis de costo-beneficio.

Los diagramas IA y IIA son aplicables a puertos con 2 a 10 atracaderos y los IB y IIB para puertos de 10 a 30 atracaderos. Con lo que respecta al diagrama I, se toma la productividad media por cuadrilla (número de toneladas cargadas o descargadas por hora y por cuadrilla) para el grupo de puertos de atraque de carga general fraccionada, cabe aclarar al respecto que en los puertos Europeos la productividad se basa en Ton/Hr./Cuadrilla y en America --- Ton/Hr.gancho, por lo que es necesario tomar en cuenta este dato para la aplicación de los diagramas.

Esta cifra deberá obtenerse de los rendimientos efectivo - almacenados en el puerto o, en caso de un nuevo puerto de observación e información obtenida en otros puertos de la región.

EJEMPLO DE APLICACION

Supongamos un puerto con 2 a 10 atracaderos con los siguientes datos:

Predicción del movimiento de carga en un año determinado:	600,000 Ton.
Rendimiento manejo de carga:	12.5 Ton/Hr/cuadrilla
Tiempo de trabajo	dos turnos de 8 Hrs. y 6 días por semana
Numero de cuadrillas:	2.5 cuadrillas /buque
Número de días de servicio por año:	350.

APLICACION A LA GRAFICA IA

1.- En el eje de "Promedio de Ton./Hr./Cuadrilla, marcamos 12.5 se traza una línea vertical descendente, hasta el punto en que esa línea corta la línea que representa la fracción de tiempo durante la cual se trabaja en los buques atracados. En nuestro caso esa fracción será:

$$\frac{2 \text{ turnos} \times 8 \text{ Hrs.}}{24 \text{ Hrs. al día}} \times \frac{6 \text{ días a la semana}}{7 \text{ (semanas)}} = 0.572, \text{ este factor}$$

tiene en cuenta, los días en que no se trabaja en el puerto de atraque. (Se podrá observar el impacto del número de turnos de trabajo). En seguida se traza una línea horizontal hacia la izquierda hasta la intersección con la que representa el número de cuadrillas empleadas por buque en cada turno.

A continuación, se traza una línea descendente verticalmente hasta la curva que representa la predicción anual del tonelaje en nuestro caso 60,000 Ton. Continuando con una horizontal hacia la derecha hasta cortar la curva que representa el número de días de servicio del puesto de atraque para recibir barcos, se traza otra línea vertical hasta cortar el eje que indica el número aproximado de puestos de atraque necesarios. La trayectoria de las rectas trazadas al cortar los ejes nos dan la siguiente información adicional: Toneladas por día y por cuadrilla, toneladas por buque y por día y necesida

des de puesto de atraque. Es decir en nuestro caso se obtiene:

Productibilidad media por buque 450 Ton. diarias y una necesidad de puestos de atraque-día de 1330 días por año, lo que representa aproximadamente seis puestos de atraque.

Este es un dato aproximado ya que no toman en cuenta el costo del tiempo de permanencia del buque en el puerto. Para conocer este costo, se utiliza el diagrama II con los datos obtenidos en I.

Para la utilización del diagrama IIA emplearemos los siguientes datos.

Número de puestos de atraque-día	1330
Número de puestos de atraque	5,6 ó 7
Numero de días de servicio al año	350
Costo diario de permanencia de barco en puerto	3500 dolares.

Con cinco puestos de atraque, el tiempo total de permanencia en el puerto es de 1800 días, mientras que con seis puestos, el tiempo total de permanencia en el puerto se reducen a 1500 días, si se dispone de siete puestos de atraque disminuirá el tiempo de permanencia del buque a 1400 días. Teniendo en cuenta que las pérdidas divididas a la insuficiencia de instalaciones portuarias en el caso de que, de manera imprevista, el desarrollo económico del país evolucione favorablemente, podrían ser superiores al costo de un nuevo puesto de

ataque. Por lo anterior el Ingeniero Portuario tendra que determinar se la reduccion del tiempo de permanencia del buque que trae consigo la opcion de seis puestos de ataque en relacion con la de cinco puestos, -- justifica la inversion del nuevo puesto y de la misma forma de opcion de siete puestos de ataque. Esto se efectua normalmente mediante un analisis costo-beneficio.

GRAFICO 7
Ejemplo de utilización del diagrama de planificación I.A

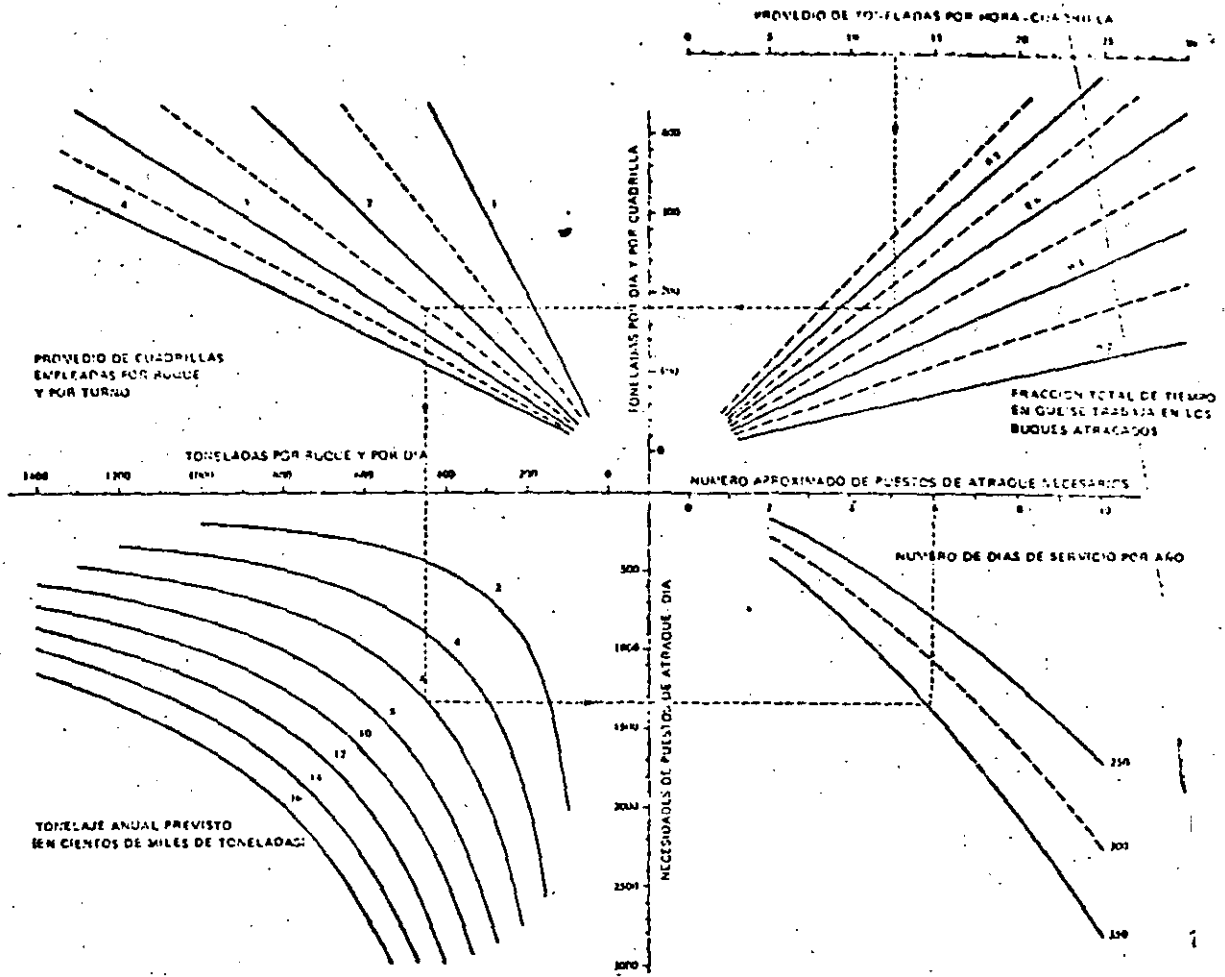
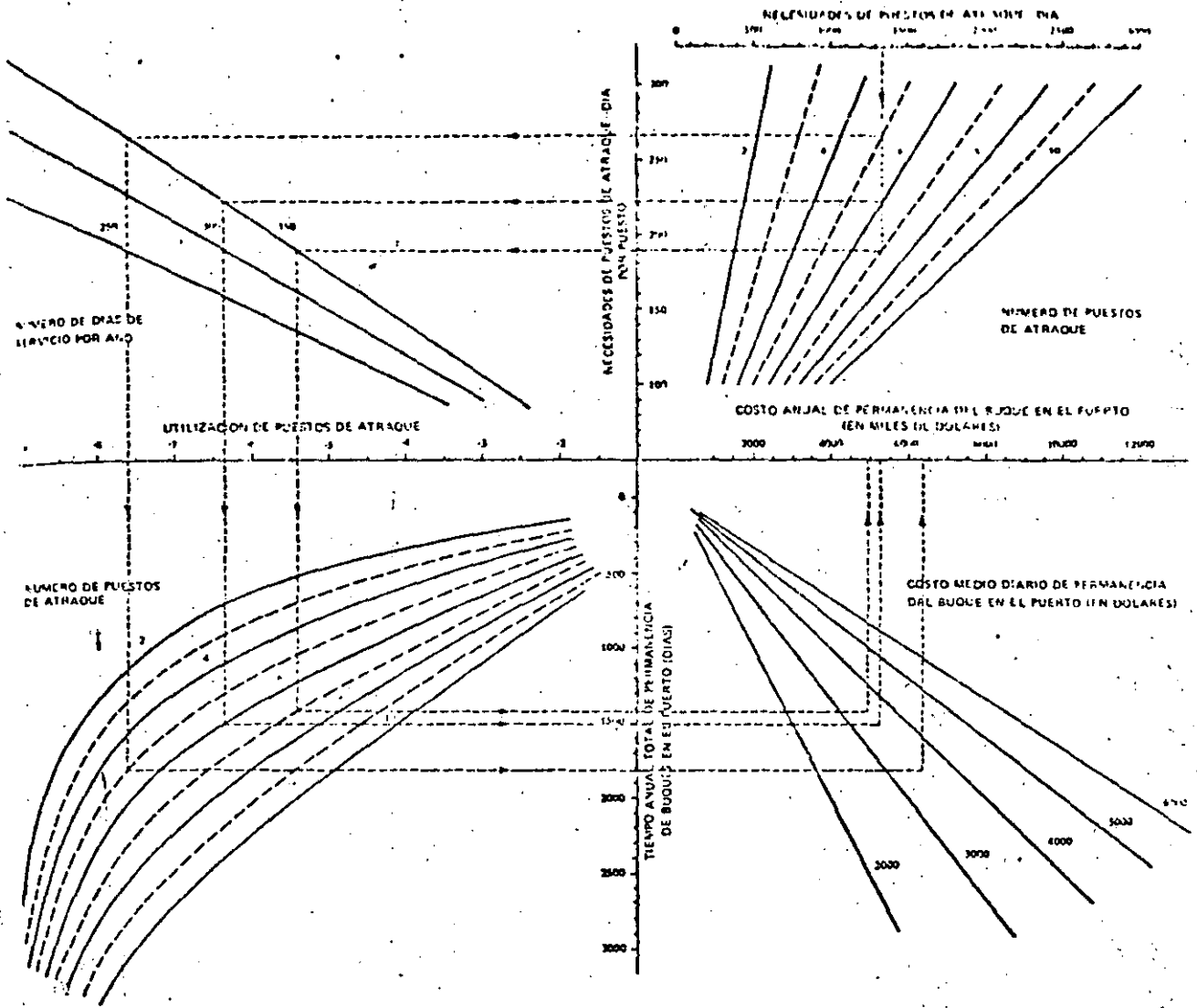


GRÁFICO 8
Ejemplo de utilización del diagrama de planificación P.A.A.



EQUIPAMIENTO PORTUARIO

El equipamiento lo dividiremos en los siguientes aspectos:

- 1.- Ayudas a las operaciones de entrada, ciaboga y atraque de embarcaciones (y a la inversa)
- 2.- Instalaciones y equipo para carga general:
 - Fraccionada , preslingada y paletada
 - Unitarizada, contenerizada.
- 3.- Instalaciones y equipo para el manejo de carga a granel
 - Agrícola
 - Fluidos

A continuación describiremos cada uno:

- 1.- Ayudas a las operaciones de entrada, ciaboga y atraque de embarcaciones:
 - Una vez que la embarcación arriba al puerto, se fondea en altamar, en una zona próxima a él, en espera de las autoridades que verificarán si dicha nave -- cumple con las normas de sanidad animal y vegetal, migración y condiciones físicas de la propia embarcación. Para esta operación se utiliza el servicio de lanchaje en la cual se traslada también el práctico que es un Capitan de la Marina Mercante con experiencia en las condiciones físicas del puerto, del mar - en cuanto a corrientes, oleajes y viento y de las características físicas del puerto.

Una vez obtenida la autorización del atraque en puerto, se inicia el servicio de remolcaje, a través de uno o varios remolcadores (depende del desplazamiento de la nave) que guían a la embarcación de la boca

na hasta el muelle asignado para sus operaciones de carga/descarga. El remolcador, tendrá la capacidad para auxiliar al barco tipo de mayores dimensiones que arribe al puerto y su potencia, medida en toneladas (toneladas de tirón a punto fijo) dependerá del tamaño del barco, las corrientes marinas, el oleaje, el viento y las características propias del puerto.

Para dar idea de la potencia necesaria, existe una regla general para obtener dicha potencia que es:

$$\frac{\text{Desplazamiento (en ton.)}}{2,000} = \text{toneladas de tiron a punto fijo.}$$

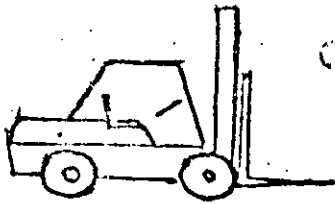
Desde luego esta expresión es aproximada y para obtener la potencia del remolcador para un puerto determinado hay que hacer intervenir las variables antes mencionadas.

En la entrada a puerto, las embarcaciones lo hacen a una velocidad que varia de 4 a 8 nudos (nudos = una milla marina por hora), admitiendose una altura máxima de ola en la bocana del orden de 3 a 4 m. El remolcador espera a que la nave cruce las escolleras y se acodera a ella para auxiliarla en cambio de dirección, frenaje y ciaboga, así como al atraque.

Operaciones de carga y descarga de embarcaciones:

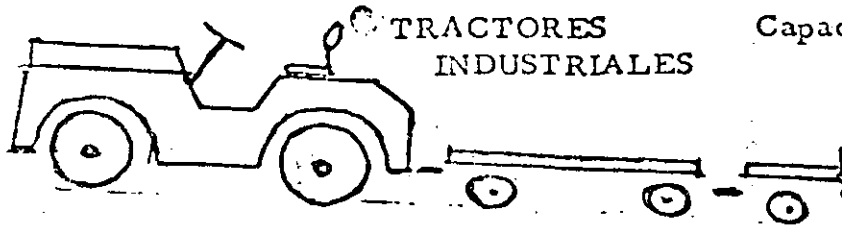
La operación de carga de barcos requiere una mayor atención que la descarga, debido a los aspectos que mas adelante trataremos.

La carga de barcos, denominada estiba, la definiremos como el conjunto de operaciones para manipular, distri-



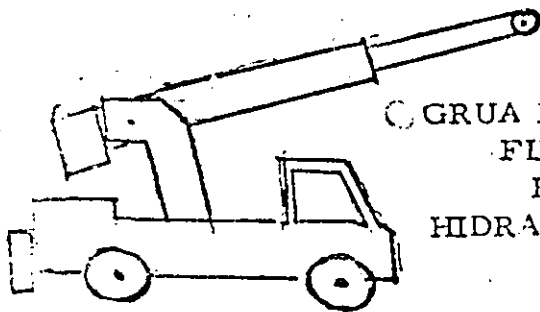
⊙ MONTACARGAS

Capacidades: 4,000 Lbs.
 5,000 "
 6,000 "
 8,000 "
 10,000 "



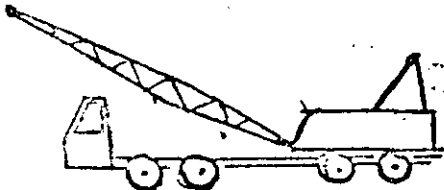
⊙ TRACTORES INDUSTRIALES

Capacidades: 3,000 Lbs.
 4,000 "
 5,000 "
 8,000 "



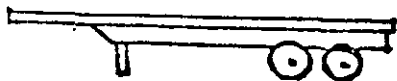
⊙ GRUA PLUMA FIJA E HIDRAULICAS

Capacidad: 7 tons. pluma fija
 13 tons. hidraulica
 16 " "
 18 " "
 20 " "
 25 " "



⊙ GRUA SOBRE CAMION PLUMA CELOSA

Capacidad: 15 tons.
 37 "
 45 "



⊙ PLATAFORMAS

Capacidad: 40 tons.



⊙ TRACTO-CAMIONES

Capacidad: 40 tons.



⊙ CALMEJAS

1 1/2 yd3.

buir y colocar las mercancías en sus bodegas y cubiertas, de una forma conveniente tratando de conseguir la mayor carga posible con las debidas condiciones de seguridad tanto para el barco como para la carga. Estas operaciones las llevan a cabo los estibadores, pero la dirección y responsabilidad de dichas operaciones son del Capitan del barco.

En general la estiba de mercancías deberá observarse lo siguiente:

- Seguridad de tripulación y estibadores durante las operaciones.
- Proteger las mercancías de averías y pérdidas, asegurando la buena entrega de las mismas.
- Aprovechar al máximo la capacidad del barco, en peso y volúmen, logrando los mayores fletes sin afectar las mercancías.
- Reducir el tiempo de operación y los gastos correspondientes.
- Distribuir adecuadamente la carga para acelerar las operaciones en las distintas escalas, lo que disminuirá las estadías del barco en puerto.

La unidad para medir la mercancía y cobrar el flete se denomina "tonelada de flete" y se toma como unidad de volúmen, equivalente a 40 pies cubicos. Se llama "mercancía pesada", la que pesa más de 2240 libras (una tonelada larga) contenida en el volúmen de 40 pies cubicos y "mercancía ligera" a la que pesa menos.

Equipo par Manejo de Carga General Fraccionada:

Del volúmen total mundial de carga transportada por via marítima, la carga general (unitarizada y fraccionada), representa el 20% de ese total, con un valor de 80% del total transportado por barco.

De lo anterior se desprende la importancia de sistemas eficientes en las operaciones portuarias para el manejo de carga general.

Del volúmen total mundial de carga general, el 25% es contenerizada, lo que da una idea del desarrollo del uso de contenedores que se inicio en 1960 en E.U., en 1965 en Europa, en 1967 en Japón y en México en 1980. En este campo existen un sinúmero de países que no a participado en la contenerización y en cambio otros -- por ejemplo los localizados en el Atlantico del norte tienen participación en el uso de contenedores, en más del 70% .

No toda la carga general es suceptible a la contenerización, ya sea por tamaño ó peso que excede las dimensiones y capacidad de carga de los contenedores. En -- países industrializados la contenerización es máxima, mientras que en los países en vías de desarrollo es mínima por no existir suficiente carga para el uso de -- contenedores. Posteriormente trataremos lo relativo a terminales y equipos para manejo de contenedores.

La carga general por su heterogeneidad, esta formada -- por un sinúmero de unidades de carga con diferencias -- en peso, dimensiones y presentación, entre otras tenemos las siguientes:

- Barrile o toneles.
- Cilindros.
- Cajas, paquetes.
- Fardos, pacas y balas.
- Sacos.
- Piezas pesadas.
- Otros.

Las operaciones de carga/descarga de barcos y transferencia de la carga en el recinto portuario, la dividiremos en la siguiente manera:

- 1.- Equipos para el transbordo de cargas del muelle a la bodega del barco y viceversa.
- 2.- Equipos de transferencia de carga en el interior del recinto portuario.

A continuación desarrollaremos cada uno:

- 1.- Equipos para el transbordo de carga.- Existen dos sistemas de transbordo, uno con grúas en los muelles, comunmente utilizado en Europa, fundamentalmente por las fuertes variaciones en la marea y el hecho de contar con vias fluviales, donde utilizan el sistema de cargas directas de barcazas acodadas a la propia embarcación. El otro es la utilización de las grúas del propio barco, que es el sistema utilizado en México y en otros países del norte y sur de America. Este tipo de barcos cuentan con 4 ó 6 bodegas por lo que los aparejos será el mismo número. A nivel nacional el número promedio de ganchos en operación es de 2.5 y el ciclo es de 3 minutos, de esta forma podemos obtener el rendimiento y el número de equipos requeridos por barco. Cada gancho deberá contar con el equipo necesario para una operación fluida y continua.

Los barcos de carga general en su mayoría cuentan con grúas (aparejos) con capacidades que varían de 3 a 5 tons.

Quando se transborda piezas pesadas, o bien se fleta un barco con grúas de la capacidad requerida ó el puerto proporciona el servicio con una grúa por

tuaria móvil.

2.- Equipos de transferencia de la carga en el recinto fiscal.

Las bodegas de un barco son, en cierto modo, como los almacenes en tierra con la particularidad de que la carga y descarga es por su parte superior, por lo que los equipos utilizados para el manejo son similares.

Cuando el gancho de la grúa deposita la carga en la bodega del barco, se inicia el traslado horizontal y estiba de la misma.

Para la carga y descarga en los puertos nacionales, se emplean los pallets ó tarimas en forma interna, sin que salgan del puerto, es decir cuando la carga es de importación se suben a bordo pallets para agrupar la carga, es izada con los aparejos del barco y colocada en el muelle. La transferencia de la carga puede ser a un almacén ó a un patio.

El equipo básico está formado por montacargas y tractores que arrastran varias plataformas (de una a cinco). Para distancias de 50 a 60 m. se emplean montacargas y para mayores los tractores con plataformas cuando la carga (palletsada) es bajada por la grúa, se coloca en el muelle para que la tomen los montacargas y cuando se usan tractores la carga es colocada directamente en las plataformas.

Los montacargas transfieren la carga al interior de los almacenes y la estiban. Los tractores y plataformas requieren el auxilio de montacargas y/o grúas para su descarga en las zonas de almacenamiento (bodegas de carga estacionaria y patios).

Un puerto en operación se deberá contar con el equipo en número y tipo de acuerdo a las cargas que se manejen ó se espera manipular en el futuro, tomando en cuenta la reposición de los mismos por obsolescencia, deterioro o por requerimientos por incremento en los volúmenes de carg. Así como los equipos adicionales que permitan un adecuado mantenimiento del parque de maquinaria y equipo.

Para obtener economías en el equipamiento, se recomienda el reciclamiento, através de la reconstrucción de -- los mismos, la cual, en lo general, admite hasta tres - reconstrucciones, siempre y cuando los adelantos tecnológicos en la materia, nos permita contar con equipo re - construido eficiente y sin posibilidad de caer en la obsolescencia. La reconstrucción representa del orden del 45%, del valor de reposición de ahí su importancia desde el punto de vista económico. En la primer reconstrucción se obtiene un 90% de la vida útil, comparada con - una nueva, por lo que para subsiguientes reconstrucciones se tiene que analizar su viabilidad económica. Para la segunda reconstrucción se obtiene un 80% de vida --- útil.

Por otro factor de economía es el reciclamiento de los lubricantes, que dependerá del tamaño del parque de maquinaria y equipo existente y del volumen de aceite a - reciclar .

Otro factor que debemos de tomar en cuenta es la dependencia del extranjero en materia de equipamiento.

Para dar una idea del fenómeno basta decir que en la -- construcción de muelles participamos en un 25% en equipos de integración nacional. En el manejo de carga general fraccionada, la integración nacional de equipos re-

presenta el 60% y para el manejo de contenedores del orden del 5%.

Lo anterior nos obliga a proporcionar la fabricación de equipos lo que redundará en beneficio de la economía nacional y la facilidad de poder contar con refacciones y partes.

TERMINAL DE CONTENEDORES.

ANTECEDENTES:

El sistema se inició en 1960 en EE.UU. por la compañía ----- MATZON, empleando contenedores de 24' x 8' y 8' 6" de altura. En 1965 se introdujo el sistema en Europa y la Cia. MATZON - en 1967, introdujo el manejo en Japon, estos movimientos se iniciaron con barcos convencionales con grúas a bordo del -- barco, al mismo tiempo la Cia. SEELAND, con tractores y chasis, con grúas a bordo y en muelle introdujo esta versión en el manejo de contenedores de 35 x 8 x 8' 6". Posteriormente, dada la demanda en la utilización de los contenedores, se generalizo la utilización de grúas especializadas en muelle, - equipos de transferencia y almacenamiento en patio y contenedores de 20 y 40' con sección de 8 x 8'. En México se introdujo el sistema en 1980 en el puerto de Veracruz e incipientemente en Lázaro Cárdenas.

Para la utilización de este sistema se tendrán que tomar en cuenta:

- La reducción de mano de obra, que varia de 3a1 a 5a1, ~~respecto~~ respecto a una terminal convencional de carga general.
- Una terminal de contenedores tiene un rendimiento en el manejo de carga del orden de 6 veces, respecto a una terminal de carga general, y con un costo de tres veces mayor. Por lo que el costo por tonelada manejada por -

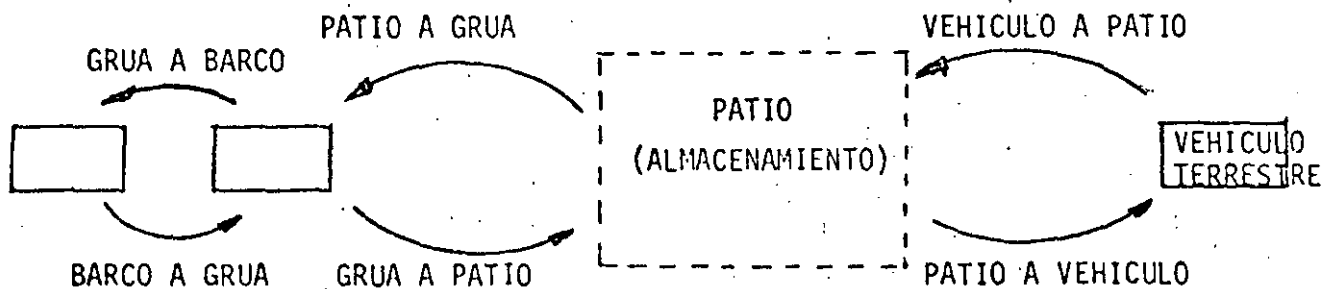
efecto de las inversiones realizadas, equivale a la mitad.

Planeación de una terminal de contenedores.

1.- Flujo de carga. Actividades de la terminal.

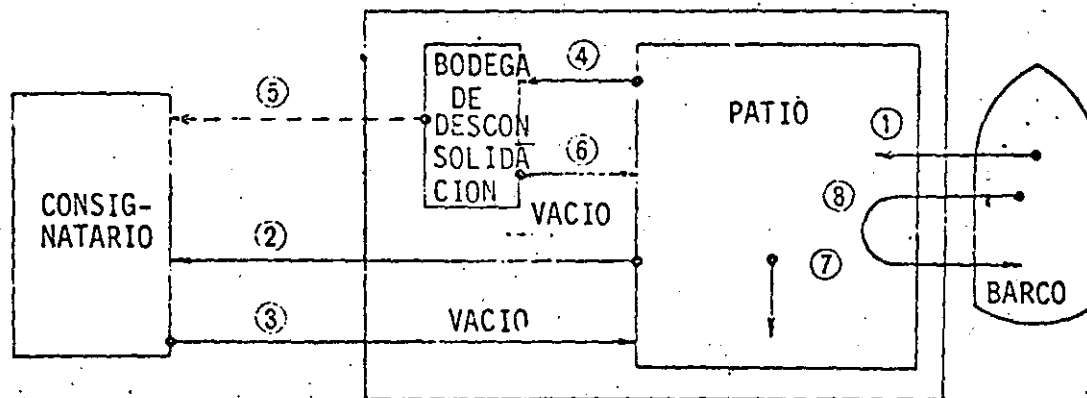
- Carga/descarga de contenedores.
- Recepción y despacho de contenedores vía transporte terrestre.
- Almacenamiento en patio.
- Consolidación y desconsolidación de contenedores.
- Mantenimiento y conservación de contenedores, vehículos y equipos de manipulación de carga.

En la siguiente figura se muestra el flujo de la carga en una terminal.



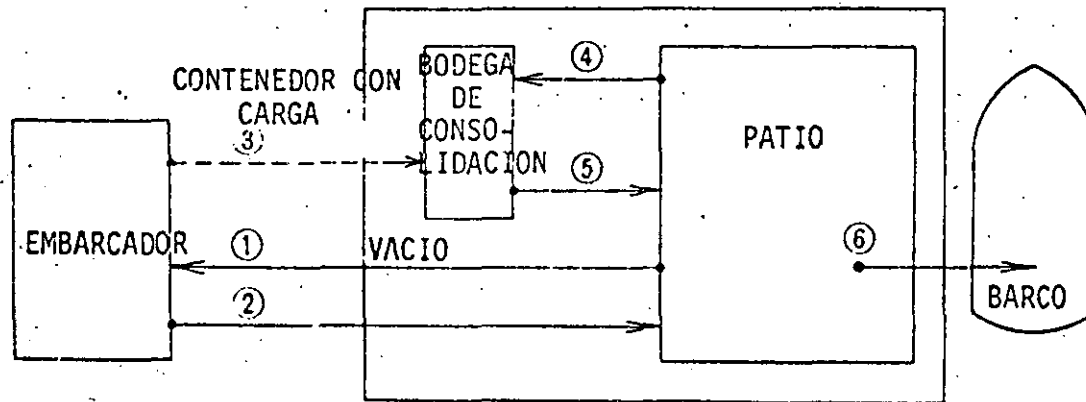
Las figuras muestran las líneas de flujo de contenedores de exportación y de importación.

No.	CONCEPTO	CONSIGNATARIO	BODEGA DE DESCONSOLIDACION	PATIO	BARCO
1	DESCARGA			○	○
2	ENTREGA	○		○	
3	REGRESO CONTENEDOR VACIO	○	VACIO	○	
4	TRANSLADO CONTENEDOR CARGADO		○	○	
5	REGRESO CONTENEDOR VACIO		○	○	
6	TRANSLADO POR CUARENTENA	○	○		
7				○	○
8	REUBICACION DE CARGA			○	○



FLUJO DE IMPORTACION DE CONTENEDORES

No.	CONCEPTO	EMBARCADOR	BODEGA DE CONSOLIDACION	PATIO	BARCO
1	ENVIO DE CONTENEDOR VACIO	○ ←	VACIO	○	
2	RECEPCION CON CARGA	○		○ →	
3	RECEPCION EN BODEGA	○ - - - - -	○		
4	A BODEGA DE CONSOLIDACION.		○ ←	VACIO	○
5	RECEPCION EN PATIO		○	○ →	
6	CARGA			○	○ →



FLUJO DE CONTENEDORES DE EXPORTACION

2.- Aspectos Generales.

- La terminal se proyectará de tal manera que los barcos porta-contenedores no tengan estadias prolongadas en espera de muelle.
- Que las operaciones de carga/descarga se puedan efectuar las 24 horas del día y durante todo el año.
- Disponer de amplias zonas de almacenamiento, dotadas de acceso carretero y ferroviario.

3.- Localización.

- El volúmen previsto de tráfico determinará la longitud de atraque y la extensión de los patios de almacenamiento de contenedores.

NOTA.- Con frecuencia, la importancia de las áreas de almacenamiento de contenedores, impide la utilización de los muelles convencionales de carga general, por sus dimensiones reducidas.

- Las condiciones físicas influyen en la localización, por lo que la zona elegida debe estar protegida de la agitación ya que el manejo de contenedores requiere una posición estable del barco (altura máxima de la ola de 0.75 m.). La calidad del suelo es importante por las grandes descargas producidas por los contenedores apilados y el equipo de manejo.
- Es deseable que la localización de la terminal no provoque largos trayectos del barco entre la bocana del

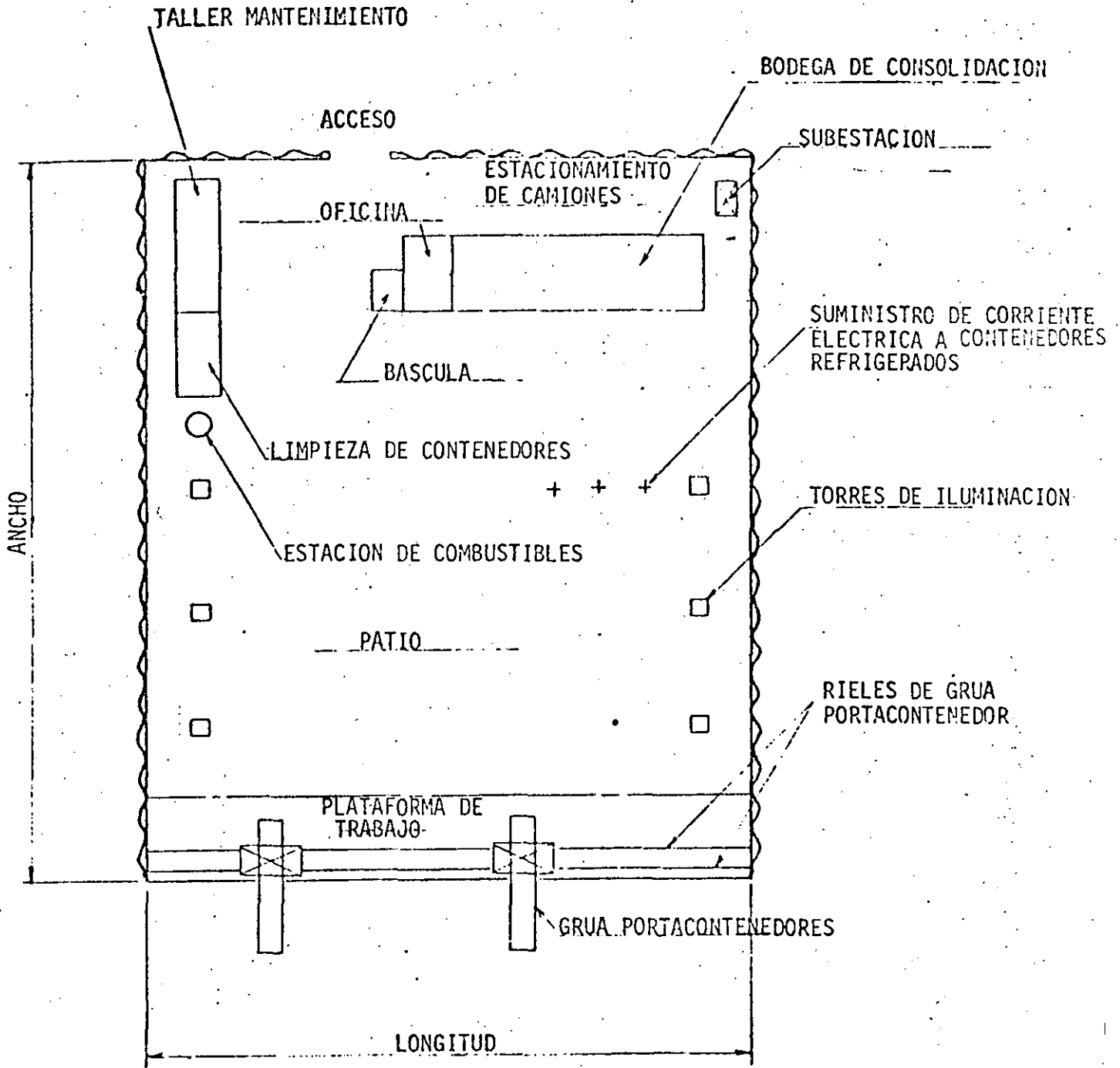
puerto y la terminal para reducir el tiempo en puerto.

- Se deberá contar con reserva territorial para ampliación de patio y prever el aumento en el tamaño de los barcos.

La siguiente figura muestra una distribución general de una terminal.

4.- Muelles.

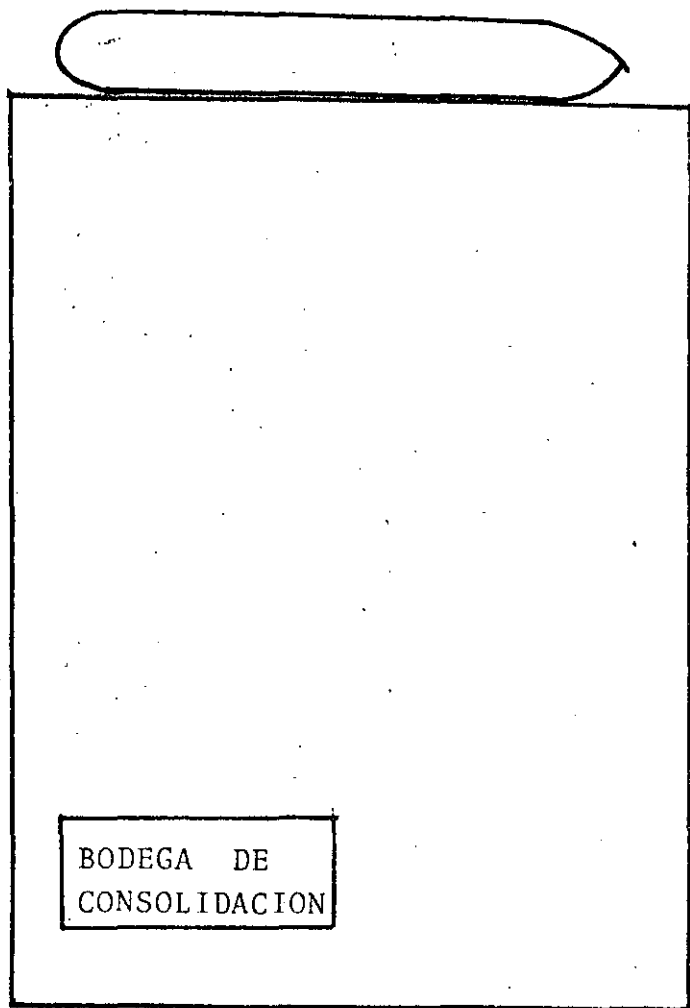
- Si la predicción del tráfico indica la posibilidad del envío de embarcaciones de la 3a. generación, deberá preverse una profundidad de 13 a 14 m.
- Los barcos de la 2a. generación requieren 11 m. de profundidad.
- El muelle deberá contar con una vía para la grúa porta-contenedores, cuyo peso fluctúa entre 500 - 800 tons., y cuya altura es de hasta 80 m. con el brazo de carga elevado.
- La longitud media de un atraque varía de 250 a 300 m. para los barcos de 2a y 3a. generación. En el caso de requerirse varios tramos de atraque, estos deberán tener el mismo alineamiento para poder desplazar las grúas porta-contenedores de un tramo a otro.
- Para el empleo de barcos porta-contenedores alimentadores que comuniquen puertos pequeños con grandes terminales, es conveniente prever atraques de menores dimensiones, sin interferencia en su manejo.



DISTRIBUCION GENERAL DE UNA TERMINAL DE CONTENEDORES

GENERACION DEL BARCO	LOG. MUELLE	PROFUNDIDAD
----------------------	-------------	-------------

1a.	100/150 m.	7/8 m.
2a.	150/200 m.	= -9 m.
3a.	250/300 m	= 13 m.



300 - 500 m.
 DEPENDIENDO
 DEL SERVICIO
 PUERTO A PUERTO

DIMENSIONAMIENTO DE UNA TERMINAL
 DE CONTENEDORES.

NOTA: Profundidades referidas al nivel de bajamar media.

- La utilización cada vez mayor a nivel mundial de barcos mixtos, es decir Lo/Lo y Ro/Ro, en donde el auto transporte juega un papel preponderante no obliga a prever rampas fijas en un extremo de la terminal ó bien el uso de rampas flotantes móviles.

5.- Patios.

- Una de las características del sistema de transporte por contenedores es la gran extensión de terreno necesaria para almacenamiento.
- Cuando se inician las operaciones en una terminal y hasta 20 000 teu. se requieren del orden de 300 m. de ancho, llegando a 500 m. para un manejo de 100,000 -- teu/año por terminal.
- Cuando existe un gran movimiento de contenedores vacíos, las experiencias en otras partes del mundo fijan a 600 m. el ancho del patio.
- Un patio de contenedores, se compone de tres partes principales:
 - A.- Zona de preparación del plan de carga (instalaciones de control)
 - B.- Zona de almacenamiento de contenedores.
 - C.- Circulación de vehículos y equipo.

Las diversas áreas de la terminal se definiran en función de los volúmenes previstos de contenedores de -- importación y explotación, con carga y vacíos para -- contenedores de 20 ó 40', refrigerados o con cargas -- peligrosas, áreas para los que requieren reparación y fundamentalmente el tipo de equipo para la transferencia y estiva de contenedores.

Por regla general a una mayor densidad de almacenamiento de contenedores, se requiere una administración rigurosa y un mayor valor del equipo para la estiva a gran altura.

El conjunto de patios debe proyectarse de manera uniforme para poder modificar los límites de las diversas áreas, de acuerdo con la demanda de los flujos -- de los tipos de contenedores que se manejen.

Es importante proyectar adecuadamente los patios para obtener un dren de aguas pluviales eficiente y alumbrado general que permita el trabajo nocturno con seguridad y eficiencia. Estos conceptos representan del orden del 30% del costo de los patios, y los patios tienen un costo en su totalidad de aproximadamente similar al del muelle.

6.- Comunicaciones terrestres.

Dado que el ritmo del transbordo del sistema de transporte terrestre es menor que la carga/descarga de barcos, la terminal deber contar con una vialidad expedita y con estacionamientos de vehículos terrestres para evitar congestionamientos.

El dimensionamiento de la vialidad, tanto carretero como ferroviario estará en función del volúmen de carga del tráfico marítimo.

El proyecto detallará la operación ferroviaria, la cual formará por tres vías, equipadas con gruas sobre rieles que permita la carga/descarga de vagones. Las vías pueden instalarse ya sea perpendicularmente o paralelas al muelle, lo cual dependerá de la dirección de ampliación de la terminal, dado que es deseable no cortar los patios de almacenamiento con vías ferreas; generalmente se localizan éstas, al fondo de la terminal, es decir - en el extremo contrario a la dirección de ampliación de patios.

USO DE CONTENEDORESVENTAJAS

REDUCCIÓN DEL TIEMPO EN -
SERVICIO PUERTA A PUERTA

REDUCCIÓN DE FLETE Y COSTO
DE MANEJO DE CARGA.

SE ELIMINAN LOS MANEJOS -
INTERMEDIOS DE CARGA.

- REDUCCIÓN DE DAÑOS A LA CARGA
- REDUCCIÓN DE PÉRDIDAS
- REDUCCIÓN DE EMPAQUE Y EMBALAJE

REDUCCIÓN EN COSTOS DE -
ALMACENAJE.

UTILIZACIÓN ÓPTIMA DE LAS
ALTAS INVERSIONES EN EQUI-
PO, POR MANEJO DE CARGA -
UNIFORME.

ALTOS RENDIMIENTOS PER CA-
PITA.

REDUCCIÓN DEL TIEMPO DE
TRANSFERENCIA AL TRANSPOR-
TE INTERMODAL, MÍNIMO DE DO-
CUMENTOS DE ENVÍO-RECEPCIÓN

PROTECCIÓN CONTRA EL ME-
DIO AMBIENTE.

REDUCCIÓN A 5 MOVIMIENTOS
DE LA CARGA EN PROMEDIO EN
LUGAR DE 25 DE LA CARGA -
GENERAL

DESVENTAJAS

GRAN INVERSIÓN EN INSTALACIONES Y
EQUIPO.

LOS QUE PAGAN POR EL SERVICIO NO
SON LOS PRINCIPALES BENEFICIARIOS

EL SISTEMA REQUIERE DE GRANDES VO-
LÚMENES DE CARGA, PARA SER ECONÓ-
MICO.

NO TODA LA CARGA ES CONTENERIZA-
BLE

EL DESIGUAL FLUJO DE CONTENEDORES
DE IMPORTACIÓN Y EXPORTACIÓN CREA
PROBLEMAS DE TRANSPORTE Y ALMACE-
NAMIENTO DE VACIOS.

NO TODOS LOS USUARIOS DEL INTERIOR
CUENTAN CON EQUIPO PARA CARGA/DES-
CARGA DE CONTENEDORES.

SE REQUIERE ESTABLECER CENTROS DE
CARGA EN EL INTERIOR DEL PAÍS.

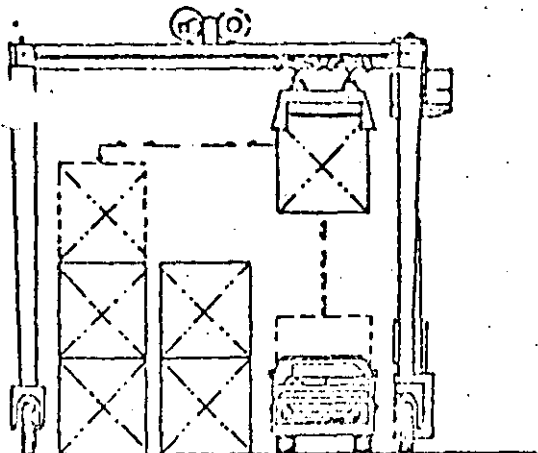
POR LAS ALTAS INVERSIONES EN INS-
TALACIONES, BARCOS Y CONTENEDO-
RES SE TIENDE A PRÁCTICAS MONO-
PÓLICAS, CREANDO DEPENDENCIA.

COSTO DE UNA TERMINAL DE CARGA GENERAL
(X 1000)

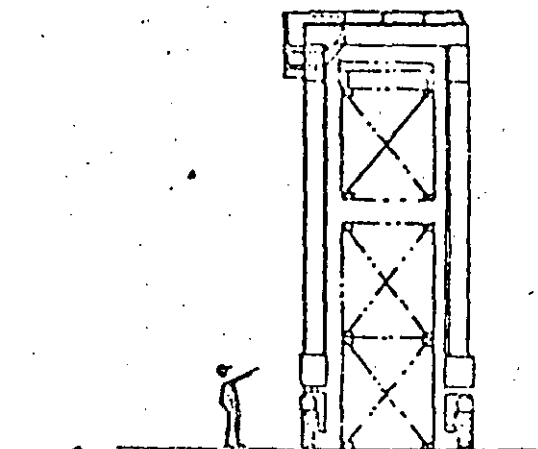
MUELLE 180 X 20 m.; X \$ 110,000/m2.	400,000
PATIOS 180 X 200 m.; X \$ 3000/m2.	100,000
SERVICIOS: ILUMINACION, ACCESOS, TALLERES, OFICINAS, ETC.	300,000
BODEGA DE TRANSITO 120 X 50 m.; \$ 20,000/m2.	120,000
GRUA 80 TONS.	120,000
GRUA 25 TONS.	70,000
MONTACARGAS 10 X \$ 6'000,000	60,000
TRACTORES Y PLAT. 12 X \$ 10,000,000	120,000
EQUIPO VARIOS	100,000
	\$ <u>1'290,000</u>

COSTO DE UNA TERMINAL DE CONTENEDORES
(X 1000)

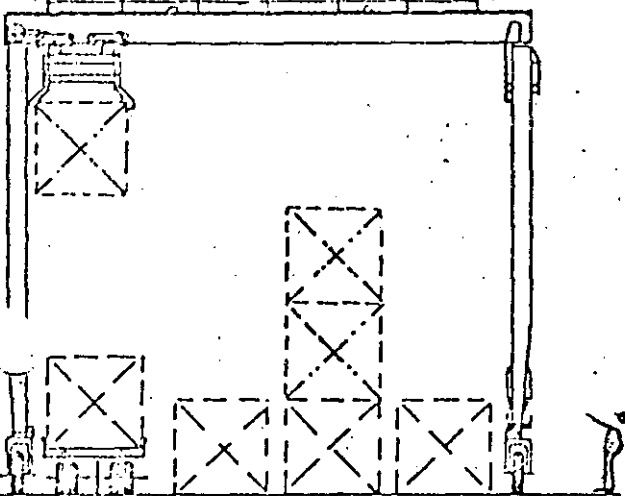
MUELLE 250 X 25 m.; X \$ 160,000/m2:	1'000,000
PATIOS 300 X 250 m.; X \$ 4000/m2.	300,000
SERVICIOS: ILUMINACION, ACCESOS, F.C. Y CARRETEROS, TALLERES, MANTENIMIENTO, OFICINAS, ETC.	500,000
BODEGA DE CONSOLIDACION 150 X 50 m.; X \$ 20,000/m2.	150,000
GRUA PORTACONTENEDORES	800,000
GRUA USOS MULTIPLES	400,000
TRACTO TRAILERS	100,000
GRUA PORTICO DE PATIO	300,000
	\$ <u>3'550,000</u>



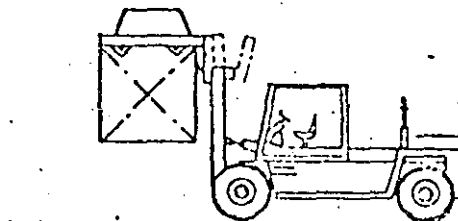
c) Grúa de Patio sobre llantas: ancho 2+1/2
Altura 1 sobre 2
(Trasteiner, Travelift, etc.)



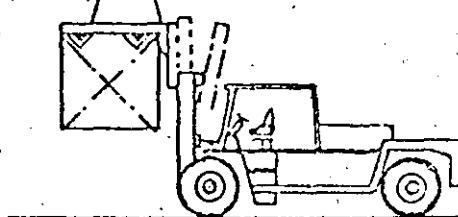
d) Grúa "U" de Patio
Straddle carrier: 1 sobre 2



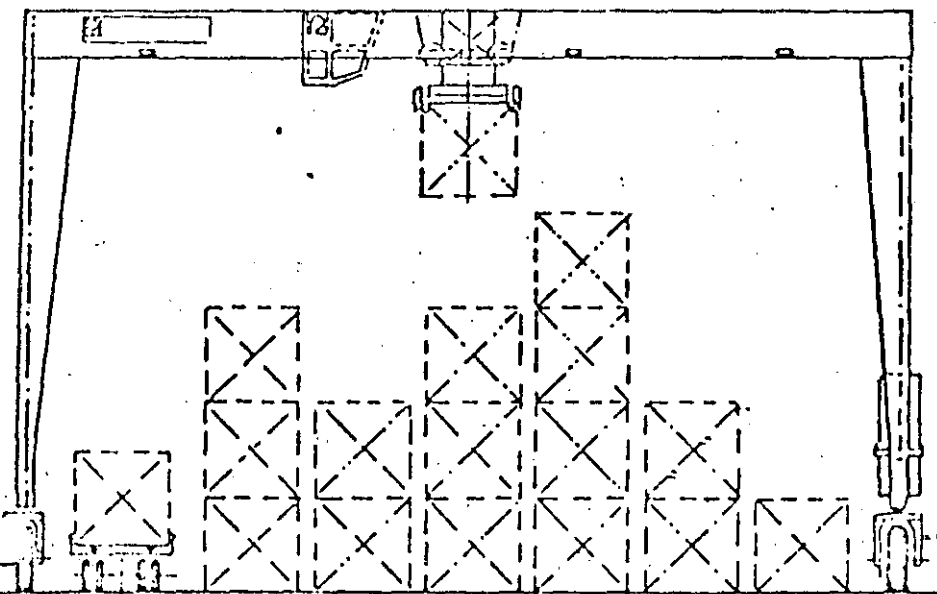
e) Grúa de patio sobre llantas: 3+1/2
1 sobre 3



f) Montacargas
Top loader: contenedor de 20 pie

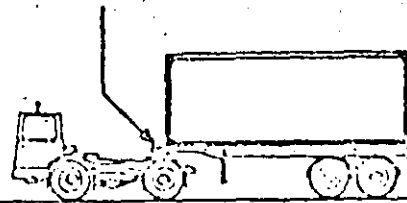


g) Montacargas
Top loader: contenedor de 40 pie



h) Grúa de patio sobre llantas: 6+1/2 sobre 4

quinta rueda



i) Tractor + Chasis

NOMENCLATURA DE EQUIPOS PARA MANEJO DE CONTENEDORES

<u>Equipo</u>	<u>Denominación Generica en Ingles</u>	<u>Nombres Comerciales</u>
(6) Tracto apiladora	Straddle carrier	Straddle Carrier
(1) Grúa portacontenedores	- Container grane - Ship-To - Shore Container Gantry Crane	Portainer Container Crane
(2) Bastidor de izaje	Spreader	Spreader
(4) Montacargas lateral	Side Loader	Side Loader
(5) Montacargas	Fork, Lift truck	Fork lift
(3) Grúa portico	Ruber tire Gantry Crane Rail Gantry Crane	- Transteiner - Shifter - Straddle Hoist - Stacker Crane - Straddle Crane
(7) Silo para contenedores	Container silo Storage System	Silo Cont,

MANEJO ANUAL DE CONTENEDORES CON DISTRIBUCION MENSUAL

C O N C E P T O	ENE		FEB		MAR		ABR		MAY		JUN		JUL		AGO		SEP		OCT		NOV.		DIC		
	I	E	I	E	I	E	I	E	I	E	I	E	I	E	I	E	I	E	I	E	I	E	I	E	
CONTENEDORES:																									
C/CARGA 20'																									
C/CARGA 40'																									
VACIOS 20'																									
VACIOS 40'																									
CONT. REFRIGERADOS 20'																									
" " 40'																									
Nº DE CONTENEDORES POR BARCO																									

I = IMPORTACION
E = EXPORTACION

EQUIPAMIENTO DE UNA TERMINAL DE CONTENEDORES.

Una vez concluidos los estudios económicos a nivel nacional y regional que determinen la necesidad de contar con una terminal de contenedores, su desarrollo puede ser por etapas.

La primera comprende la planeación general de la terminal, incluyendo largo y profundidad del muelle, extensión de áreas de tierra y los accesos terrestres. El muelle de referencia debiera estar con la preparación para los rieles de tránsito de una grúa de portico portacontenedores, los patios para almacenamiento de contenedores y la bodega de consolidación y desconsolidación de contenedores. En esta etapa se pueden utilizar las grúas del barco, una móvil sobre camión y el equipo para transferencia y estiba.

Lo anterior obedece a que la grúa porta-contenedores tiene un costo del orden de \$ 700 millones (1983), la cual se justifica económicamente a partir de los 20,000 TEU/año.

La segunda etapa consiste en que una vez logrado el manejo mínimo de contenedores por año para ser rentable la grúa, se analise al sistema de equipamiento total más adecuado.

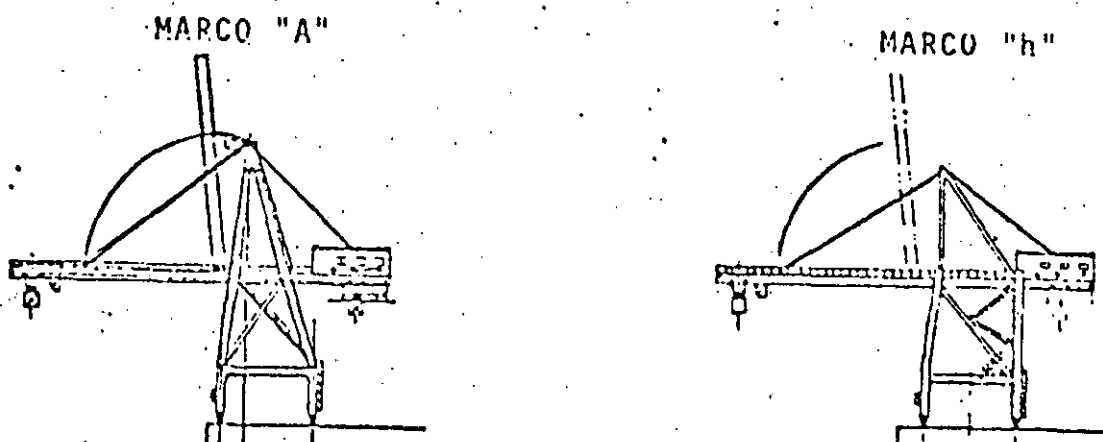
Una grúa porta-contenedores de portico puede manejar un promedio de 20 a 30 contenedores por hora y aproximadamente 40,000 contenedores al año.

La selección de las dimensiones de grúa porta-contenedores depende principalmente, del tamaño de los barcos a los que servirá la carga útil, varía de 30 a 40 tons., el alcance va de 25 m. para barcos de pequeños hasta 40 m. para barcos de la 2a y 3a generación.

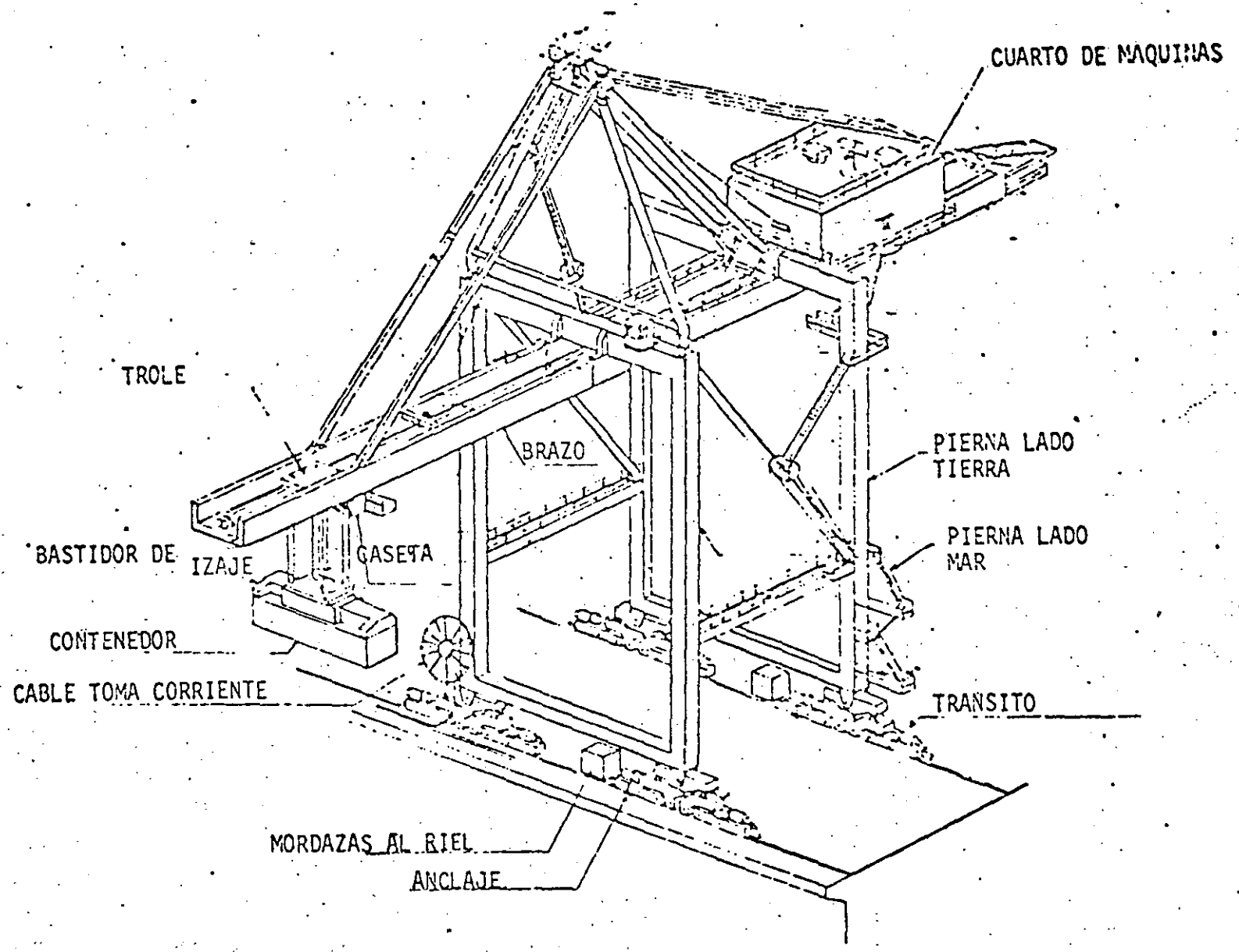
Las condiciones de operación fijan separación entre rieles que dependen de la desición de pasar vias bajo el portico. Dicha separación varía entre 15 y 20 m.

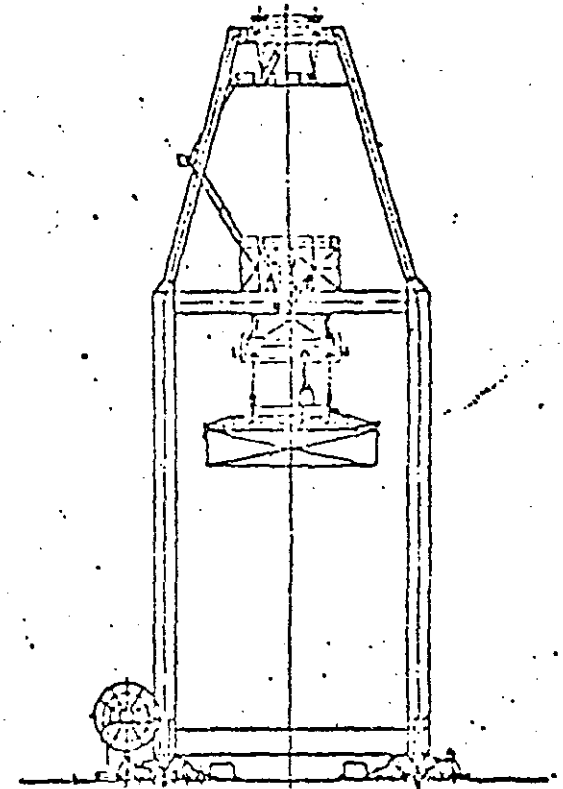
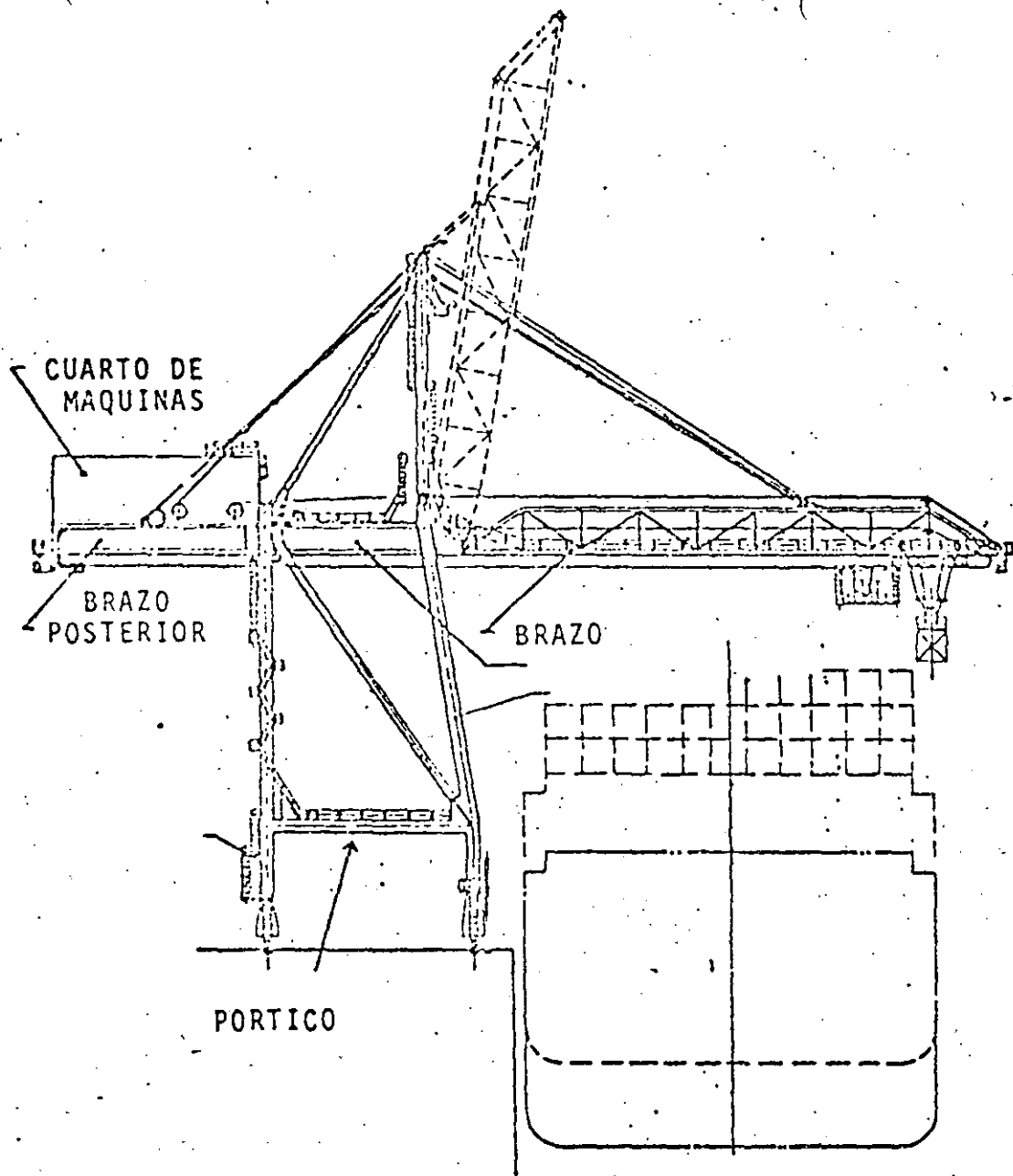
El número de grúas de portico depende del tráfico que se recibe, y es proporcionalmente mas elevado para un número reducido de tramos de atraque. En general es necesario una grúa más que el número de tramos de atraque, es decir, dos grúas para un tramo, tres grúas para dos tramos, etc.

Las siguientes figuras, muestran dimensiones; detalles de construcción y operación de una grúa portaccontenedores.

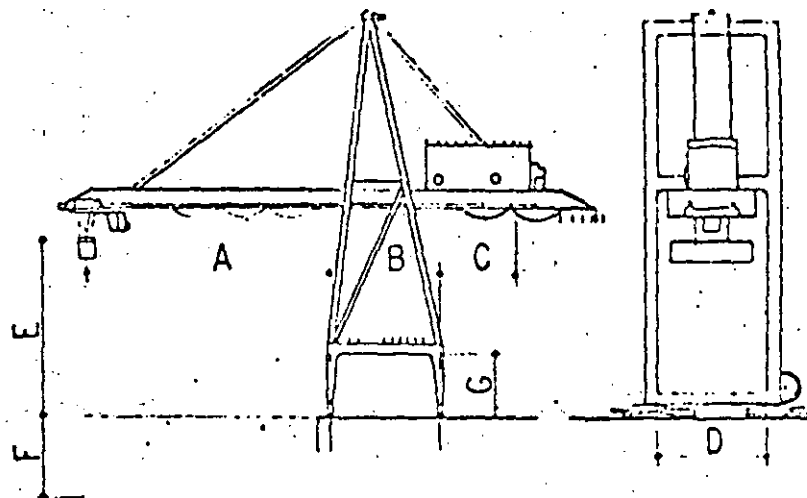


TIPO DE GRUAS PORTACONTENEDORES



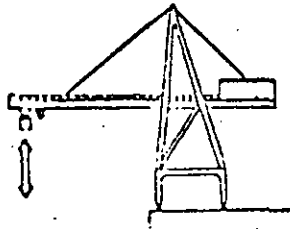


VISTA GENERAL DE UNA GRUA PORTACONTENEDORES



	CONCEPTO	FACTORES	DIMENSIONES	
A	BRAZO	<ul style="list-style-type: none"> MANGA 	500 TEU 1000 " 2000 "	: 27.5 m : 30.5 m : 35.5 m
B	SEPARACION RIELES	<ul style="list-style-type: none"> ESTABILIDAD Nº CARRILES DE EQUIPO DE TRANSFERENCIA 	2 LINEAS 3 "	: 13 m : 18.5 m
C	BRAZO POSTERIOR	<ul style="list-style-type: none"> 	1-LINEA 2 LINEAS	: 4 m : 9.5 m
D	ANCHO	<ul style="list-style-type: none"> LARGO DEL CONTENEDOR 	40'	: 14.5 m
E	ALTURA SOBRE MUELLE	<ul style="list-style-type: none"> CALADO 	500 TEU 1000 " 2000 "	: 21 m : 22 m : 25 m
F	ALTURA ELEVACION BAJO EL MUELLE	<ul style="list-style-type: none"> CALADO 	500 TEU 1000 " 2000 "	: 9 m : 10.5 m : 12 m
G	BALIBO	<ul style="list-style-type: none"> ALTURA DEL EQUIPO DE TRANSFERENCIA 	Straddle carrier de 3 (for 8'6" CONTENEDORES : (for 9'6" " " " :	ALTURA DE CONTENEDORES 10 m 11 m

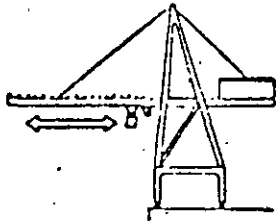
DIMENSIONES DE UNA GRUA POTA-CONTENEDORES



IZAJE

	VELOCIDAD		REQUERIMIENTOS DE ENERGIA ELECTRICA (APROXIMADAMENTE)
	VACIO	CARGADO	
IZAJE	70-120 m/min.	35-50 m/min.	330 kW

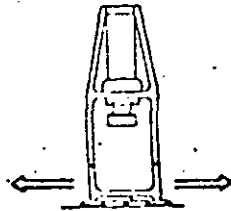
REQUERIMIENTOS DE ENERGIA ELECTRICA
(APROXIMADAMENTE)



TRANSLACION
CONTENEDOR

120-150 m/min.

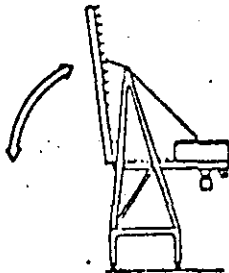
75 kW



TRANSLACION
GRUA

abt. 45 m/min.

8 x 12.5 kW

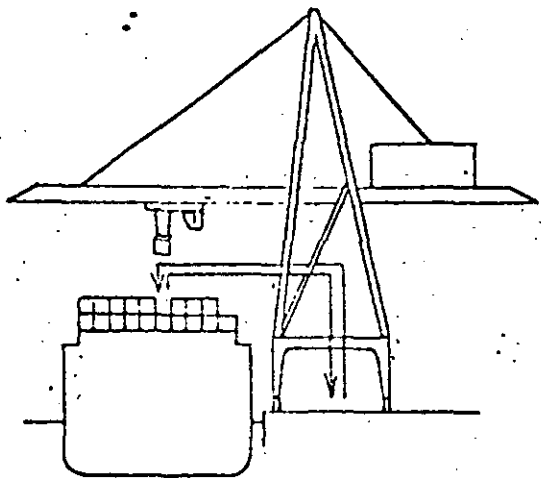


BRAZO

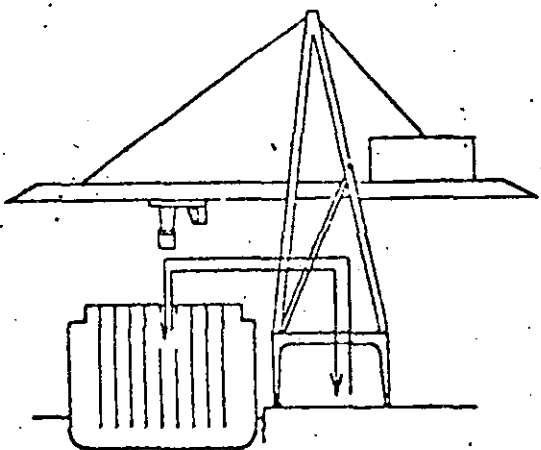
7-9 min./cycle

75 kW

VELOCIDADES DE OPERACION



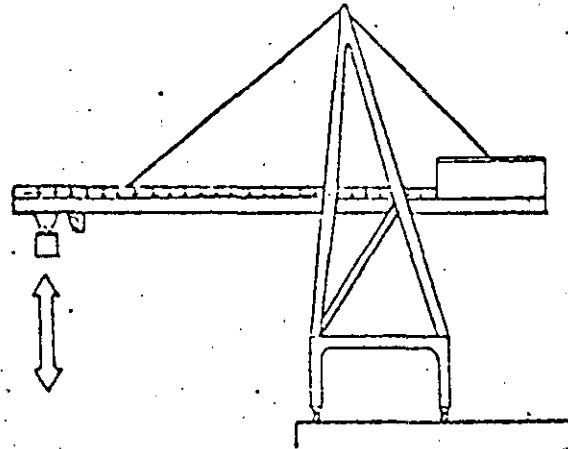
CICLO DE DESCARGA EN CUBIERTA DEL
 BARCO 110 sec.
 (32 units/hour)



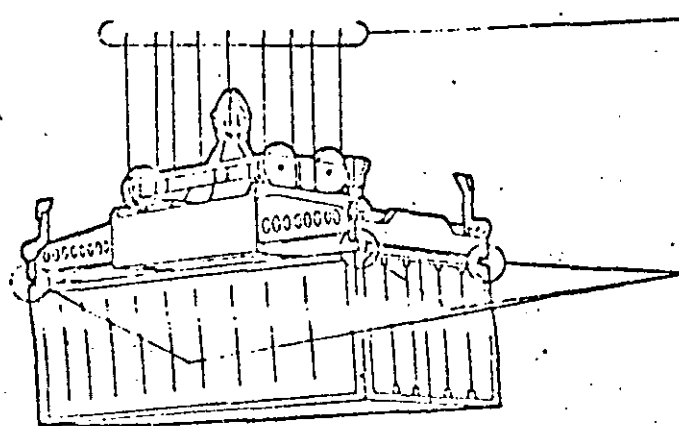
CICLO DE CARGA EN BODEGA DEL
 BARCO 150 sec.
 (24 units/hour)

CONDICIONES DE VIENTO

VELOCIDADES DE VIENTO ≤ 16 m/sec.



EN OPERACION



CARGA DE IZAJE

= PESO BASTIDOR (8 - 10 ton)

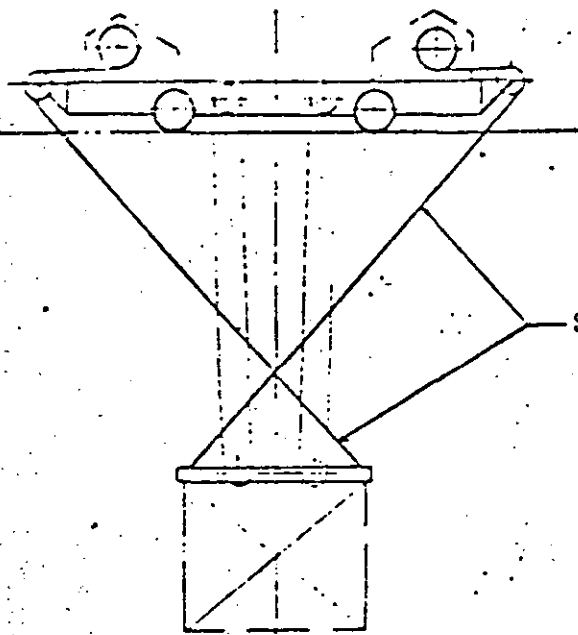
+ PESO CABLES

+ MARGEN DE SEGURIDAD

CARGAS ABAJO BASTIDOR DE CARGA

= PESO CONTENEDOR + MARGEN DE SEGURIDAD

CARGA DE IZAJE



SISTEMA ANTI-PENDULO

FIJO EN LA PIERNA LADO MAR DE LA GRUA

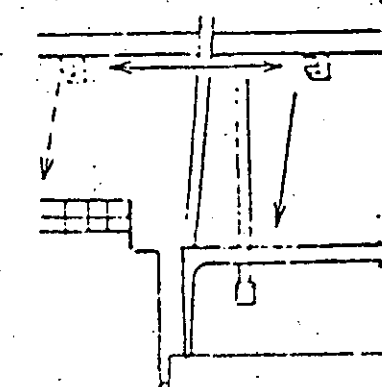
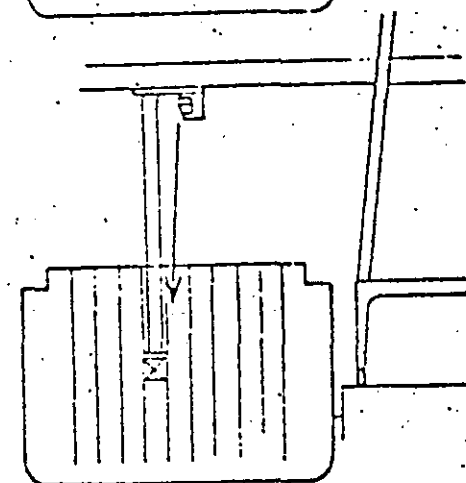
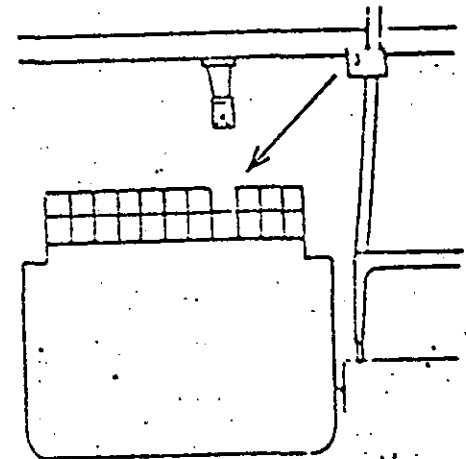
- BUENA VISIBILIDAD EN CUBIERTA DE BARCO

FIJA EN EL TROLE

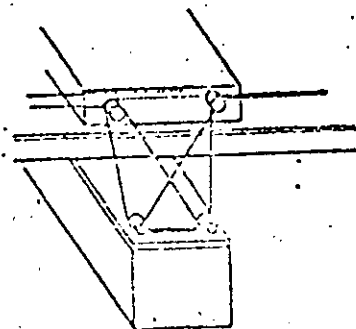
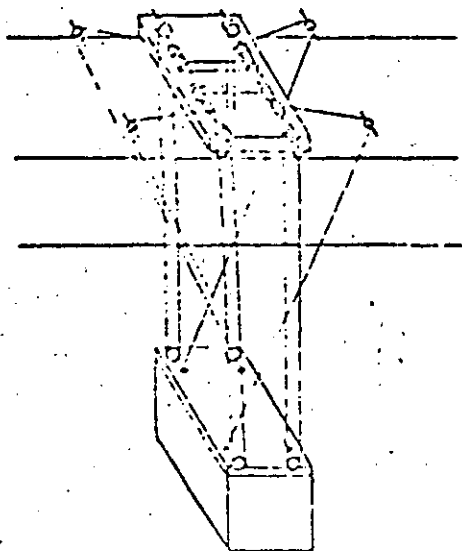
- BUENA VISIBILIDAD EN BODEGA DEL BARCO
- SISTEMA MAS EMPLEADO

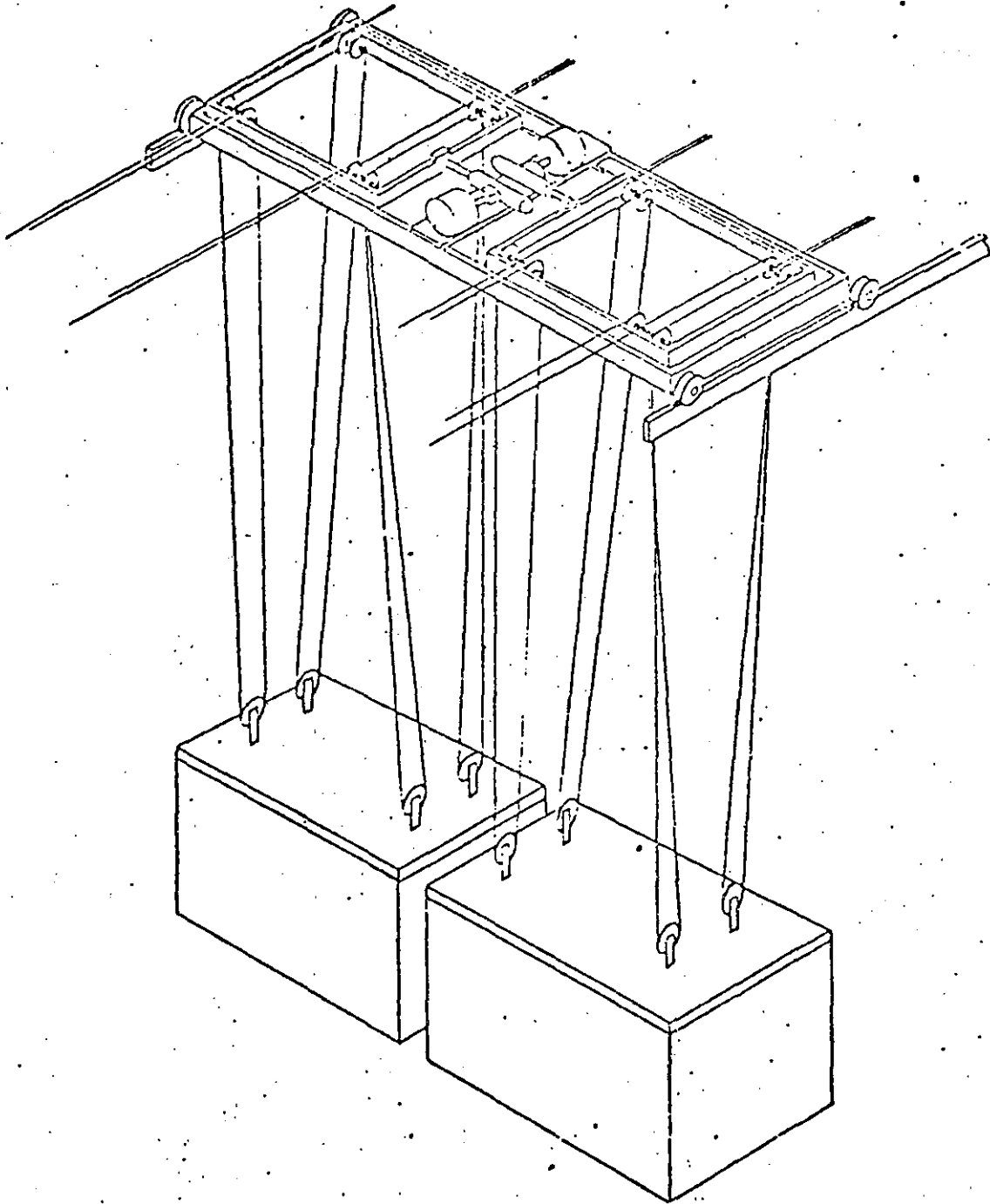
MOVIL

- SE ELIGE LA MEJOR VISIBILIDAD
- ALTO COSTO



LOCALIZACION CASETA DE OPERACION





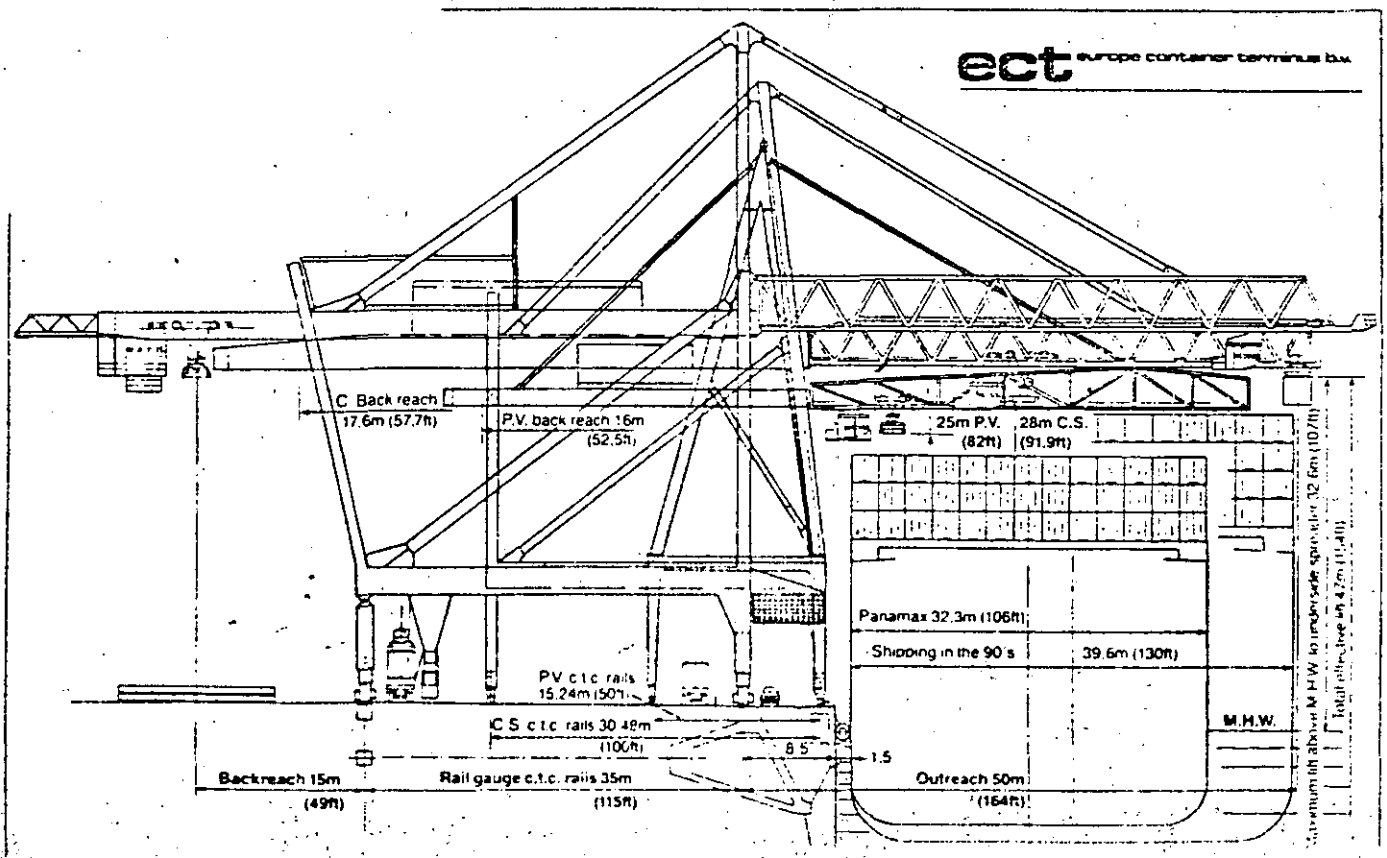
IEAJE DOBLE

CARACTERISTICAS GENERALES DE GRUAS PORTACONTENEDORES:

SE MUESTRA EN SECCION TRANSVERSAL LOS PERFILES DE LAS GRUAS DENOMINADAS DE 1a. , 2a. y 3a. GENERACION.

LAS DE LA 3a. GENERACION INICIARON OPERACIONES EN EL PUERTO DE ROTTERDAM EN 1984, Y SUS CARACTERISTICAS PRINCIPALES SON:

- CAPACIDAD BAJO SPREADER 55 TONS.
- SEPARACION ENTRE RIELES DE 35 M. PARA ALOJAR OTRO TROLE/SPREADER PARA CARGA/DESCARGA DE CHASISES EN TIERRA, A PARTE DEL SPREADER DEL BRAZO DE LA GRUA.
- ALTURA DE LEVANTE, DE PLATAFORMAS MUELLE, A PARTE INFERIOR SPREADER, 33 M.; A FIN DE PERMITIR EL MANEJO DE 5 ALTURAS DE CONTENEDORES SOBRE CUBIERTA.
- PROFUNDIDAD DE IZADO, 14 M. BAJO LA PLATAFORMA DEL MUELLE.
- SPREADER DOBLE, PARA MANEJAR 2 CONTENEDORES DE 20' CON 24 TONS. DE CARGA C/U.
- ALCANCE; 40 M. DESDE EL SISTEMA DE DEFENSAS DEL PARAMETRO DE ATRAQUE PARA SERVIR A 16 HILERAS DE CONTENEDORES.
- PRODUCTIVIDAD: 60 CICLOS POR HORA.



SISTEMA DE MANEJO DE CONTENEDORES EN PATIO.

Los sistemas de manejo, se pueden dividir en:

- A.- Sistemas de chasis.
- B.- Sistema de marco transportador de contenedores (Straddle Carrier)
- C.- Sistema de montacargas.
- D.- Sistema de Grúa Portico de patio sobre neumaticos (Transteiner, travelift, etc.)
- E.- Sistema de Grúa de patio sobre rieles (Transteiner, travelift, etc.)

A continuación se describen los diversos sistemas:

A.- Sistema de chasis.

La grúa porta-contenedores deposita el contenedor sobre el chasis que un tractor transporta al patio, el cual es almacenado sobre el chasis. Este sistema es el empleado por la Compañía SEA-LAND y presenta las siguientes ventajas.

- 1.- Los contenedores se manejan con mayor facilidad y rapidez que con cualquier sistema. El manejo de -- contenedores por año es del orden de 2 a 3 veces -- el de los otros sistemas.
- 2.- Se reduce la frecuencia de movimientos directos de los contenedores, por lo que se reducen a un mínimo los daños.

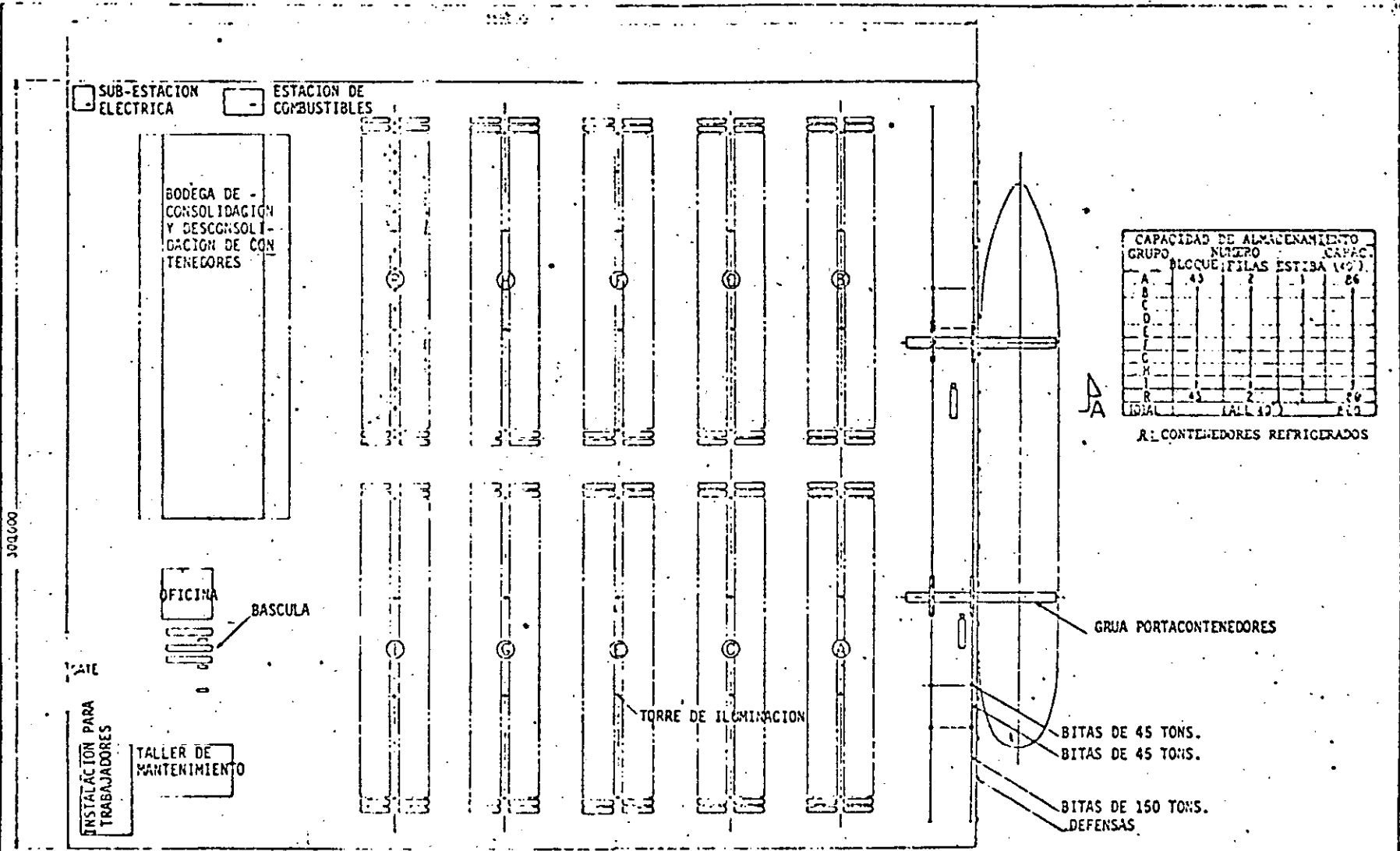
- 3.- Dado que no existen vehiculos pesados, la superficie de rodamiento no demanda una pavimentación para servicio pesado.

Desventajas:

- 1.- Se requieren tantos chasis como contenedores en -- Patio, lo que elevara el valor inicial del equipamiento.
- 2.- Dado que los contenedores no pueden apilarse en capas multiples, los patios son de gran amplitud. Lo cual aumenta la inversión en intalaciones y servicios en tierra.
- 3.- Los chasis no solo se utilizan internamente en los patios, sino también fuera del mismo, por lo que requieren ser chasis de carretera con alto valor y costo de mantenimiento.

Este sistema requiere de 40 m2./TEU de patios.

En la siguiente figura se muestra uan terminal operada bajo el sistema de chasises.



CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO

GRUPO	BLOQUE	NUMERO	ESTIBA (40')	CAPAC.
A	43	2	1	86
B				
C				
D				
E				
F				
G				
H				
I				
J				
K				
L				
M				
N				
O				
P				
Q				
R	43	2	1	86
TOTAL				172

R: CONTENEDORES REFRIGERADOS

CORRIDOR

PUENTE

INSTALACION PARA TRABAJADORES

TALLER DE MANTENIMIENTO

CORTE "A"



W.L.

35.	TERMINAL DE CONTENEDORES
	SISTEMA DE CHASIS

C.- Sistema de marco transportador de contenedores
(Straddle Carrier).

Esta grúa, estructuralmente es en forma de "U" invertida y transita sobre 4 u 8 ruedas neumáticas de tracción y direccionales.

La grúa hiza los contenedores, dejados por la grúa portacontenedores en la plataforma del muelle y los transporta y almacena en el patio en el área destinada a importaciones.

En la explotación los transportadores toman el contenedor en el área correspondiente y lo trasladan a la plataforma del muelle, en donde la grúa lo toma para estiba en las bodegas ó sobre cubierta del barco.

El almacenamiento de contenedores es a dos aluras, las hileras de contenedores son perpendiculares a la banda de atraque, dejando un espacio entre dichas hileras de aproximadamente 1.50 m. para el tránsito del equipo.

La velocidad de tránsito es del orden de 15/18 Km/hr., inferior a los 30 Km/hr. permitida en las terminales de contenedores.

El sistema presenta las siguientes ventajas y desventajas:

Ventajas:

- 1.- Es flexible para hacer frente a las modificaciones de la distribución de contenedores en los patios.

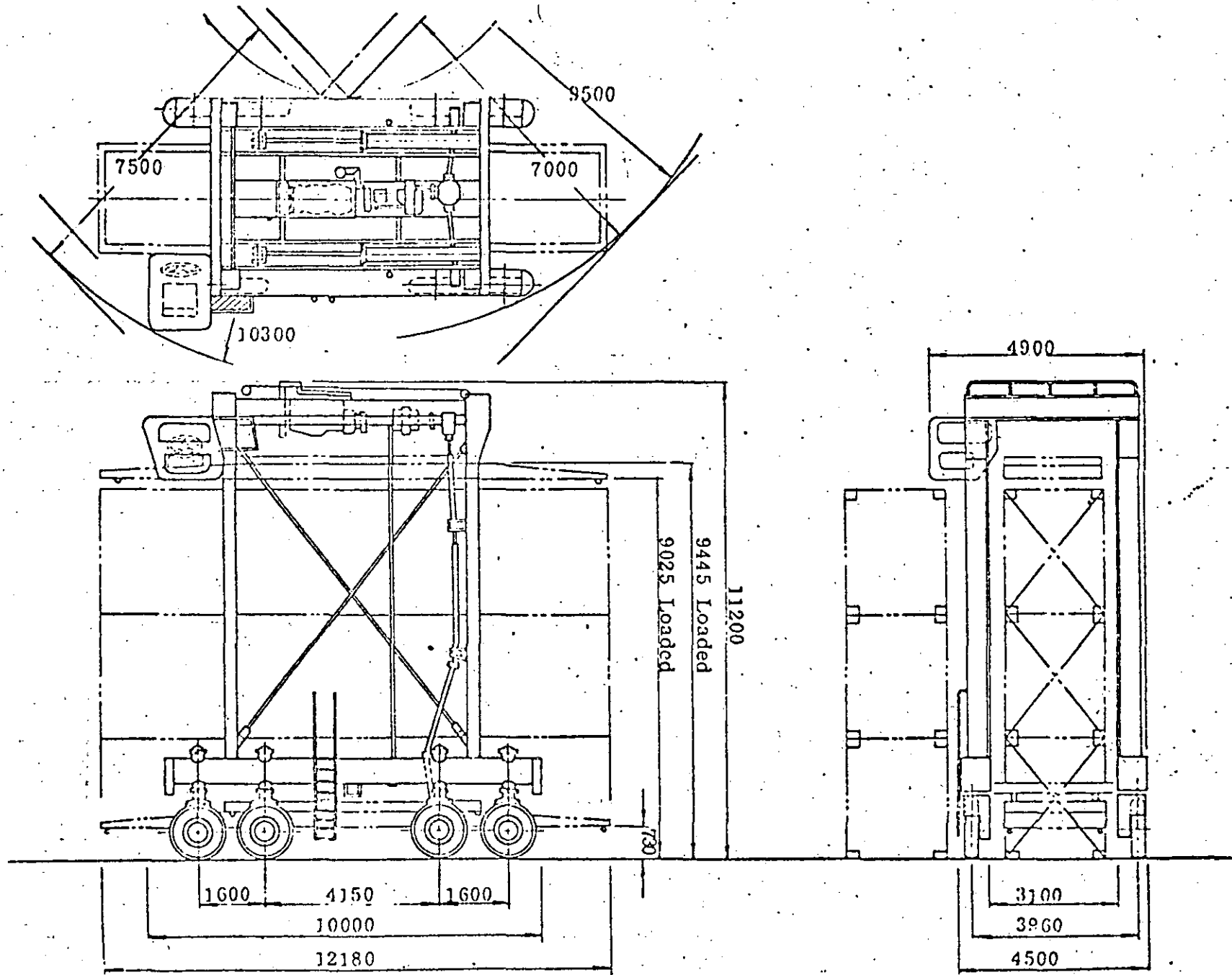
- 2.- Es posible despachar rápidamente los contenedores.
- 3.- Dado que los contenedores pueden apilarse en capas múltiples, se utilizan en forma eficiente los patios.

Desventajas:

- 1.- El pavimento de los patios deberá diseñarse para soportar una mayor carga.
- 2.- Dado que en su mayoría son de accionamiento hidráulico, por lo general presentan gran número de escapes de líquido que dificultan el tránsito de otro tipo de vehículos y personal.
- 3.- Requieren un alto costo de mantenimiento, alta habilidad para operarlos.

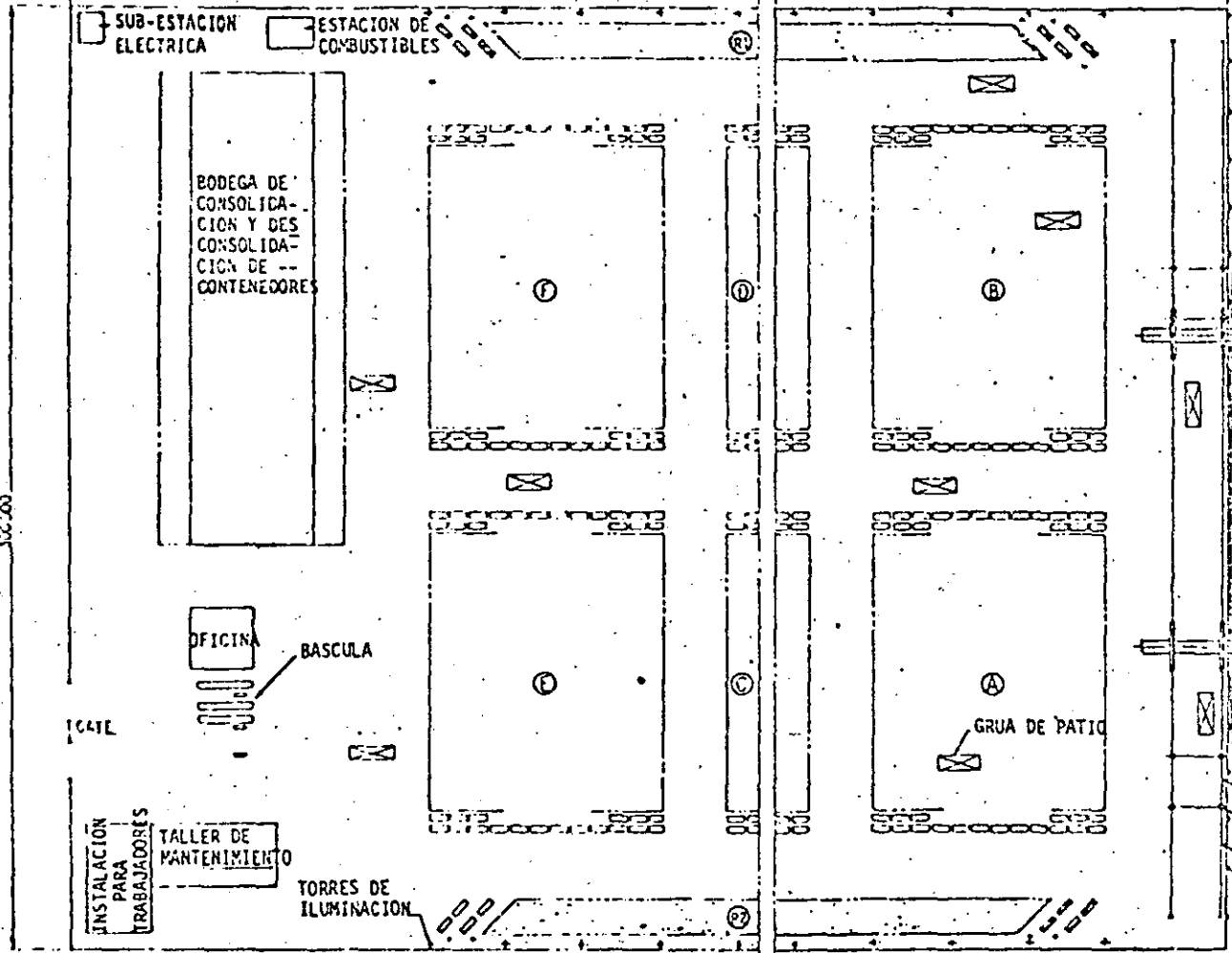
Este sistema requiere del orden de 15 m²/TEU de patios para dos alturas de estiba.

En la siguiente figura se muestra una terminal manejada con el sistema de grúas "U" de patio.



GRUA "U" DE PATIO

42000



GRUPO	CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO		CARGA
	NUMERO	TONS	
A	12	24	124
B			
C			
D			
E			
F	32	26	104
R1	2	40	10
R2	2	40	10
TOTAL			154

ALAZZ. CONTENEDORES REFRIGERADOS

A

GRUA PORTACONTENEDORES

BITAS DE 45 TONS.
BITAS DE 45 TONS.
BITAS DE 150 TONS.
DEFENSAS

INSTALACION PARA TRABAJADORES

TALLER DE MANTENIMIENTO

TORRES DE ILUMINACION

OFICINA

BASCULA

BODEGA DE CONSOLIDACION Y DESCONSOLIDACION DE CONTENEDORES

SUB-ESTACION ELECTRICA

ESTACION DE COMBUSTIBLES

GRUA DE PATIO

39. TERMINAL DE CONTENEDORES

SISTEMA DE GRUA "U" DE PATIO (STRADDLE CARRIER)

C.- Sistema de Montacargas.

Los montacargas pueden estibar los contenedores a dos alturas (los fabricantes recomiendan 3 alturas, pero se reduce la eficiencia).

Estos montacargas se utilizan con poca frecuencia en la transferencia de contenedores entre la grúa y el patio, por lo que se considera equipo auxiliar para carga-descarga de contenedores en patio.

Dado que los contenedores de 20' en un 95% cuentan con perforaciones para las agujas, se puede utilizar montacargas con horquillas.

Los contenedores de 40' están diseñados para izarse por las cuatro esquinas superiores verticalmente, por lo que los montacargas requieren bastidor de izaje de contenedores. El 5 % de estos contenedores (aproximadamente) cuentan con perforaciones para la agujas del montacargas.

La transferencia de contenedores de la grúa a los patios se realiza comunmente con tractores y chasis de patio.

Este sistema requiere del orden de 40 a 50 m²/TEU. de patios en promedio.

D.- Sistema de Grúas Portico de patio sobre nuematicos.

Con este sistema de grúas se pueden almacenar hasta 7 hileras y apilar 4 contenedores.

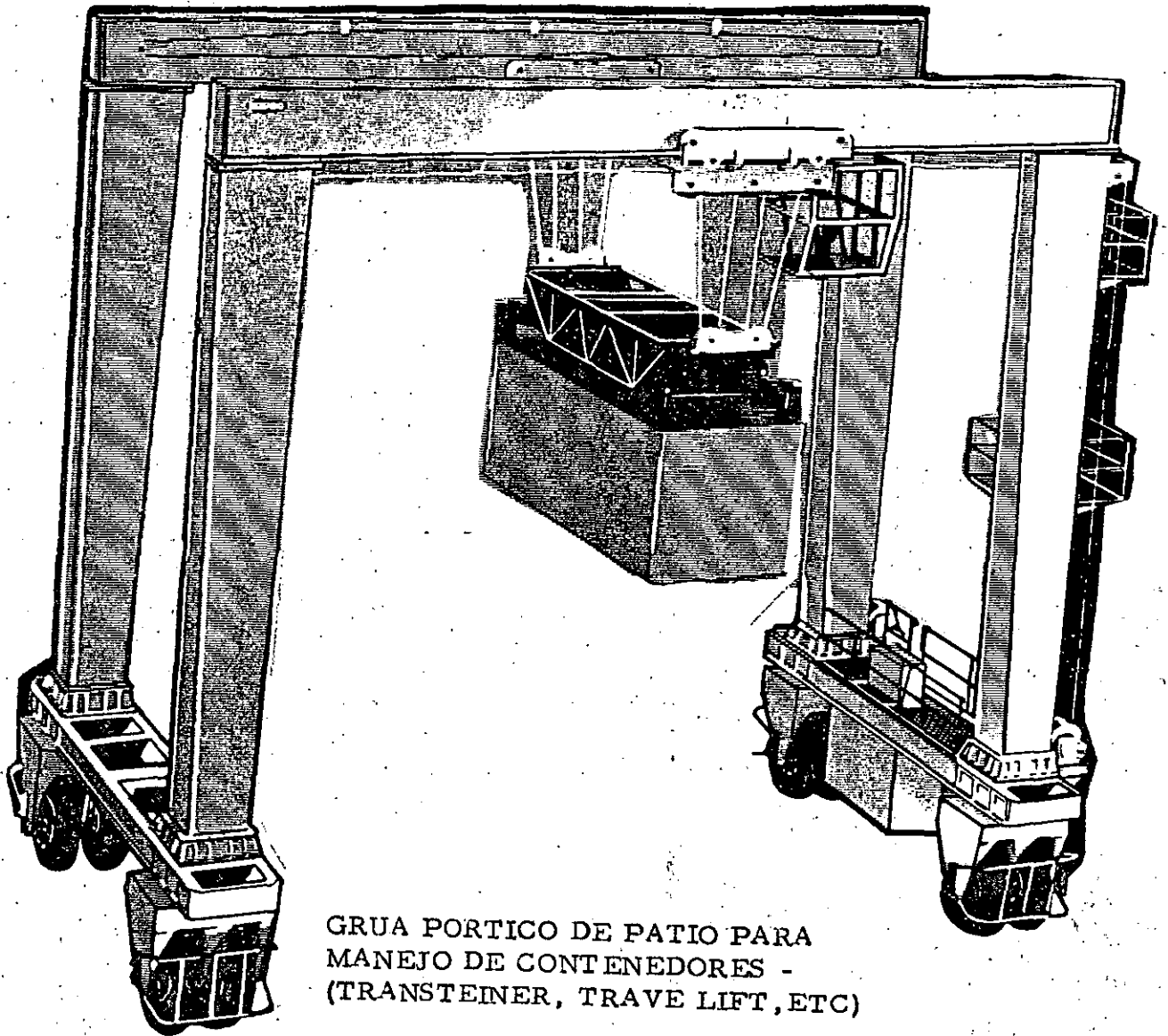
El tamaño mínimo de este tipo de grúas es para 3 hileras más un carril de transito, y 3 alturas de estiva.

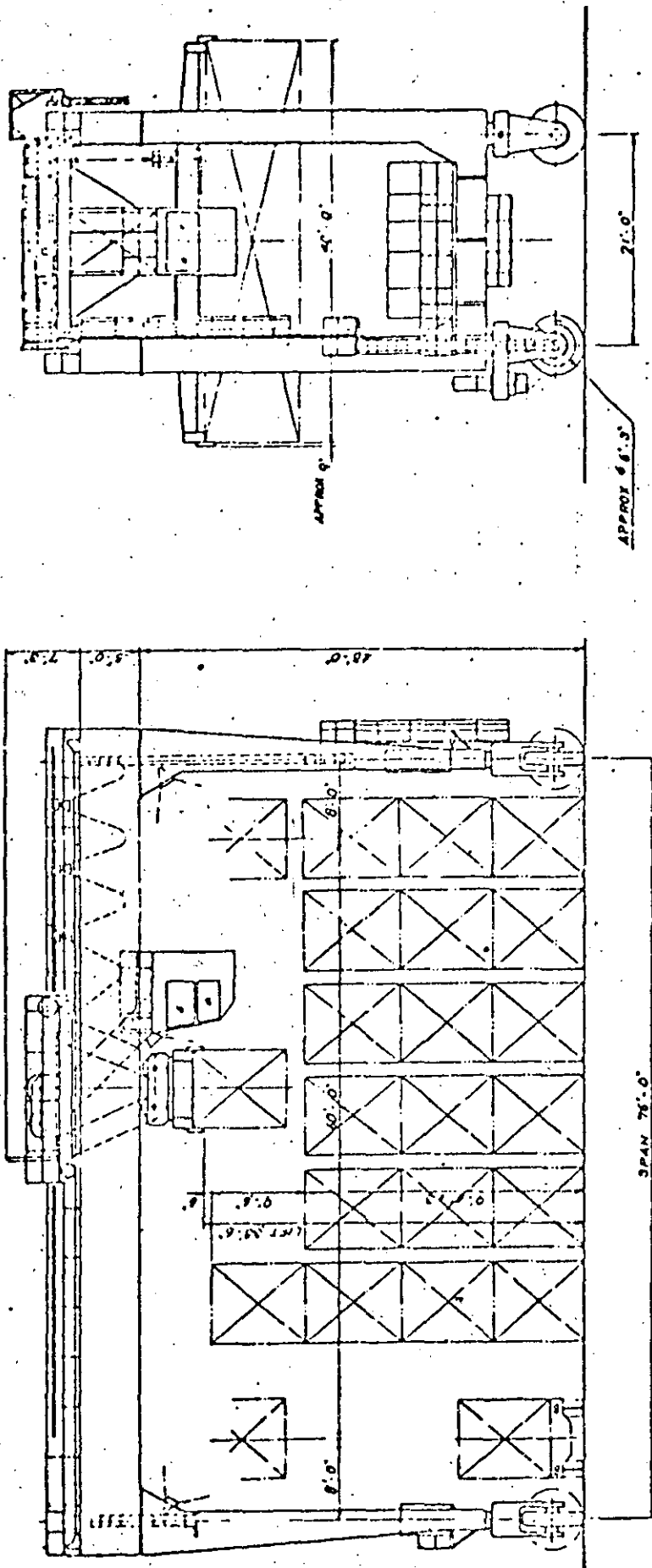
La velocidad de transito varia de 100 a 150 m/min. y la transversal del bastidor de izaje de 40 a 70 m/min.

Este tipo de grúas requiere de un pavimento para servicio pesado, sin embargo dado que esta limitada la ruta de transito, se requiere reforzar el pavimento en el área de desplazamiento.

Este sistema requiere del orden de 10 - 12 m²/TEU. de patios.

En la siguiente figura se muestra una Grúa Portico de Patio.





GRGA DE PATIO SOBRE NEUMATICOS

SUB-ESTACION ELECTRICA ESTACION DE COMBUSTIBLES

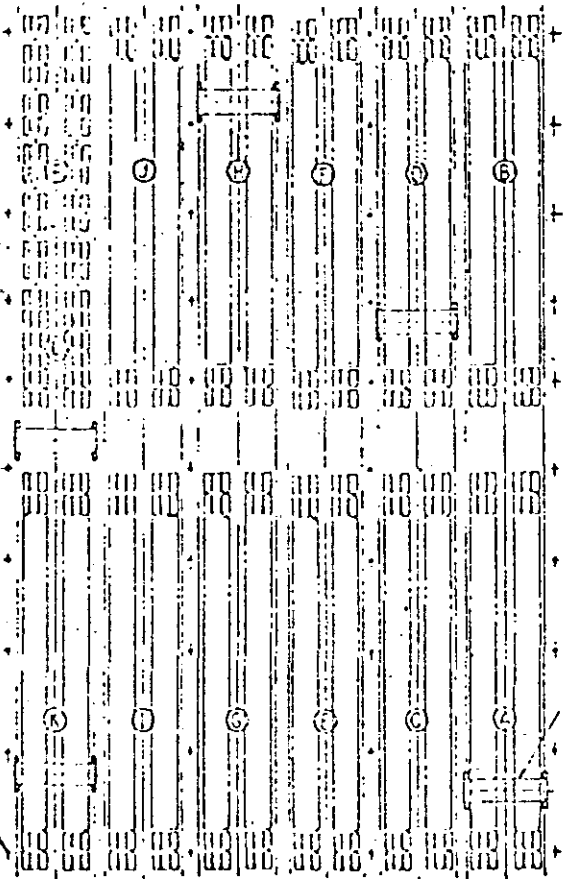
BODEGA DE CONSOLIDACION Y DESCONSOLIDACION DE CONTENEDORES

OFICINA BASCULA

CAIL

TORRES DE ILUMINACION

TALLER DE MANTENIMIENTO
 INSTALACION PARA TRABAJADORES



CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO			
GRUPO	NUMERO	BLOQUE	ESTIB. / CAPAC.
A	19	6	3 342
B			
C			
D			
E			
F			
G			
H			
I			
J			
K	19	1	1 342
L	5	1	3 320
R	12	6	2 344
TOTAL			6256

81 CONTENEDORES REFRIGERADOS

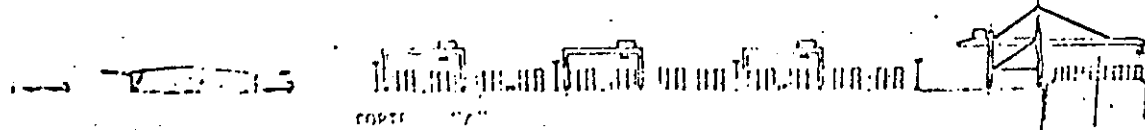
GRUA PORTICO DE PATIO S/NEUMATICOS

GRUA PORTACONTENEDORES

BITAS DE 45 TONS.
 BITAS DE 45 TONS.
 BITAS DE 150 TONS.
 DEFENSAS

40 TERMINAL DE CONTENEDORES

SISTEMA DE GRUA DE PATIO S/NEUMATICOS



F.- Sistema de Grúas Portico de patio sobre rieles.

Estas grúas, denominadas "del mañana", permiten el máximo de almacenamiento de contenedores en la menor -- área de patios, permitiendo la total automatización del sistema.

La translación y movimiento del bastidor de izaje son a base de motores electricos con toma corriente paralela a uno de los rieles.

Aunque, en patio se pueden apilar hasta 8 contenedores, ^{PER} seguridad, ante todo por sismo y viento, de acuerdo con la norma 150-1496 (provisional), sección uno, fija en 5 la altura máxima de contenedores cargados del mismo tamaño.

Por lo anterior, para este tipo de grúas la altura máxima de apilamiento es de 4 y 5 contenedores.

Las dimensiones máximas en la práctica son: 35 a 45 m. de claro con dos volados en uno ó ambos extremos de -- 5 a 7 m.

En su interior pueden almacenar hasta 15 hileras de contenedores con 5 alturas de apilamiento, uno de los volados es para la carga-descarga de plataformas de F.C. ó

tracto-camiones; en el otro volado se almacenan de 2 a 3 hileras de contenedores.

La velocidad de tránsito es 100 a 150 m./min. y la de desplazamiento transversal del bastidor de izaje de 80 a 100 m./min.

Esta grúa requiere de un diseño especial de cimentación por las grandes descargas que provoca.

Este sistema es adecuado para un alto manejo de contenedores sobre todo transportador con barcos de 3a. generación, donde se requiere una total automatización.

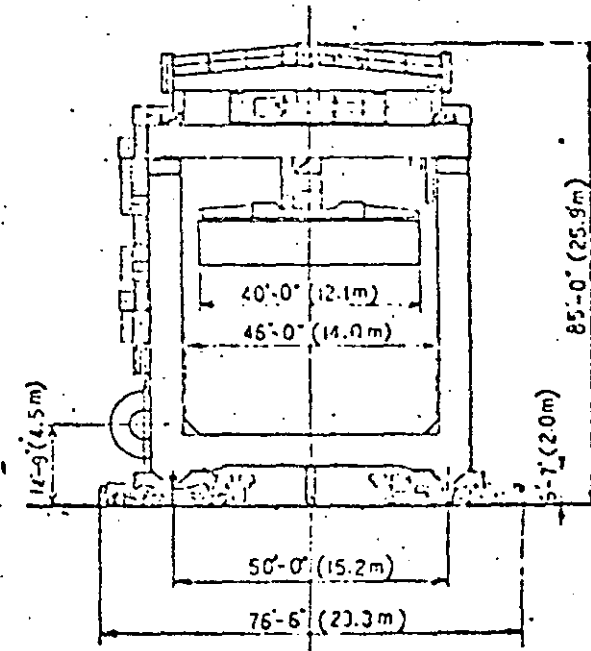
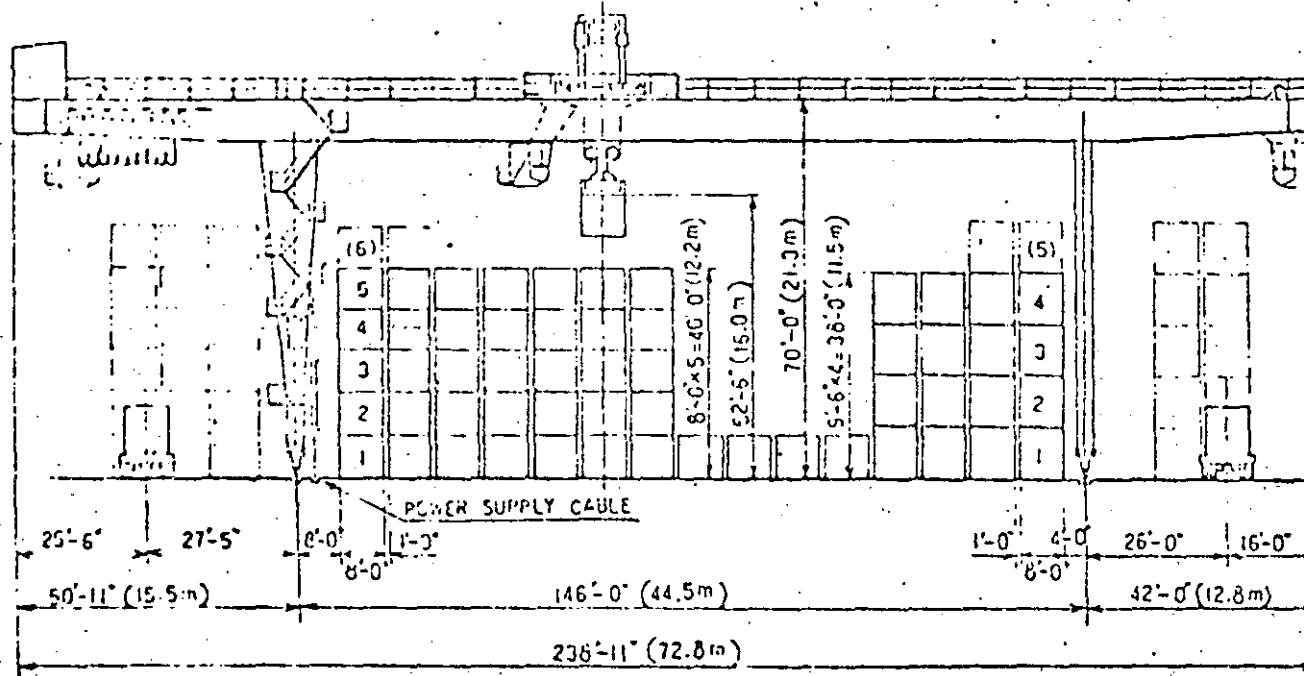
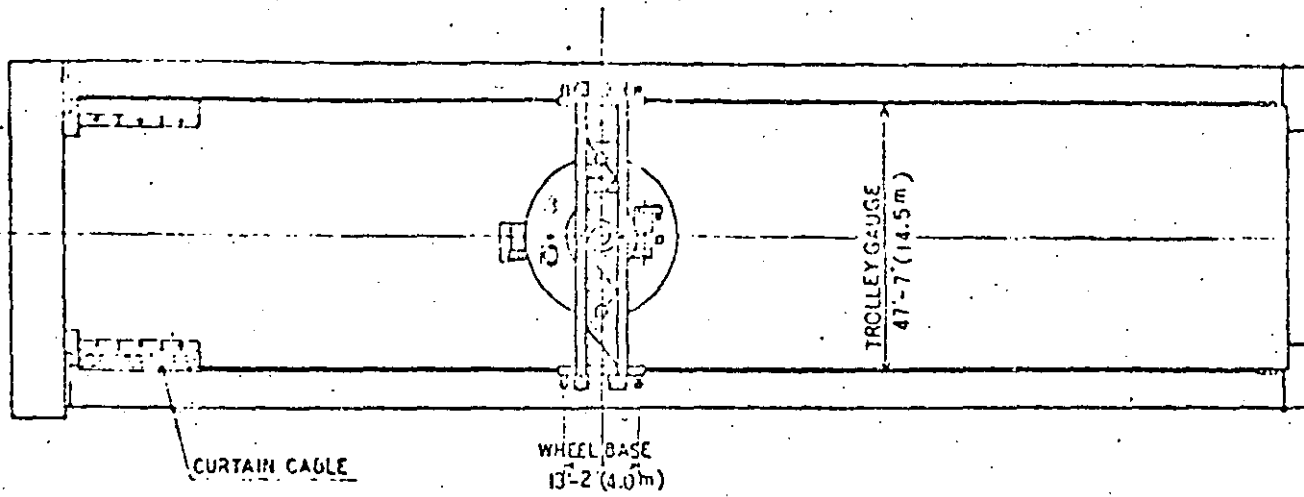
La transferencia de contenedores de la grúa a los patios se realiza por medio de tractores y chasis. Respecto a los tractores, se prevé para un futuro cercano la transferencia de más de 4 a la vez.

Este tipo de grúas es la que requiere menos costo de mantenimiento y de operación con respecto a los otros sistemas. En patio se requiere del orden de 9 m²/TEU.

En la siguiente figura se muestra una grúa de este tipo.

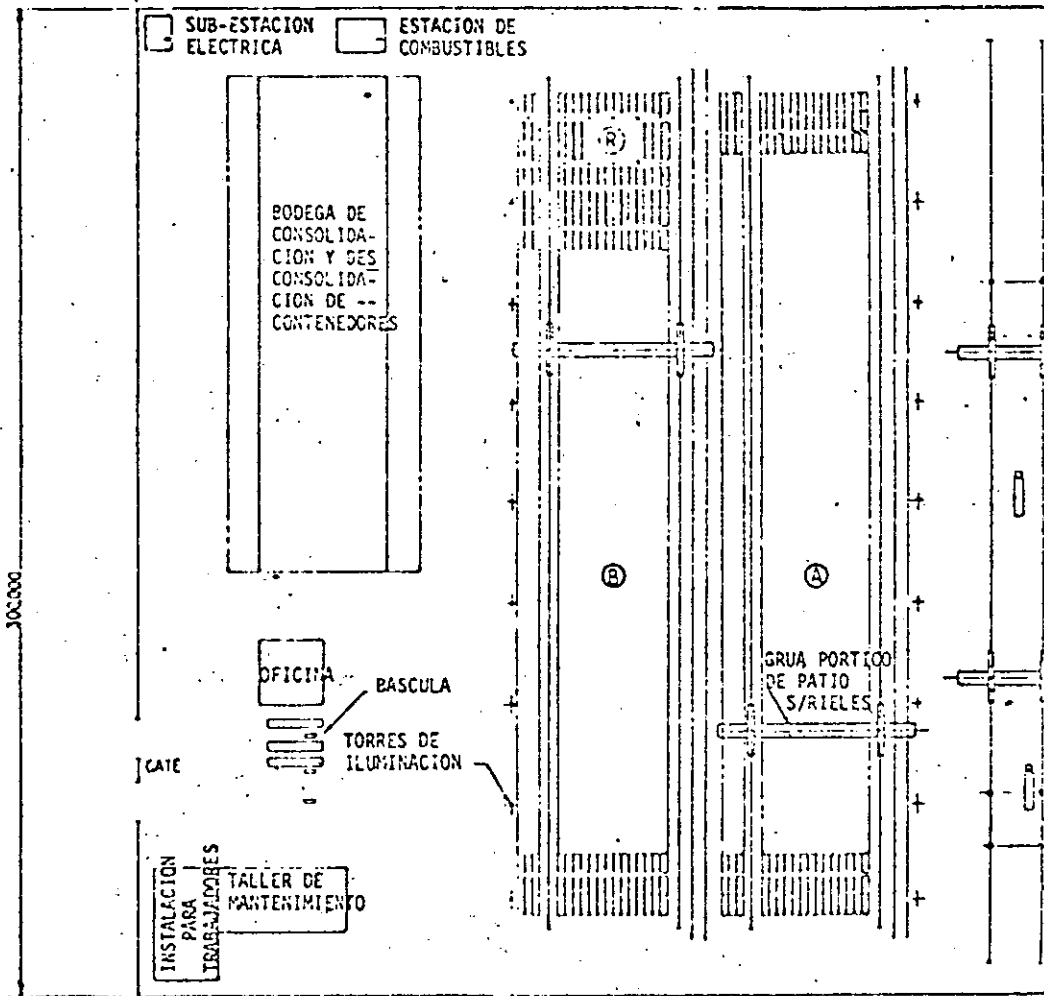
CARACTERISTICAS

RATED LOAD	35 LT
RAIL SPAN	164'-0" (49.98 m)
HEIGHT OF LIFT	52'-6" (16.02 m)
HOIST / LOWER	LOADED 150 ft/min (45.72 m/min)
HOIST / LOWER	UNLOADED 300 ft/min (91.44 m/min)
TROLLEY TRAVEL	400 ft/min (121.92 m/min)
GANTRY TRAVEL	300 ft/min (91.44 m/min)
TROLLEY ROTATION	3/4' /min
GANTRY RAIL	73 kg/m
POWER SUPPLY	AC 3300V 50Hz



GRUA DE PATIO SOBRE RIELES

175000

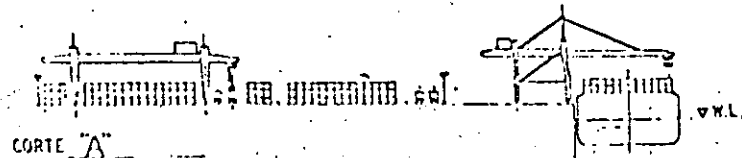


CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO				
GRUPO	NUMERO BLOQUE	FILAS	ESTERAS	CAPAC
A	20	17	3	7020
B	30	17	3	1856
R	4	17	2	228
TOTAL				9104

R: CONTENEDORES REFRIGERADOS

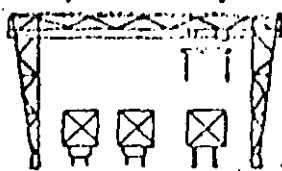
A
A

300,000

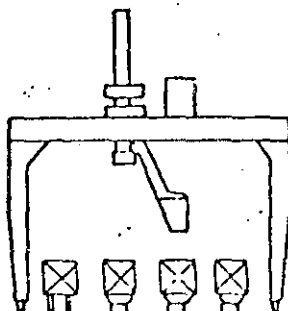


41. TERMINAL DE CONTENEDORES
SISTEMA DE GRUA PORTACONTEENEDORES S/RIELES

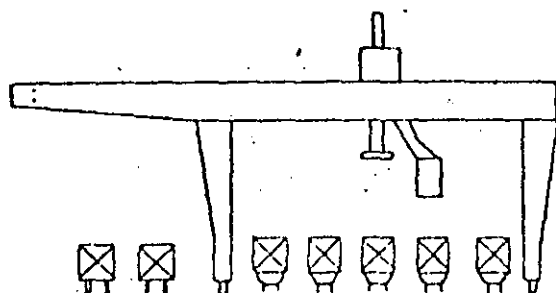
030



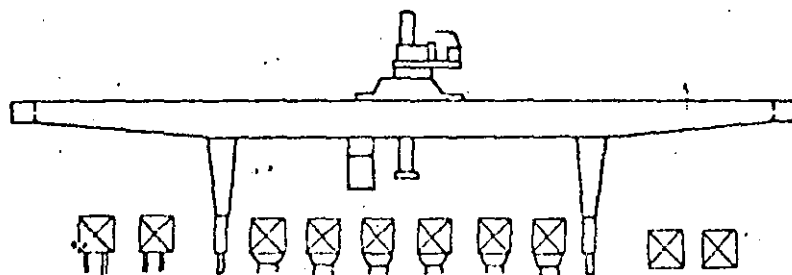
040



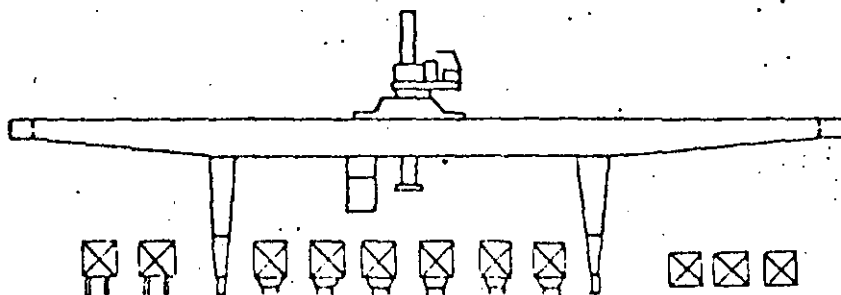
250



262



263



VISTA DE FRENTE DE GRUAS PORTICO S/RIELES
PARA CARGA/DESCARGA DE FF.CC. Y CAMIONES

COMPARACION DE LOS DIVERSOS SISTEMAS DE MANEJO DE CONTENEDORES EN PATIO.

Dado el alto costo de los equipos, es conveniente realizar estudios de la demanda en campo de los contenedores, para elegir desde el punto de vista económico a largo plazo el sistema adecuado.

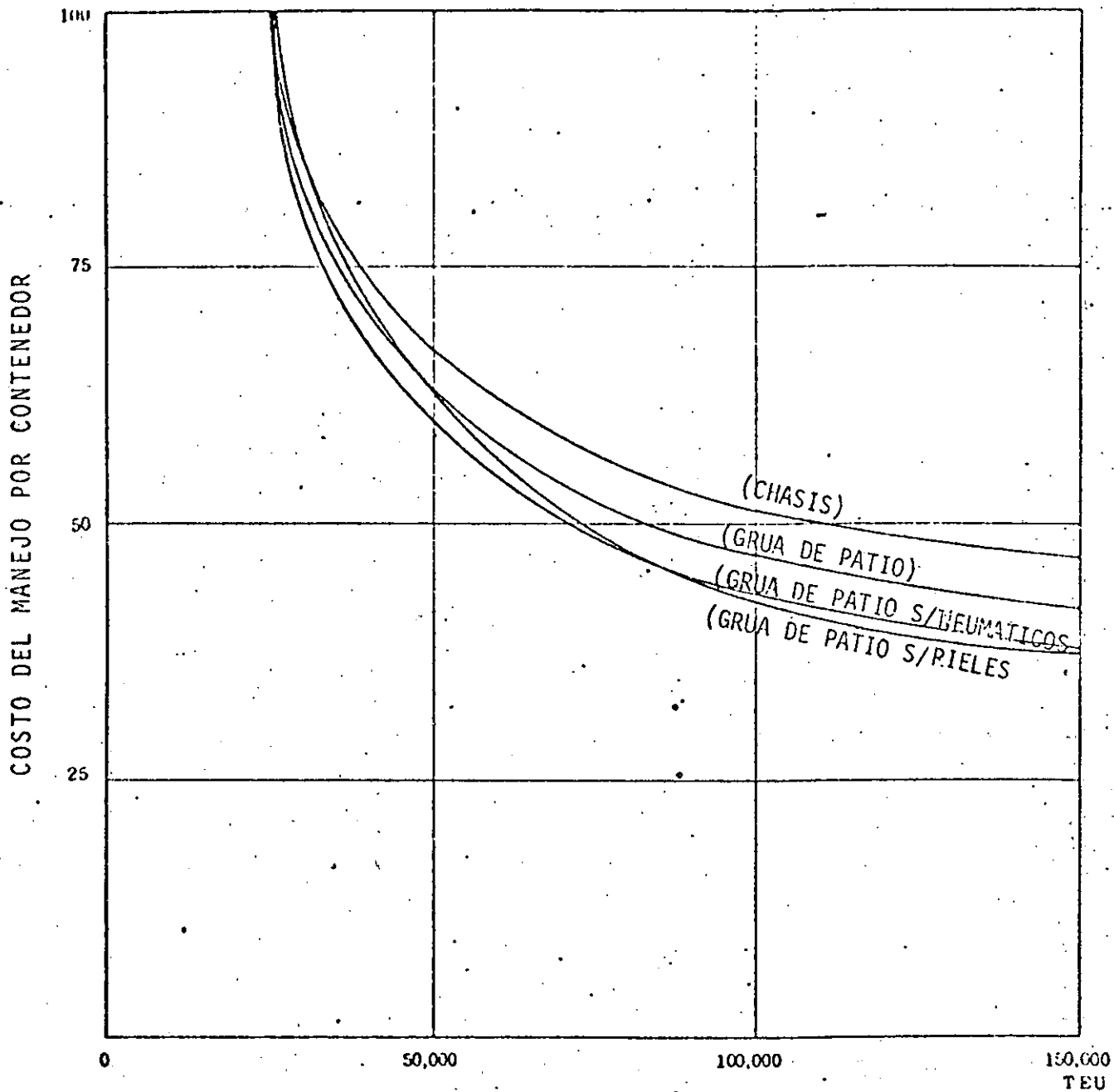
Los equipos mayores, tienen vidas económicas que varían de 15 a 25 años por lo que la decisión debe incluir horizontes de análisis del mismo orden.

A continuación se presentan una tabla mostrando el equipo y áreas necesarias en cada sistema. Una comparación de costos en función del sistema empleado y el número de contenedores manejados por año y por último un diagrama mostrando el costo relativo entre valor de terreno, el muelle y patios, los servicios y el equipamiento en terminales de contenedores del Japon, y una comparación cualitativa de los sistemas.

COMPARACION CUANTITATIVA DE LOS DIVERSOS SISTEMAS PARA
MANEJO DE CONTENEDORES.

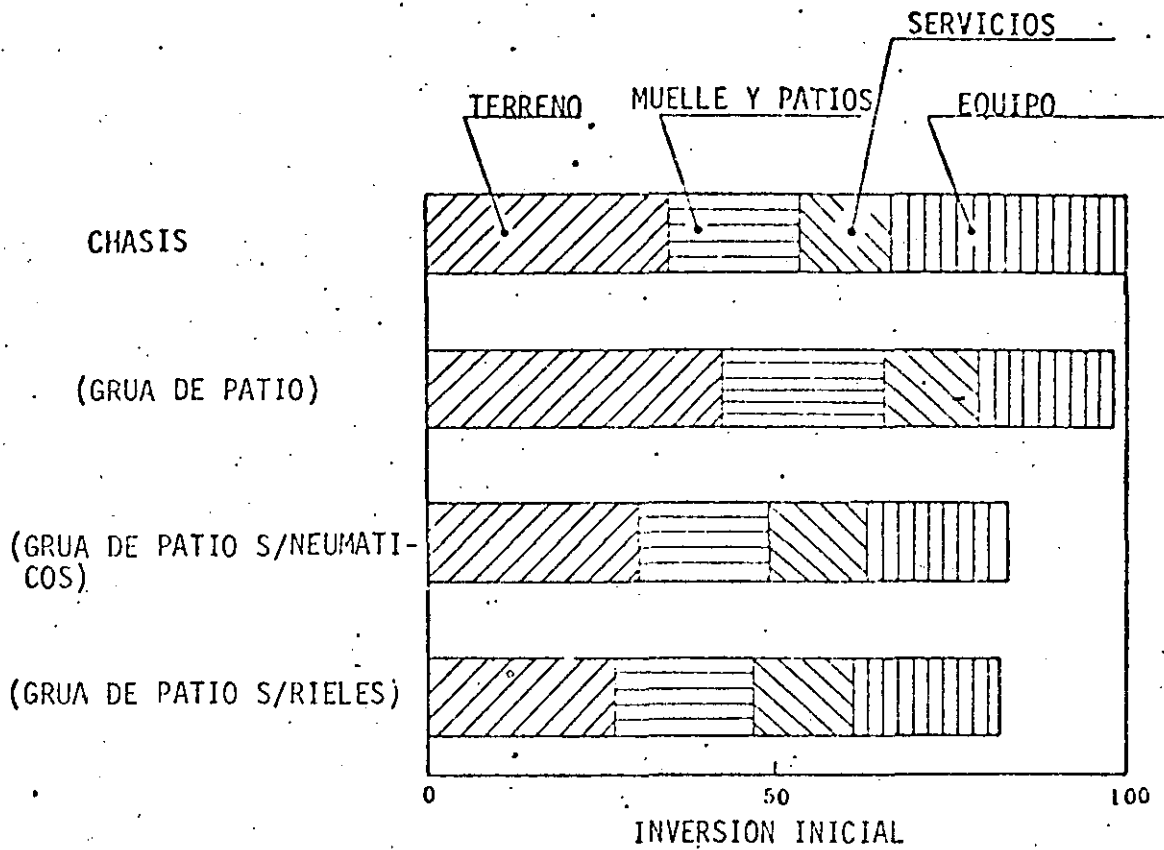
(CANTIDAD = 100,000 TEU)

SISTEMA	EQUIPO DE MANEJO						AREA EN TIERRA (HA)	CAPACIDAD DE PATIOS (TEU)
	GRUA PORTACON- TENE- DORES	CHASIS	GRUA DE PATIO	GRUA DE PATIO S/ NEUMATICOS	GRUA DE PATIO S/RIELES	TRACTOR		
CHASIS	2	720 + 30				18 + 2	10.77	1720
GRUA "U" DE PA- TIO	2		9				12.60	2904
GRUA PORTICO DE PATIO S/ NEUMATICOS	2	10 + 30		5		10 + 2	9.60	4086
GRUA PORTICO DE PATIO S/RIELES	2	10 + 30			2	10 + 2	8.37	4012



MANEJO DE CONTENEDORES POR AÑO

COSTO DEL MANEJO POR CONTENEDOR



COSTO RELATIVO A LOS DIVERSOS SISTEMAS DE MANEJO DE CONTENEDORES EN EL JAPON

COMPARACION CUALITATIVA DE SISTEMAS PARA MANEJO DE CONTENEDORES

CONCEPTO \ SISTEMA	TRACTOR CON CHASIS	GRUA DE PATIO	GRUA DE PATIO S/ NEUMATICOS	GRUA DE PATIO S/RIELES
CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO	△	○	⊙	⊙
COSTO INICIAL	△	○	⊙	⊙
SIMPLICIDAD	⊙	○	△	△
EFICIENCIA EN LA TRANSFERENCIA	⊙	○	△	○
EFICIENCIA EN MUELLE	△	⊙	△	△
FLEXIBILIDAD DE LAS OPERACIONES	⊙	○	△	△
SEGURIDAD DE LOS CONTENEDORES	⊙	△	○	○
COSTO DE MANTENIMIENTO DE EQUIPOS	○	△	⊙	⊙
FLEXIBILIDAD DE LAS OPERACIONES	⊙	⊙	△	△
POSIBILIDAD DE AMPLIACION DE AREAS	⊙	○	△	△
ADAPTACION A LA AUTOMATIZACION	△	△	○	⊙
CARGA /DESCARGA A F.C.	△	△	○	⊙

⊙ EXCELENTE

○ BUENO

△ CUESTIONABLE

CONTENEDOR DE VEINTE PIES (19'-10.5")		
CONSTRUCCION: Aluminio de lámina lisa, piso de madera.		
TARA	1600 Kgs.	3530 lbs.
PESO MAXIMO BRUTO	20320 Kgs.	44800 lbs.
CAPACIDAD CUBICA	31.1 m3	1097 piés cúbicos
DIMENSION EXTERIOR		
LARGO	6.058 metros	19'-10.5"
ALTO	2.438 metros	8'-00"
ANCHO	2.438 metros	8'-00"
DIMENSION INTERIOR		
LARGO	5.917 metros	233.15/16"
ALTO	2.249 metros	88.1/2"
ANCHO	2.336 metros	91.15/16"

CONTENEDOR DE CUARENTA PIES (40' - 00")		
CONSTRUCCION: Aluminio, lámina lisa, piso de madera dura.		
TARA	2800 Kgs.	610lbs.
PESO MAXIMO	30480 Kgs.	67200 lbs.
CAPACIDAD CUBICA	68 m3	2400 piés cúbicos
DIMENSIONES EXTERIORES		
ALTO	2.590 metros	08'-06"
ANCHO	2.438 metros	08'-00"
LARGO	12.192 metros	40'-00"
DIMENSIONES INTERIORES		
ALTO	2.397 metros	94'-5/16"
ANCHO	2.351 metros	92.1/2"
LARGO	12.066 metros	475"

CONTENEDOR DE VEINTE PIES (19'-10.5")		
CONSTRUCCION: Hierro, lámina corrugada piso de madera		
TARA	2250 kgs.	4960 lbs.
PESO MAXIMO	20320 kgs.	44800 lbs.
CAPACIDAD CUBICA	31.1 m3	1097 piés cúbicos
DIMENSIONES EXTERIORES		
ALTO	2.438 metros	08'-00"
ANCHO	2.438 metros	08'-00"
LARGO	6.058 metros	19'-10.5"
DIMENSIONES INTERIORES :		
ALTO	2.238 metros	07'-04.7/64"
ANCHO	2.350 metros	07'-08.33/64"
LARGO	5.058 metros	19'-06"

CONTENEDOR DE CUARENTA PIES (40'- 00")		
CONSTRUCCION: Lámina reforzada, piso de madera dura (ALUMINIO)		
TARA	2950 kgs.	6500 lbs.
PESO MAXIMO	30480 kgs.	67200 lbs.
CAPACIDAD CUBICA	67.0 m3	2380 piés cúbicos
DIMENSIONES EXTERIORES		
ALTO	2.590 metros	08'-06"
ANCHO	2.438 metros	08'-00"
LARGO	12.192 metros	40'-00"
DIMENSIONES INTERIORES		
ALTO	2.39 metros	94"
ANCHO	2.39 metros	94"
LARGO	12.051 metros	39'-06.1/4"

CONTENEDOR DE VEINTE PIES (19'-10.5")		
CONSTRUCCION: Chasis de fierro y forro exterior de laminas de fibra de vidrio con poliester, piso de madera y forro interior de triplay.		
TARA:	2,175 Kgs.:	4795 lbs.
PESO BRUTO MAX.	20320 Kgs.	44800 lbs.
CAPACIDAD CUBICA	31.1 m3	1116 piés cúbicos
DIMENSIONES EXTERIORES		
ALTO	2.438 metros	96"
ANCHO	2.438 metros	96"
LARGO	6.058 metros	238.5"
DIMENSIONES INTERIORES		
ALTO	2.246 metros	88.7/16"
ANCHO	2.348 metros	93.7/32"
LARGO	5.942 metros	233.15/16"

CONTENEDOR DE CUARENTA PIES (40'- 00")		
CONSTRUCCION: Aluminio, lámina lisa reforzada, piso de madera; insulated para soportar temperaturas hasta de -30°.		
TARA	3450 kgs.	7610 lbs.
PESO MAXIMO	30480 kgs.	67200 lbs.
CAP. CUBICA	67.6 m3	2387 piés cúbicos
DIMENSIONES EXTERIORES		
ALTO	2.590 metros	08'-06"
ANCHO	2.438 metros	08'-00"
LARGO	12.192 metros	40'-00"
DIMENSIONES INTERIORES		
ALTO	2.381 metros	93.3/4"
ANCHO	2.354 metros	92.11/16"
LARGO	12.058 metros	474.11/16"

FUERA DE LAS NORMAS ISO, SE MANEJAN CONTENEDORES DE

8'6" Y 9'6" DE ALTURA.

CONTENEDORES	<u>20'</u>	<u>24'</u>	<u>30'</u>	<u>35'</u>	<u>40'</u>	<u>45'</u>
1957		✓		✓		
1965	✓	✓	✓	✓	✓	
1983						✓
	↓ ISO		↓ ISO		↓ ISO	
		↓ MATSON		↓ SEA LAND		↓ AMERICAN PRESIDENT LINE
TARA	↓ 1900 Kg.				↓ 3500 Kg.	
CARGA UTIL	↓ 18 ton.				↓ 27 Ton.	
VALOR LAB. FABRICA	↓ \$ 2,000				↓ \$ 3,500	
USADO QUE RE QUIERE MANTE NIMIENTO	↓ 1/3 DE NUEVO				↓ 1/3 DE NUEVO	
REFRIGERADOS	↓ X 2.5 DEL ESTANDAR NUEVO				↓ X 2.5 DEL ESTANDAR NUEVO	

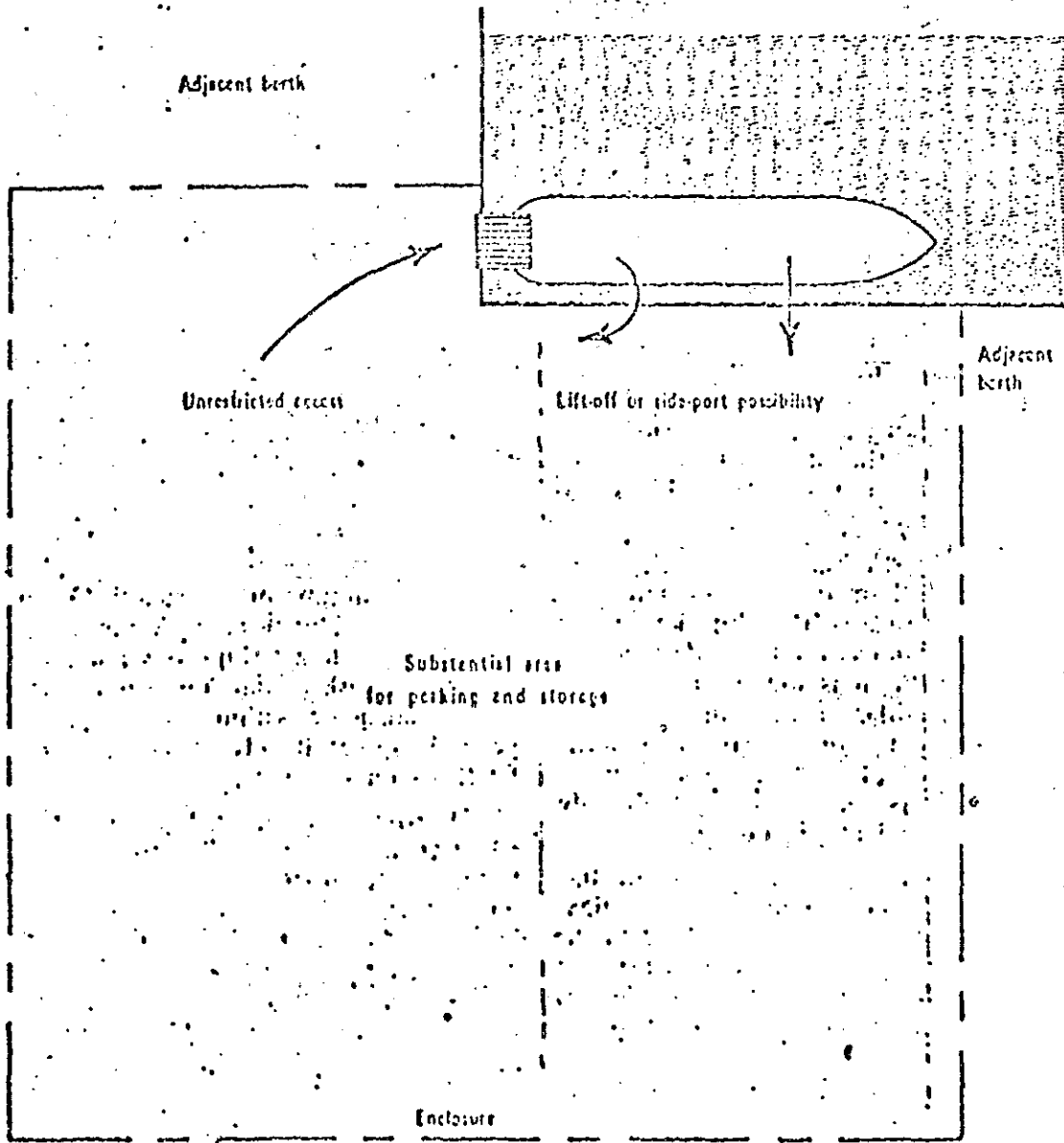
ANCHO : 8'
ALTO : 4, 8, 8' 6", 9 y 9' 6"

TERMINALES PARA EL TRANSBORDO POR RODADERA -- (TRANSBORDADORES). Las instalaciones para dar servicio a los transbordadores, dependiendo - del tipo de barco. Existen embarcaciones ex- - clusivas para el transporte de carga, el cual se encuentra sobre equipo rodante ya sea en - trailers convencionales y especializados para - este fin con ruedas pequeñas para un mejor ac- - do y de esta forma reducir los espacios vacíos del barco. Otro tipo de barco es el mixto, - que transporta carga y pasajeros. Ambos tipos cuentan con rampas en el propio barco para la transferencia de la carga a los atracaderos y otros no, por lo que hay que disponer en los - muelles rampas para su operación.

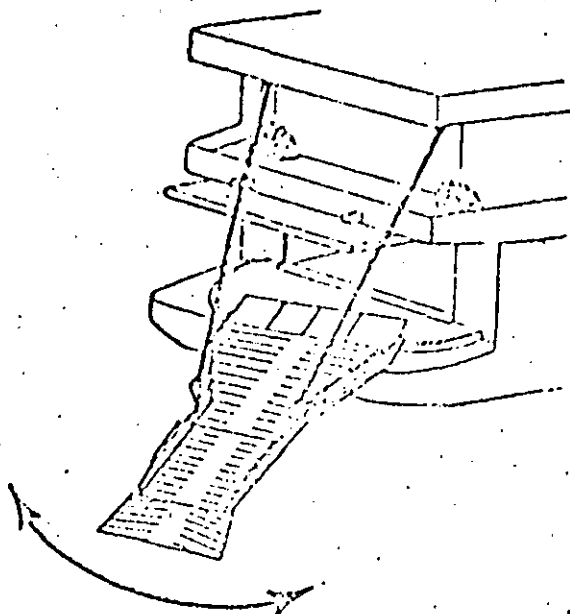
Una disposición general para este tipo de ins- - tala^ones se muestra en las Figuras Nos. 18,

La eficiencia en la operación de una terminal de este tipo dependerá del volúmen de carga y pasajeros.

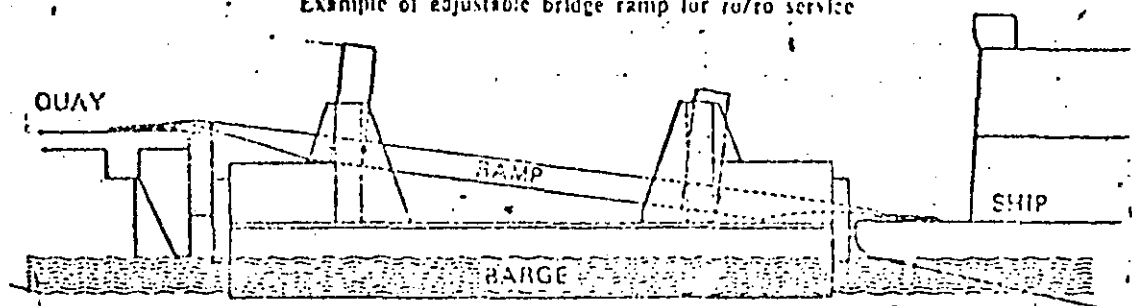
En México se cuenta con mayor número de trans- - bordadores que transportan carga y pasajeros - y no cuentan con rampas las embarcaciones. -- Por lo que en la disposición general deberá - incluirse patios para estacionamiento de --- trailers y una terminal de pasajeros.



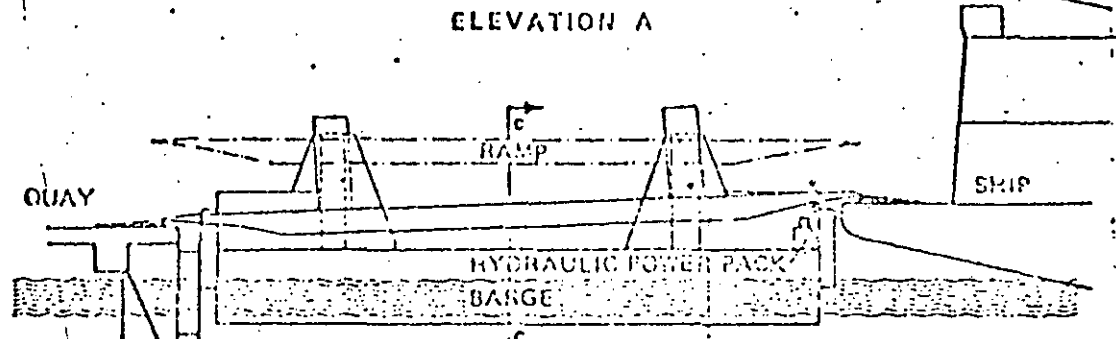
APRENDIZADO PARA TRANSBORDADOR



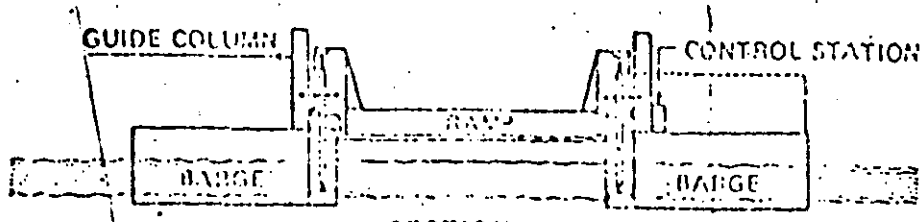
Example of adjustable bridge ramp for ro/ro service



ELEVATION A

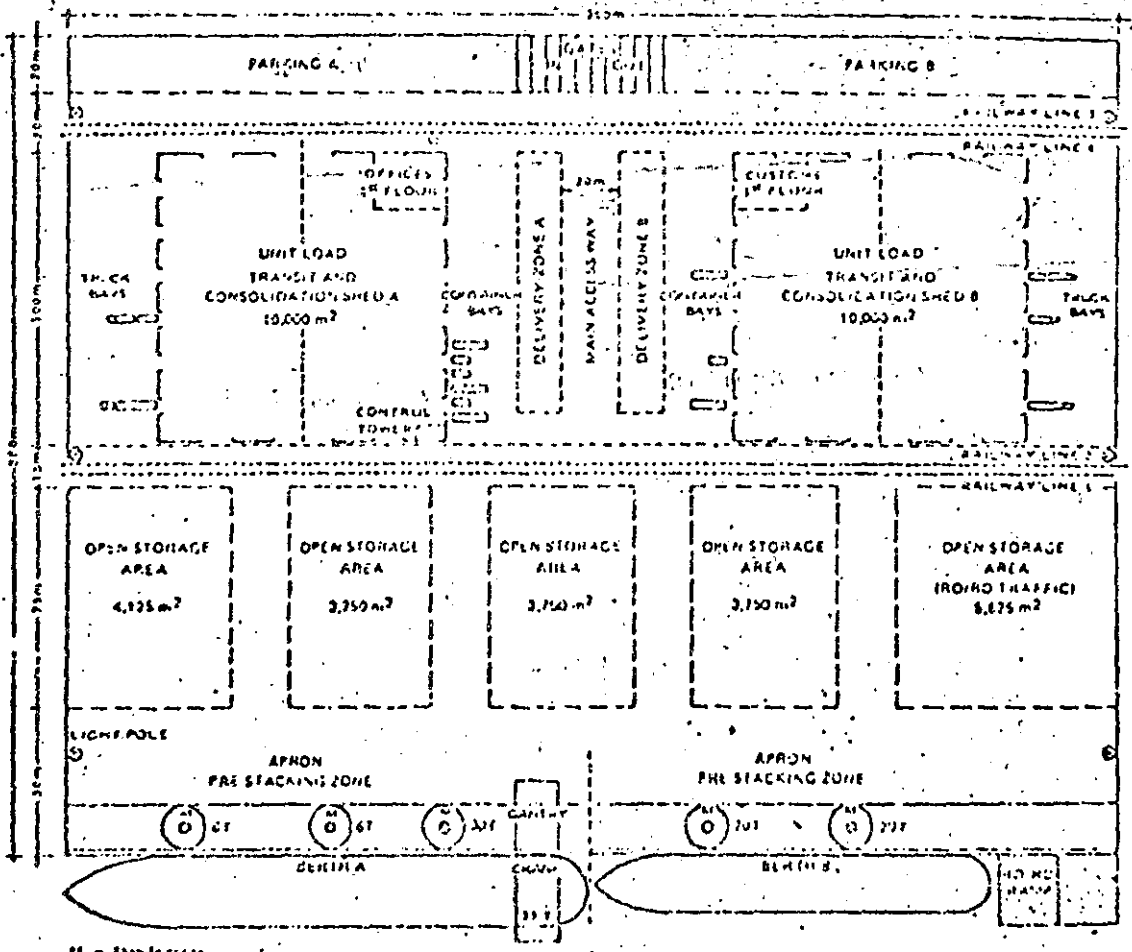


ELEVATION B

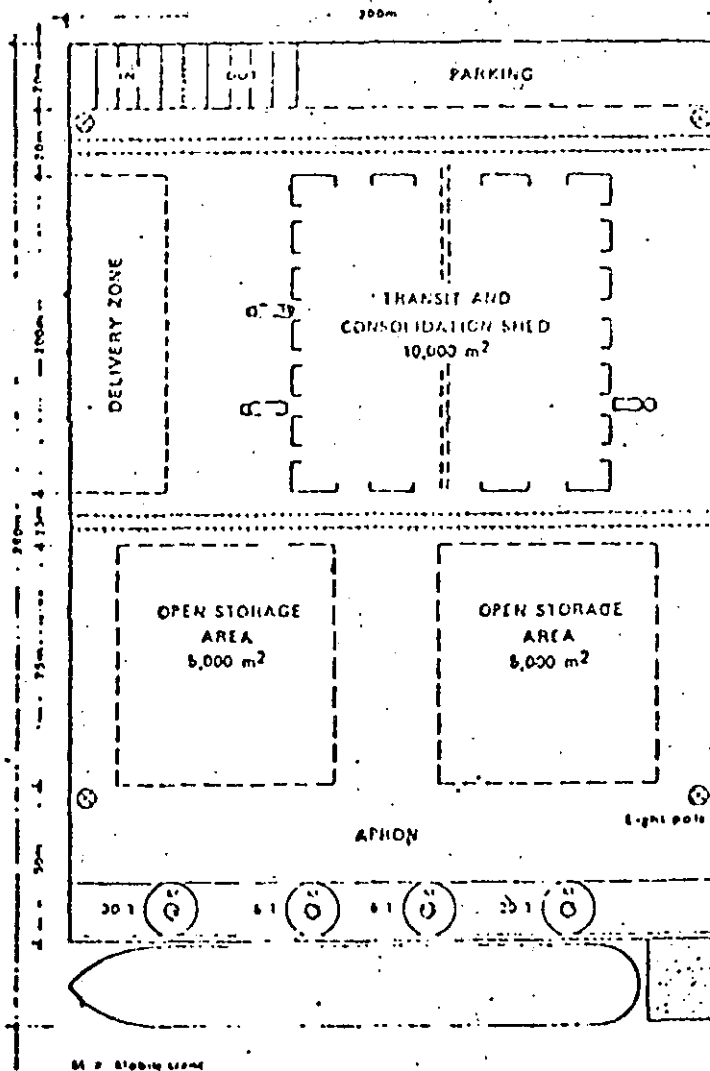


SECTION cc

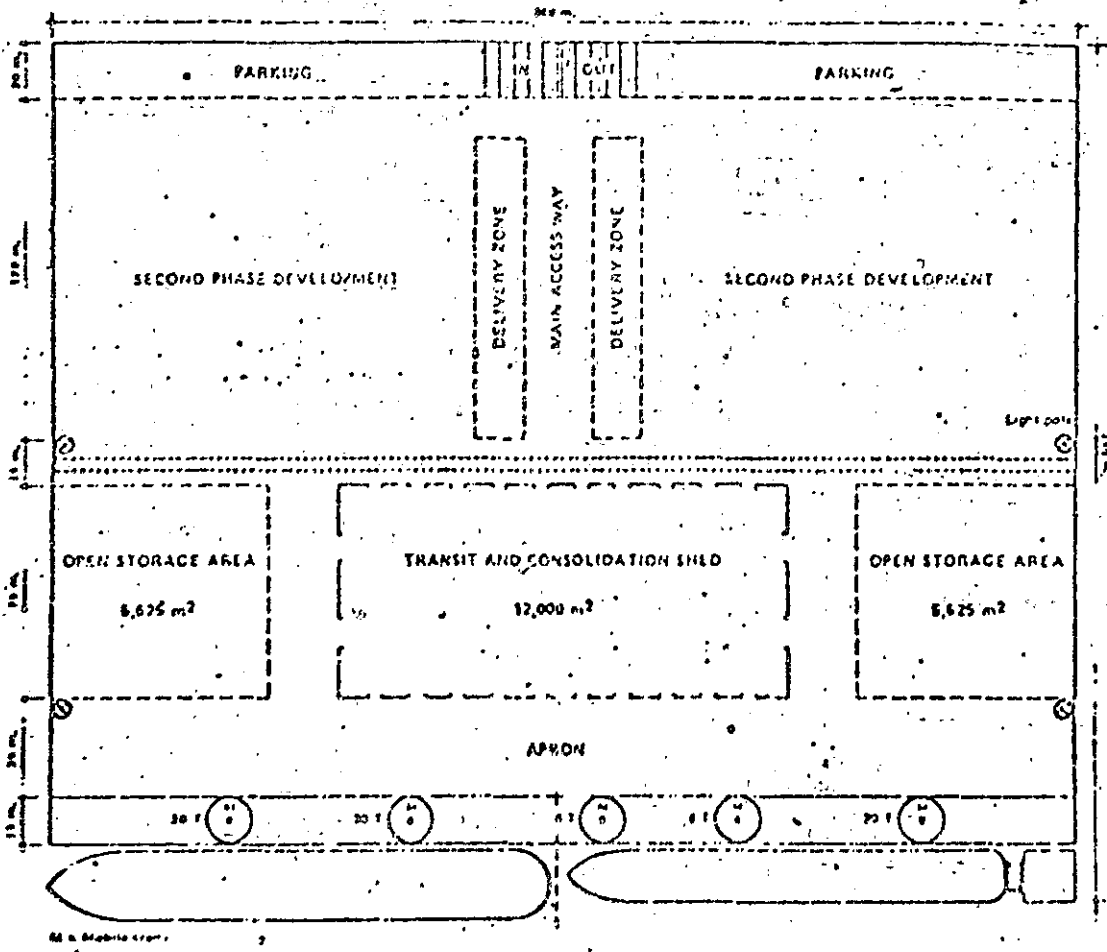
PAMPAS PARA LA POMICACION DE LOS VEHICULOS
 QUE TRANSPORTAN CARGA EN TRANSBORDADORES.



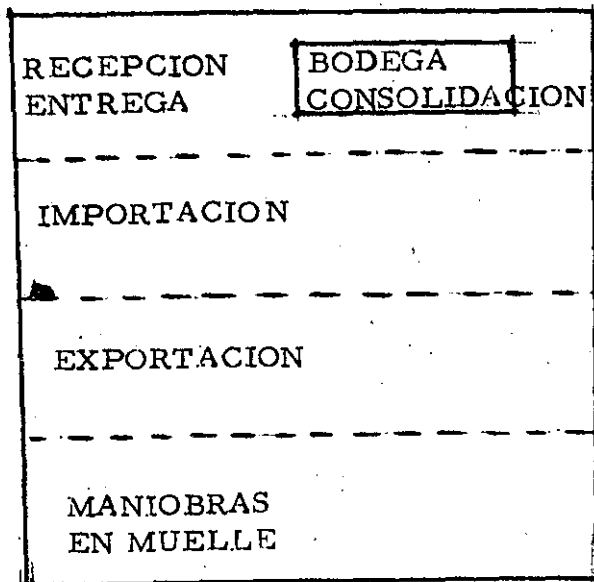
TERMINAL PORTUARIA PARA USOS MÚLTIPLES



ALTERNATIVA

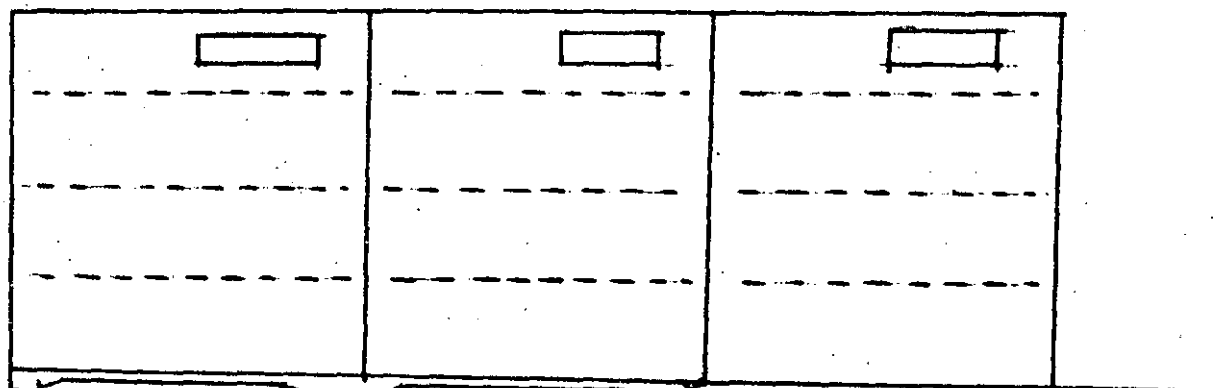


2a. ALTERNATIVA



Ro/Ro

CON/Ro



Ro/Ro

CON/Ro

Lo/Lo

Lo/Lo

TERMINALES PARA CONTENEDORES

La mecanización en este tipo de instalaciones se hace necesaria sobre todo si los minerales a transportar son de baja ley ya que para hacer competitiva su colocación en el mercado Internacional por vía marítima se tiene que recurrir a embarcaciones de gran porte cuyo valor y costo de estadía en puerto es alto, debido a lo anterior la productividad en puerto debe ser tal, que la permanencia de barco en puerto sea mínimo. El volumen y tipo de producto, nos indica las características y tamaño del equipo de carga y descarga, así como de la profundidad de agua que se requiere para el barco tipo que se espera arribará al puerto.

El costo del transporte marítimo se reducirá al aumentar el tamaño del barco. Por lo que se deberá tender a llevar a un mínimo los costos de terminal al propiciar la mecanización.

Para puertos con áreas adecuadamente dispuestas para el manejo de minerales, el almacenamiento al descubierto es lo más indicado.

En puertos con áreas restringidas, con fuerte precipitación pluvial y con frecuentes ráfagas de viento conviene instalar bodegas especializadas para el almacenamiento del mineral, la cuál protegerá el mineral de la humedad y a las zonas habitadas las protege del polvo.

Varios tipos de cargadores y descargadores de barcos se muestran en las Figuras No

Los sistemas de almacenamiento se muestran en Fig. No. 28. Una disposición de terminal de minerales es la mostrada en Fig. No.

**GROWTH OF WORLD BULK FLEET
NUMBER OF VESSELS REGISTERED
SIZE (1000DWT)**

YEAR	10 - 50	50 - 80	80 - 100	100 - 150	150 - 200	200+	TOTALS
1969*	-	233	39	8	1	-	
1970*	-	272	45	19	1	-	
1974*	-	396	66	143	66	26	
1976*	-	460	72	188	80	32	
1979*	-	603	84	246	88	33	
1982*	3538	665	83	285	88	33	4692

**STRUCTURE OF WORLD
DRY BULK FLEET
(MILLION DWT)**

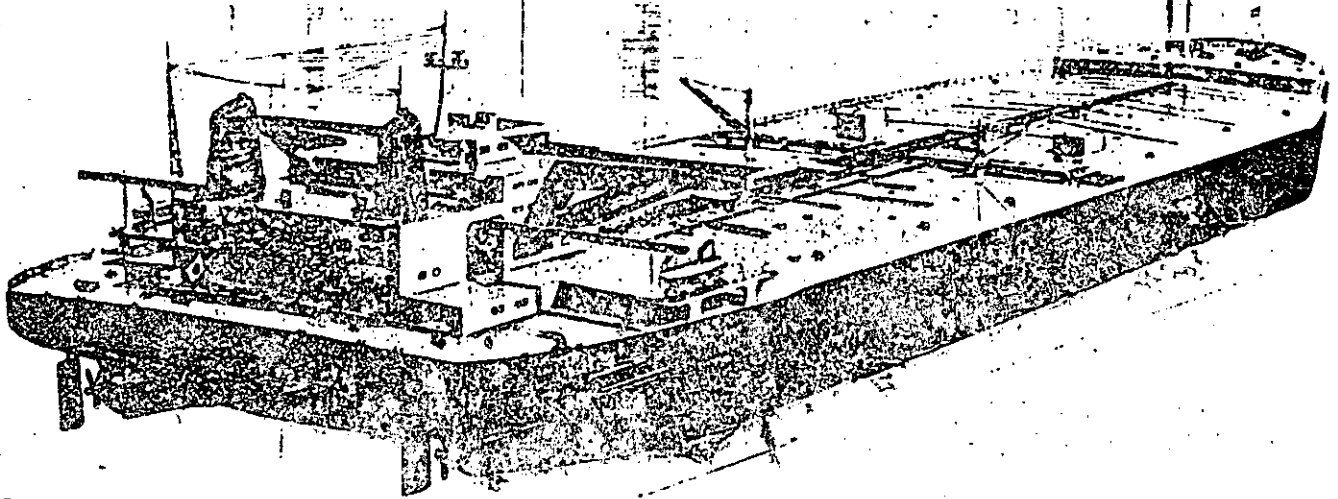
1982*	91.3	41.6	7.3	34.2	15.4	6.7	196.5
Bulk**	95.4	40.3		25.0		3.7	
Ore-Bulk-Oil**	0.4	4.9		13.1		6.6	
Ore-Oil**	0.1	1.2		7.7		13.3	
World Fleet**	95.9	46.4		45.8		23.6	211.7

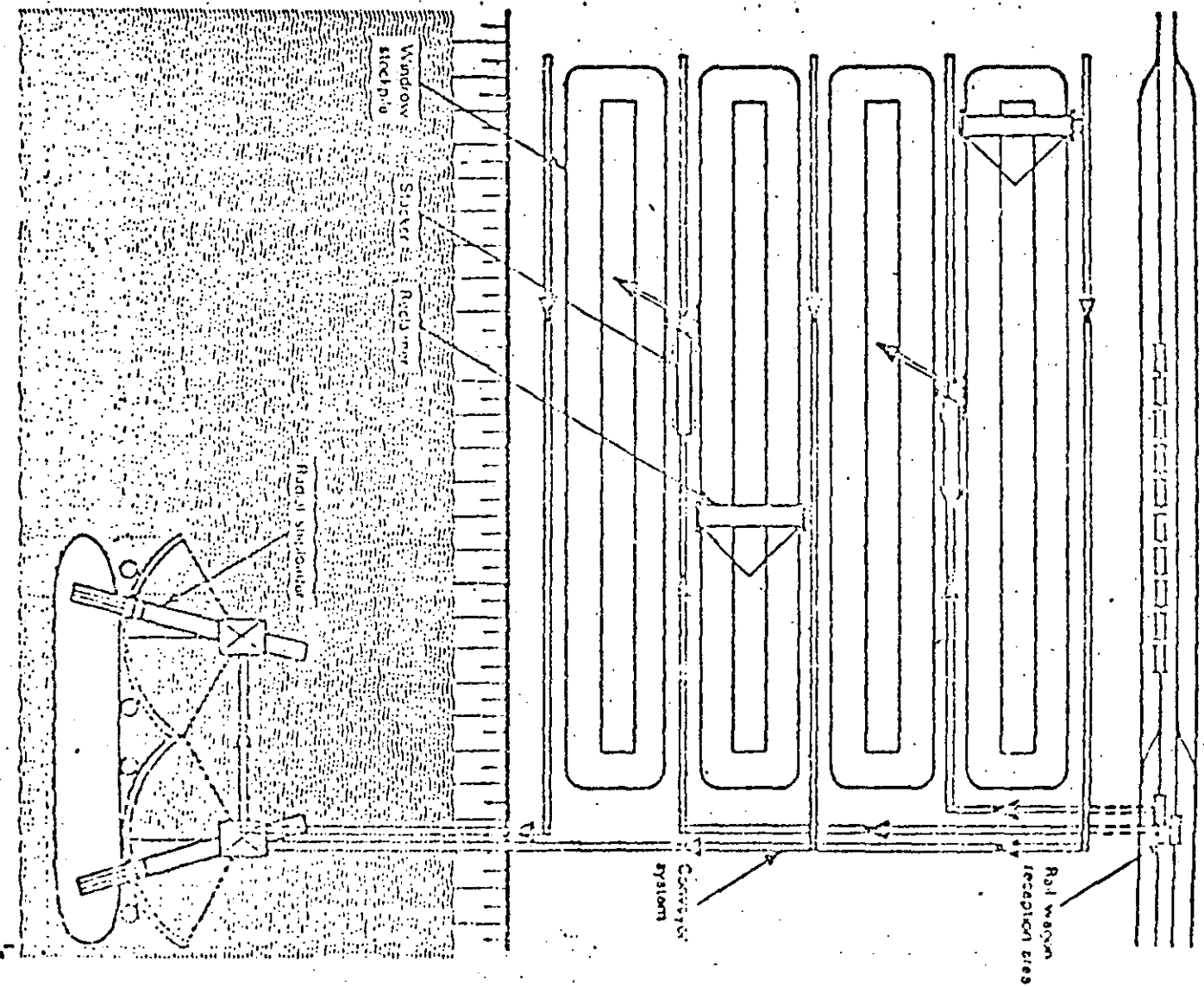
* = The Bulk Carrier Register, H. Clarkson & Co., Ltd.

** = Drewry Shipping Consultants, Ltd.

**FIGURE 5
GROWTH AND STRUCTURE OF WORLD DRY BULK FLEET**

Ultra Shallow Draft Vessel





DISPOSICION GENERAL DE UN SISTEMA DE TRANSPORTES

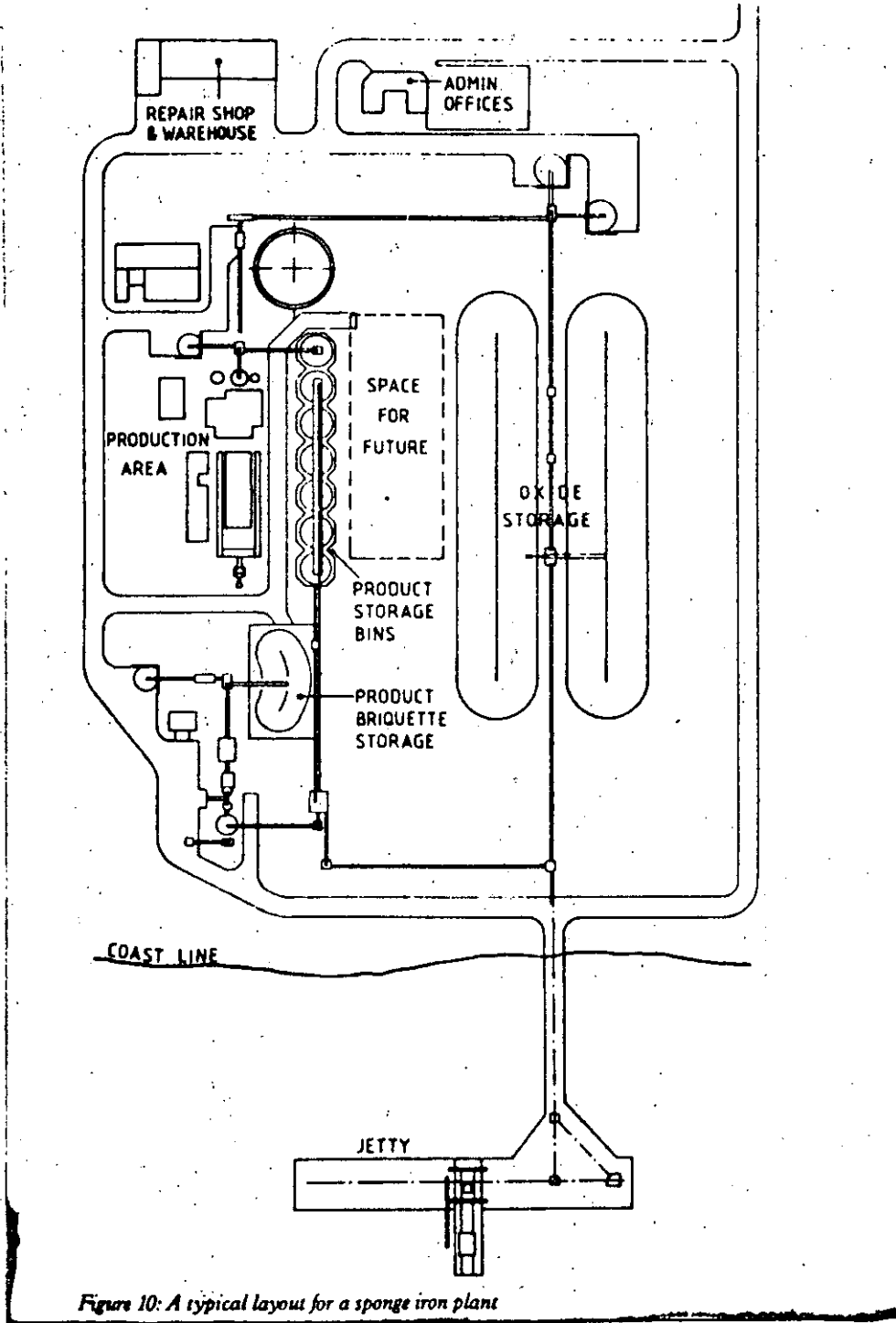
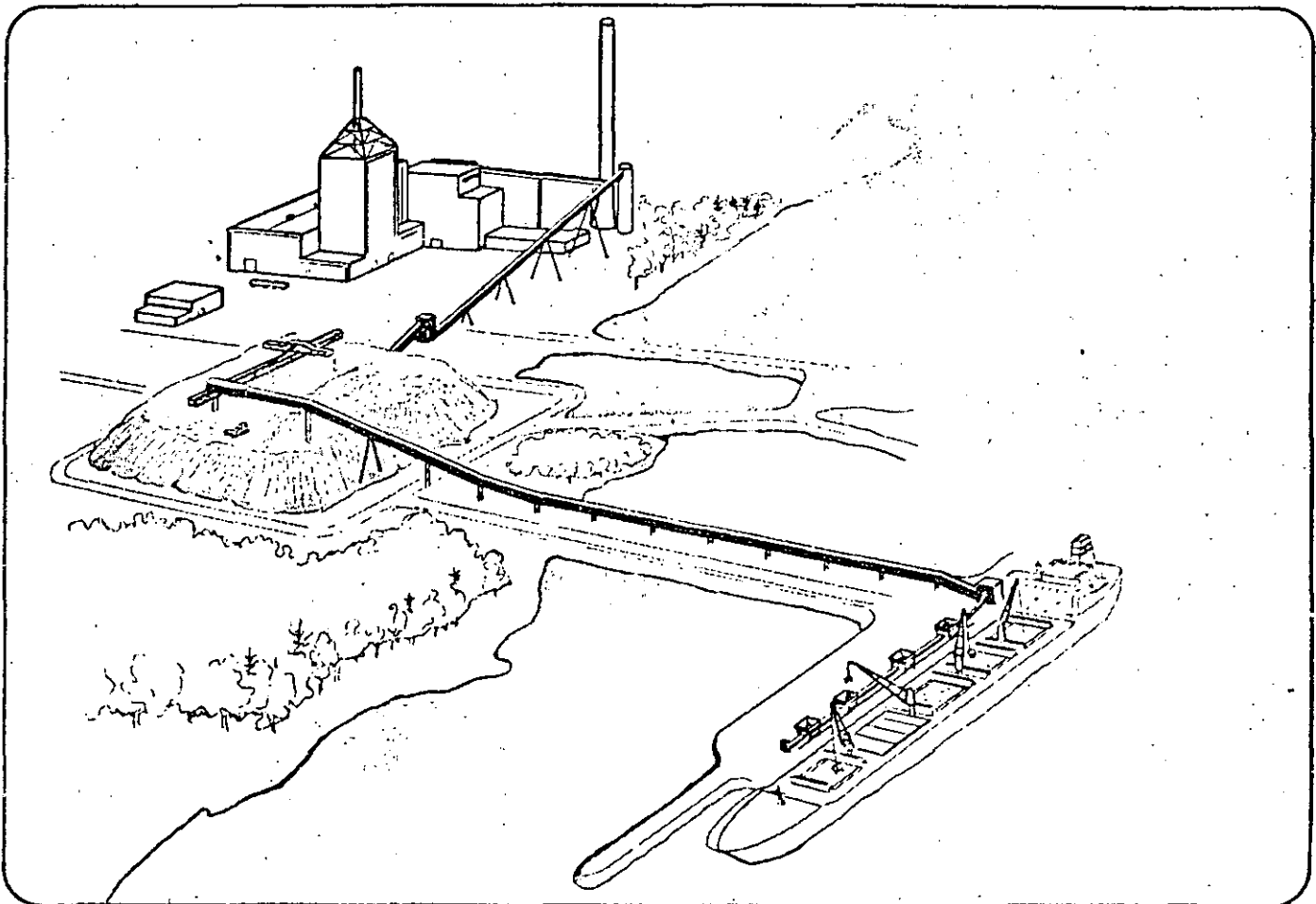


Figure 10: A typical layout for a sponge iron plant



Coal receiving and storing system to Pohjolan Voima Oy's power plant at Kristiinankaupunki



The 220 MW oil fuelled power plant owned by Pohjolan Voima Oy, Finland is being converted to coal fired. The plant located on the coast will have a port accepting vessels up to 60 000 dwt. The store capacity of imported coal will be 400 000 tonnes.

On board unloaders are to be used for charging the four rail mounted receiving hoppers of 60 cu. m each. The grids with 400×400 sq. mm openings reject oversized lumps. The hoppers have heating to hinder formation of ice. Each hopper is furnished with a belt feeder of 500 tonnes/hour.

A 125 m long belt conveyor placed along the wharf is to collect material from the hoppers the total capacity being 2000 tonnes/hour. The separation of timber and other coarse impurities is done at the termination of this conveyor.

From there on coal will be conveyed to a stacking system by a 447 m long elevating inland conveyor. The conveyor has two drive pulleys of 2×110 kW and 1×110 kW power ratings. It is placed in an overhead gallery and a belt scale is furnished.

ed through
loading, PHB
70, under-
continuous
is based on
technology
generally custo-
such advan-

operates with
skot elevator,
tion for the
st and coal,

inloaders for
s are
are expected
with con-
of different

have
3000
throughput
for
between

materials;
offer

by means
attached

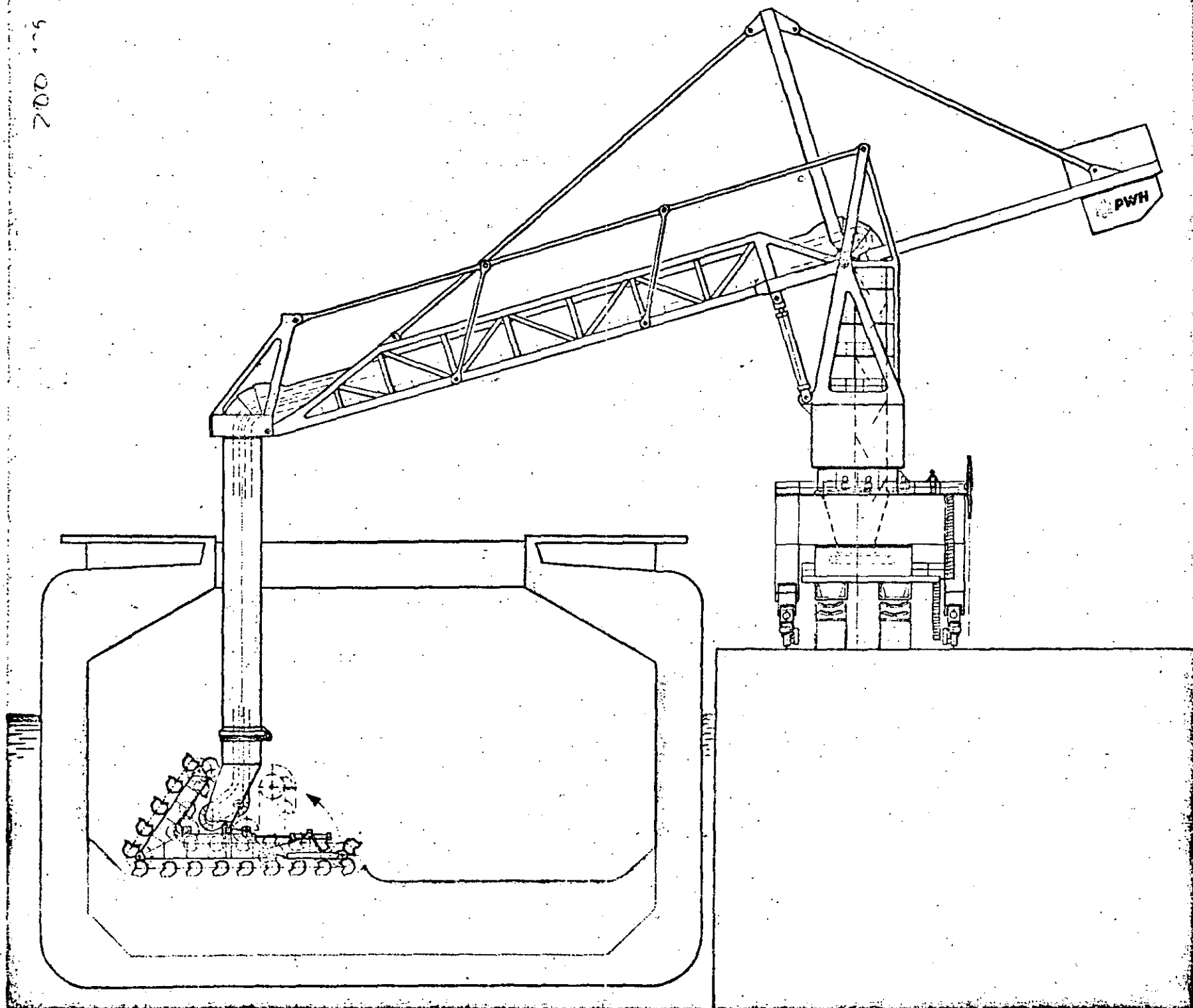
ing
stop

material.
cluded.
material
belt
ing
of the

arges the
of the
the latter,
erades,
which it is
quay

s of the
chain of
ugged
p's

700 115

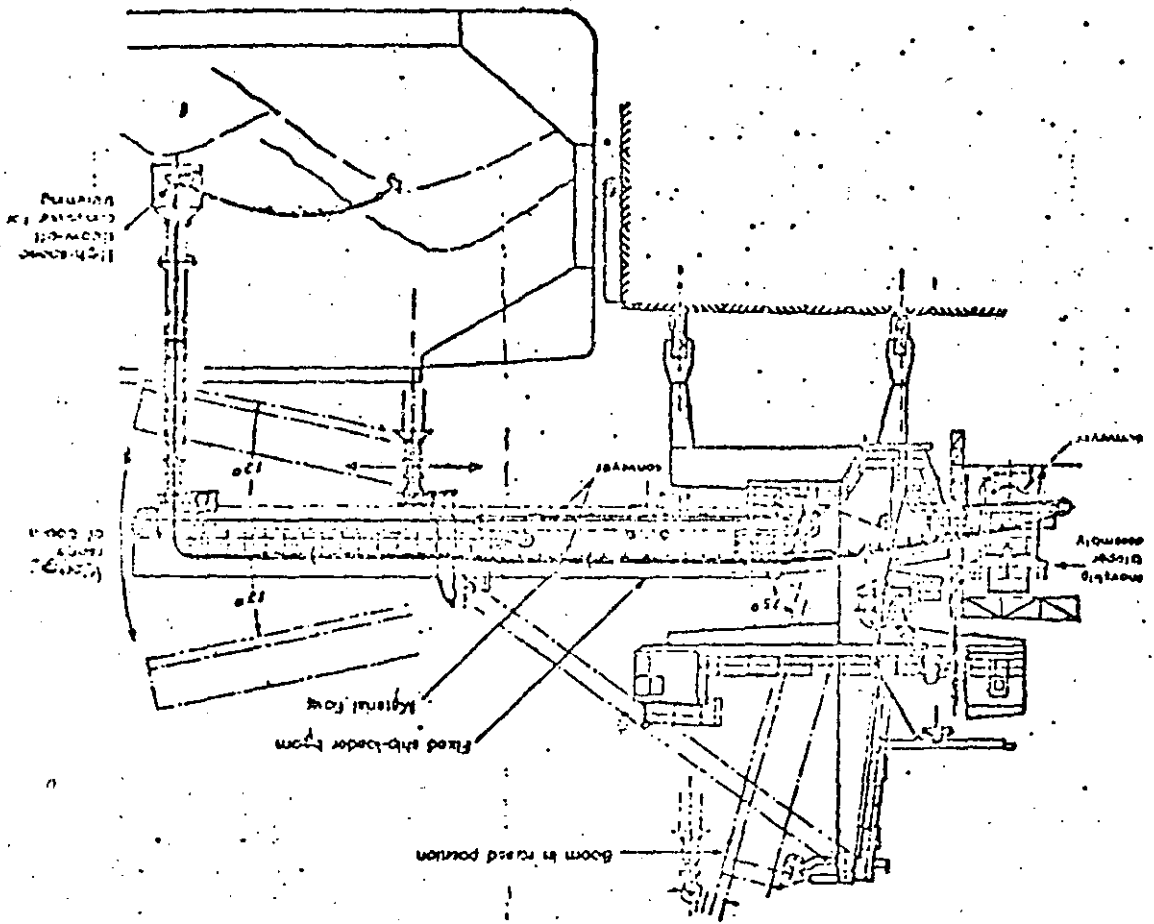


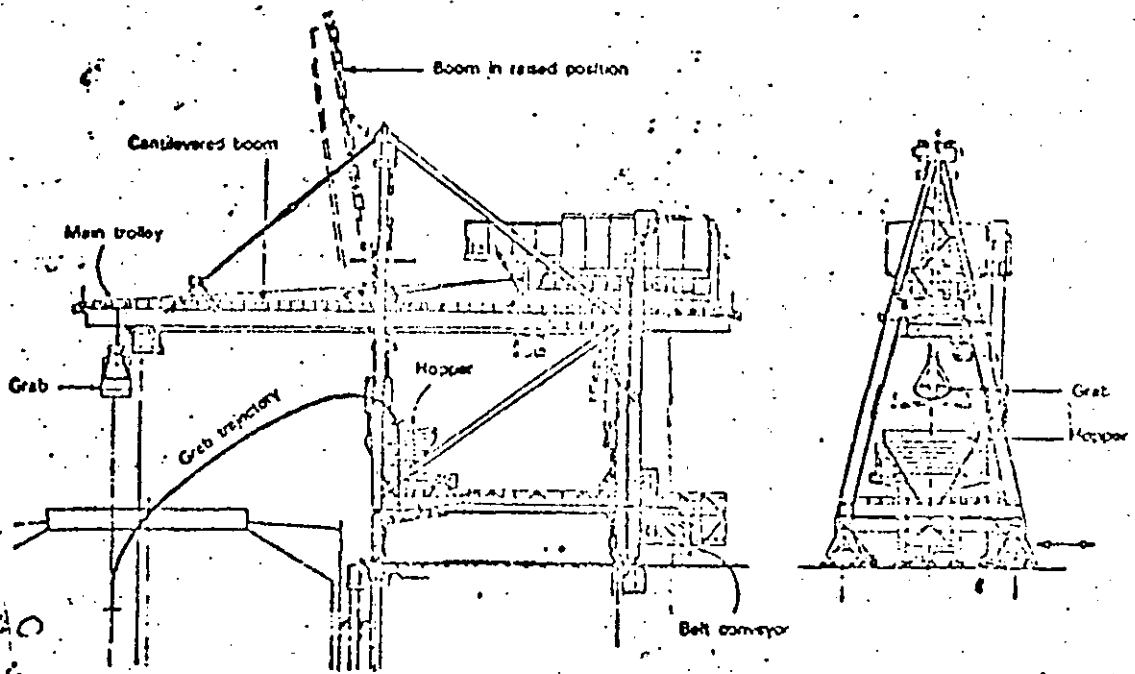
- Advants**
- low in
 - sweep holds mean:
 - long lift transp
 - low pc
 - ready eleme bulk rr

- Technica**
- Max. volt
 - Max. mas
 - Mean thr abt. 2200
 - 150000 d
 - Max. outr of the rev tip of the c
 - Max. incli horizontal
 - out of ope
 - Slewing r boom refe boom
 - Rear part element

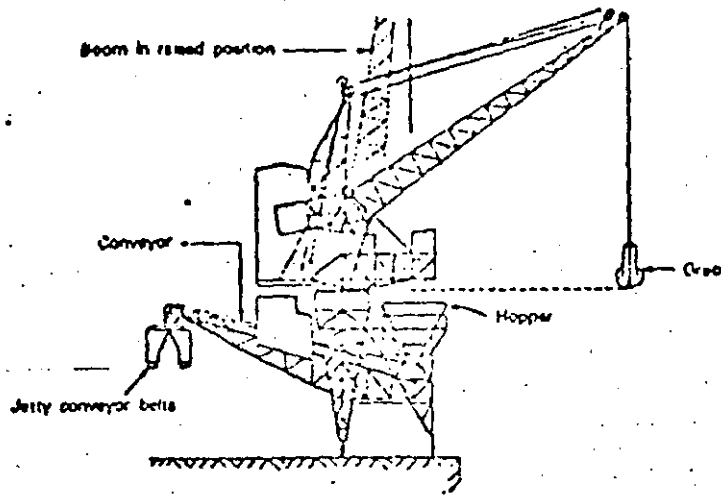
- Kinds of d
- Installed o execution.
 - Power sup
 - Control fro remote cor

CARGOER 1000-7000 TON/10000

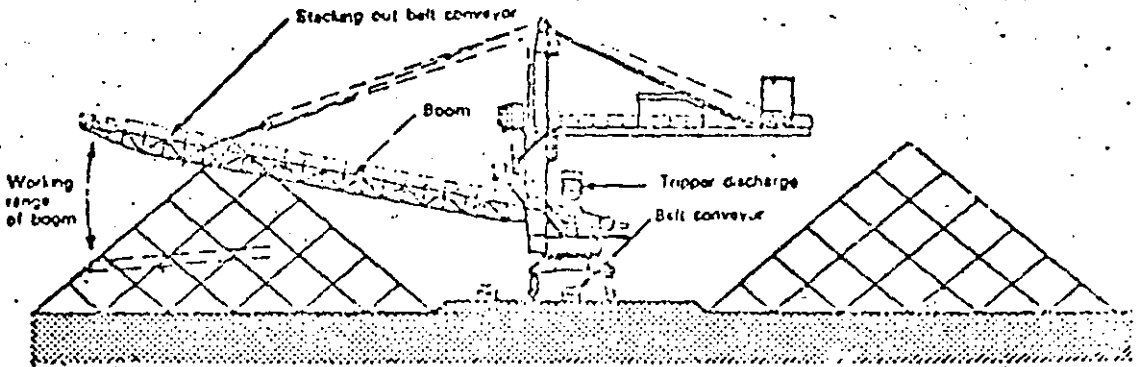




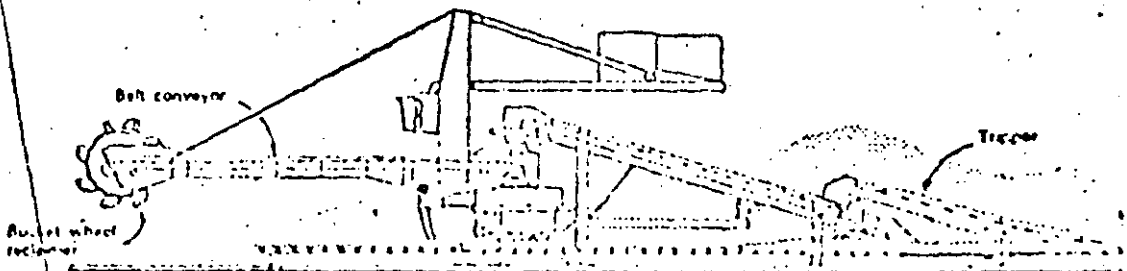
500-2000 TON/HORA DESCARGADORES



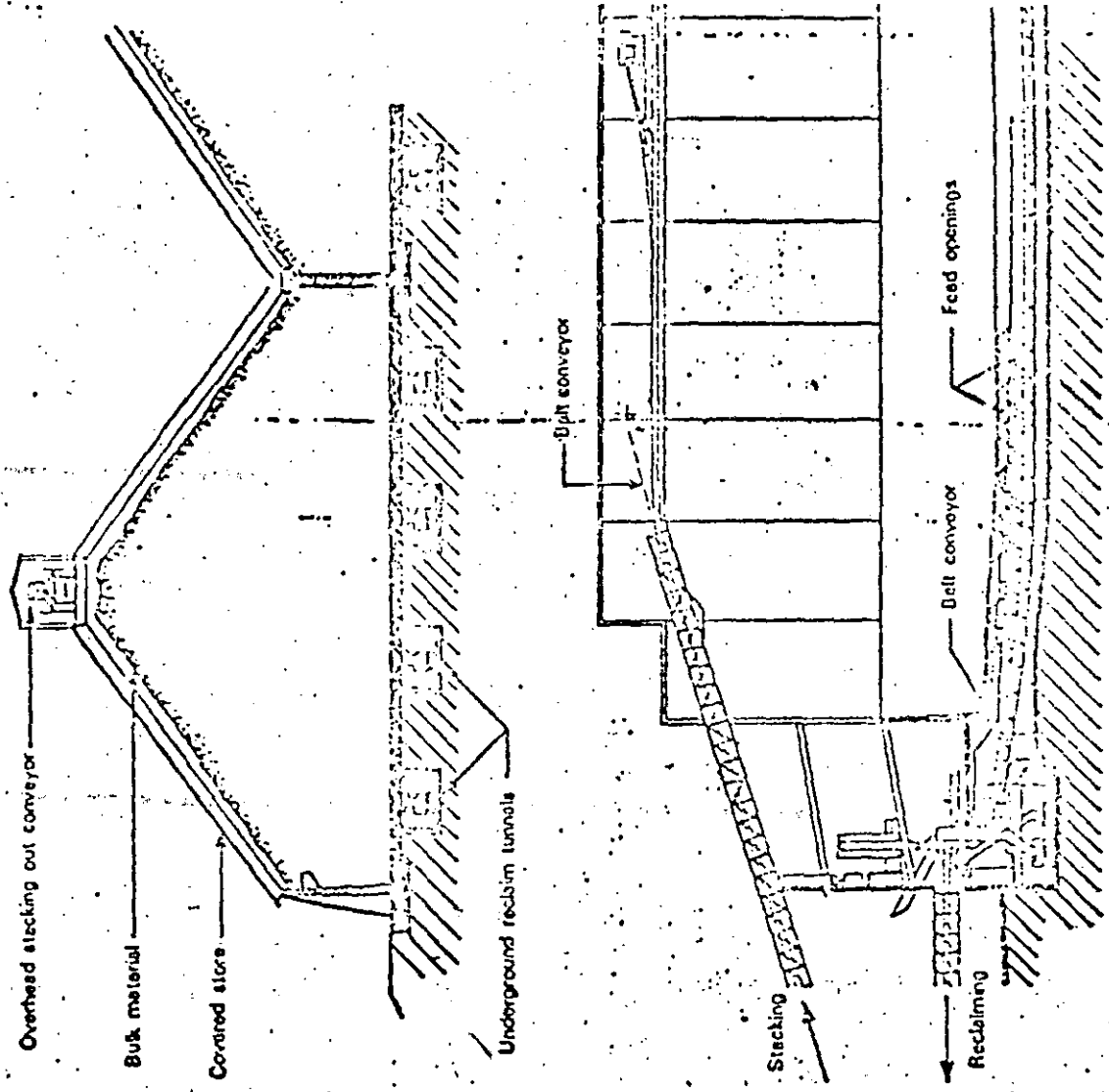
500-700 TON/HORA DESCARGADOR



EQUIPO DE APILAMIENTO EN TIERRA

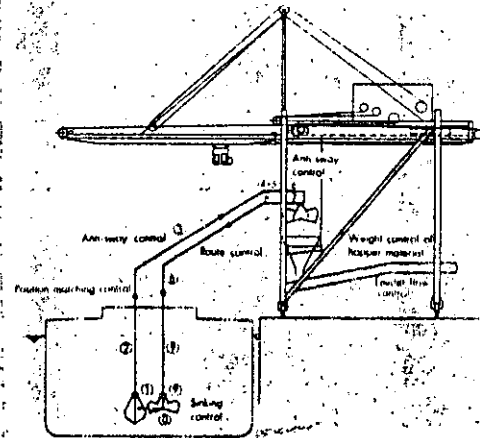
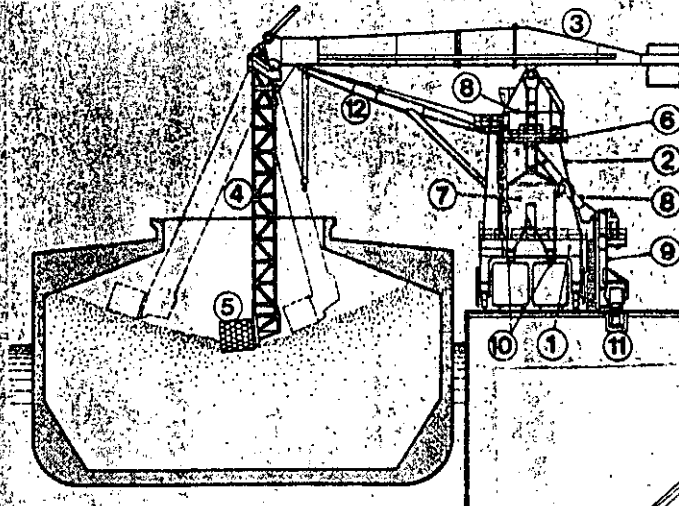


EQUIPO PARA DESCARGAR

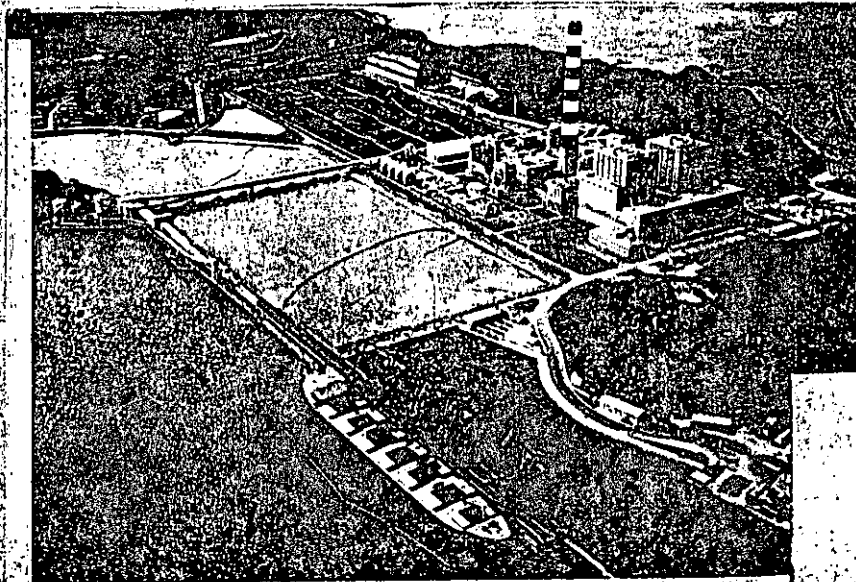


BOMBA RECIPIZADA de MINERALES

Diagram of the Panama ship unloader, showing (1) portal with travelling gear, (2) conical tower construction, (3) horizontal jib, (4) vertical jib, (5) bucket drum reclaimer, (6) ball bearing slewing gear, (7) collecting hopper, (8) chutes, (9) telescopic chute, (10) loading chutes (wagon and truck), (11) BKT trough chain conveyor, and (12) crane jib

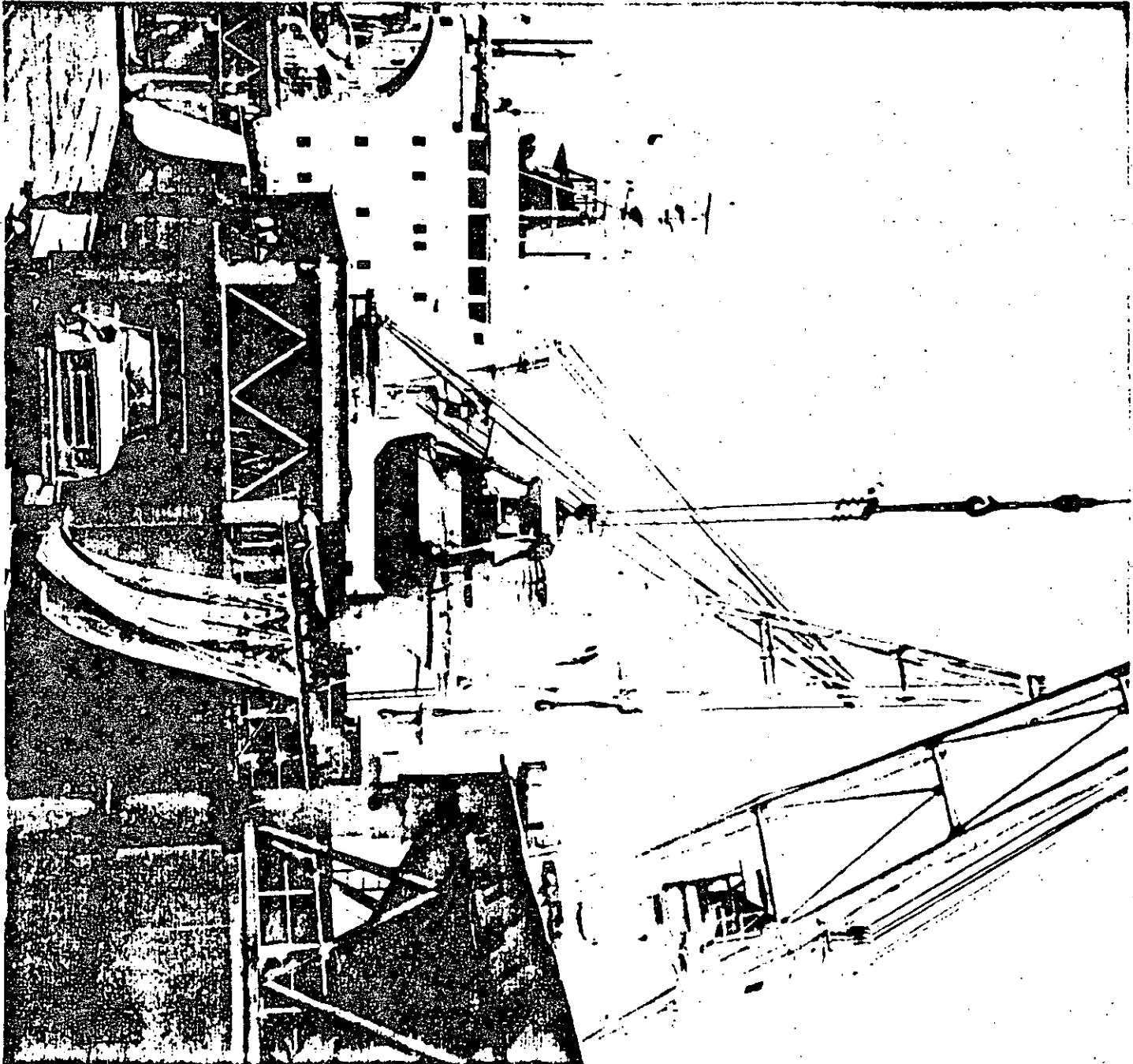


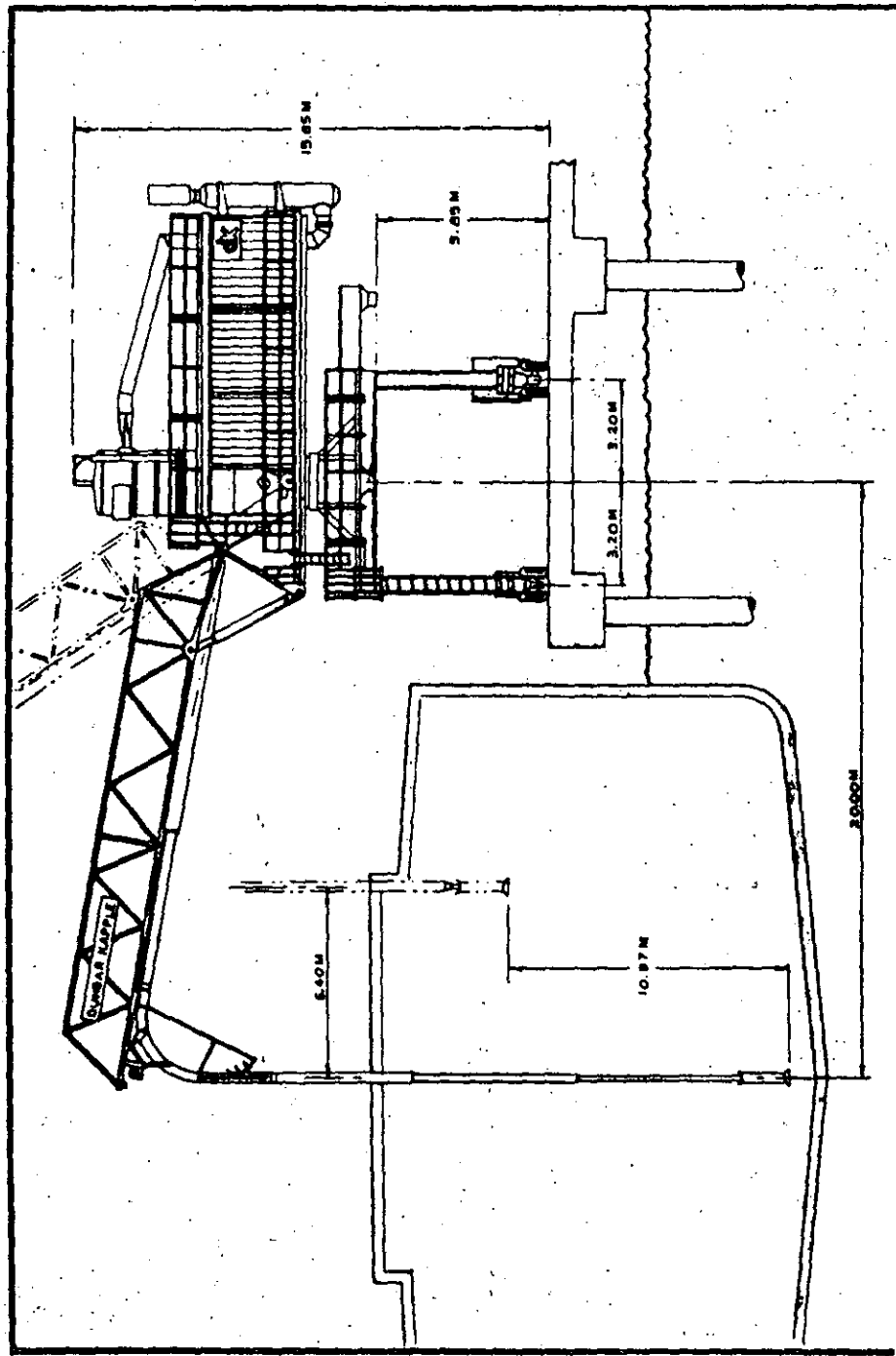
MANEJO DE GRANELES



Coal Handling Facilities

MANEJO DE GRANEL AGRICOLA





Portamax: continuing the trend

Cindasa's continuous unloader at Tarragona, Spain, marks a new era for Bühler's ship handling systems; A Gsponer and W C Hofmann give the background to the Portamax development*

The search for more efficient and environmentally acceptable unloading systems for bulk materials has been undertaken for decades by manufacturers and users alike. There is little doubt that the latest concept, the continuous unloader, has advantages over discontinuous systems, even if their use is not yet widespread. The continuous unloader concept lends itself to development and improvement, and in the past 15 years there have been major advances in continuous unloading technology.

Ideally a continuous ship unloading system should meet the following requirements:

- 1) favourable pricing structure
- 2) environmental benefits, ie low energy consumption, minimal air pollution, low noise emissions
- 3) low service weight
- 4) easy manoeuvrability/flexibility
- 5) ability to handle various ship types and sizes as well as diverse bulk materials
- 6) high hourly and average handling capacity
- 7) low idling time, minimal clean-up period without involving front-end loaders or bulldozers.

Experienced and established manufacturers of ship unloading systems concentrate their efforts on achieving points 1 to 6. Point 7 is a fairly recent requirement, and one for which no solution has yet been found. Nor is one likely to be found in the near future, without adding substantially to power consumption and handling costs. A step by step approach to the clean-up problem is the only approach likely to meet with results.

Development work will therefore concentrate on points 1 to 6. Clean-up will be dealt with separately, and perhaps remote-control reclaim and feeding devices are the most likely area of activity here.

The Portamax development described in this article may be said to be the nearest yet to the ideals listed above, and there is scope for further improvement and refinement.

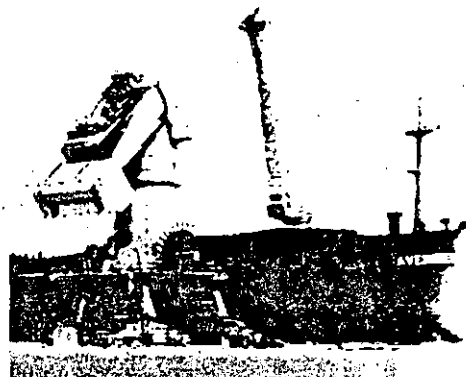
There is little doubt that constructing a ship unloading system such as the Porta-

The Portamax jib retracting from an empty hold; the aesthetically pleasing lines of the Portamax may enhance its marketability

max, which can completely fill a vertical box-type belt conveyor with special corrugated edges, and which can unload at 1000t/h at a speed of 3m/s, is a large step forward, not just for Bühler-Miag, but also for development of ship unloading systems. The Portamax is suitable for the handling of various kinds of grain and other products with a similar density such as coal at a rate of up to 3000t/h (min). The specific power consumption of the Portamax lies between 0.25 and 0.35kW per tonne unloaded.

Background: In 1981 the Spanish company Compania Industrial y de Abastecimientos SA (Cindasa), Madrid, placed an order with the Spanish affiliated company of Bühler-Miag GmbH, W Germany, Bühler-Miag SA, Madrid, for the supply of a ship unloading system.

This system, which has been in service since April 1982 and is performing to expectations, is located at the Muelle de Castilla in the port of Tarragona, Spain,

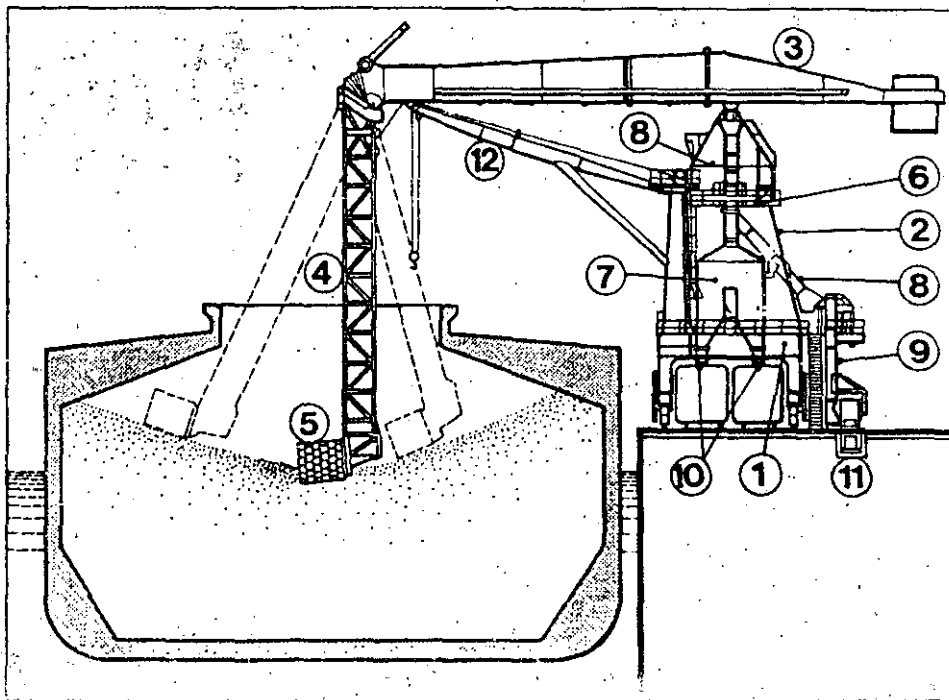


where Cindasa operates a grain transhipment facility with two silo complexes, one of 38,000t built in 1965, and one of 40,000t. Both silo complexes were supplied and equipped by Bühler-Miag.

The new Portamax ship unloading system can handle food or non-food bulk materials such as grain, derivatives, coal and fertilisers with a grain size of up to 150mm. Design parameters were for ships

46 ►

Diagram of the Portamax ship unloader, showing (1) portal with travelling gear, (2) conical tower construction, (3) horizontal jib, (4) vertical jib, (5) bucket drum reclaimer, (6) ball bearing slewing gear, (7) collecting hopper, (8) chutes, (9) telescopic chute, (10) loading chutes (wagon and truck), (11) BKT trough chain conveyor, and (12) crane jib



*Arnold Gsponer, Ing HTL, was for many years development manager, ship unloading at Bühler-Miag, Braunschweig, and is now with Bühler Bros, Uzwil, Switzerland; Dr-Ing Wolf Christian Hofmann is project manager, bulk handling and storage systems at Bühler-Miag GmbH, Braunschweig, W Germany

INSTALACIONES MARITIMAS EN MEXICO PARA LA OPERACION DE BUQUES TANQUE: (A ABRIL DE 1983)

Golfo de México:

Tuxpan, Ver.	{	Para Barcos de 60,000 TPM	Tipo CALM.
Rabon Grande (2) Ver. (Pajaritos)	{	1- 150,000 TPM 1- 250,000 "	" "
Dos Bocas, Tab. (2)	{	2- 250,000 "	" "
Cayo Arcas, Yuc. (3)	{	3- 250,000 "	Una Tipo Columna fija Dos Tipo Calm.

Oceano Pacifico:

Rosarito BCN (1)	{	60,000 "	Tipo Calm
Salina Cruz, Oax. (3)	{	2- 60,000 " 1- 250,000 "	" "

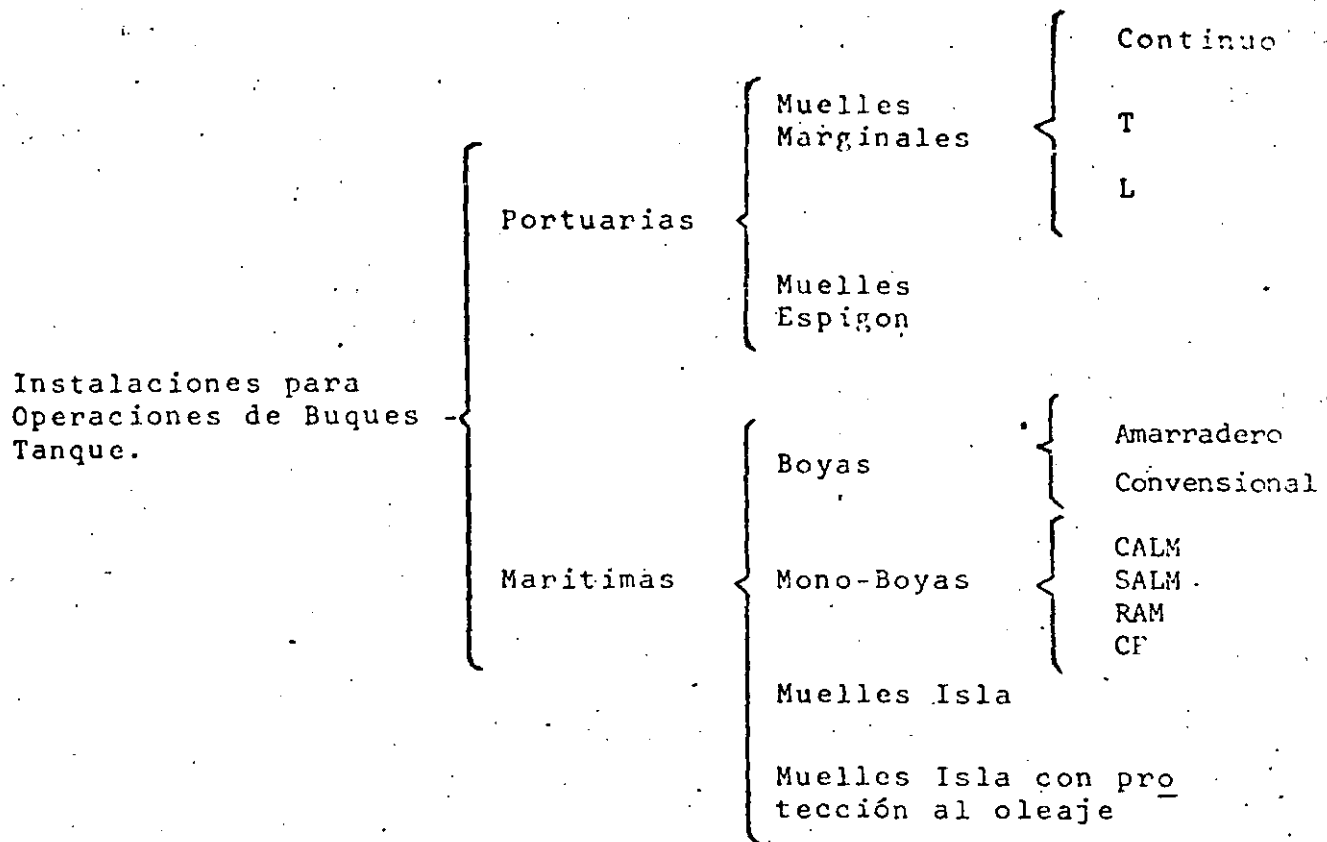
T O T A L . (13)

INSTALACIONES MARITIMAS A BASE DE MONOBOYAS,
PARA LA OPERACION DE BUQUE - TANQUES

LOCALIZACION	FECHA DE INSTALACION	EMBARCACION DE DISEÑO (TPM)	DIAMETRO DE MANGUERA	TIPO DE MONOBOYA
SUECIA (DALARO)	1959	3,000	1 X 4"	CALM
SAHARA ESPAÑO (EL AAR)	1961	3,000	1 X 6"	CALM
ALEMANIA OCCIDENTAL (WEST GERMANY)	1962	2,000	1 X 4"	CALM
ITALIA (FIUMICINO)	1963	50,000	2 X 12"	CALM
ITALIA (RAVENNA)	1963	50,000	2 X 12"	CALM
JAPON (CITA)	1963	100,000	2X12" Float/Sink	CALM
GUNEA (BATA)	1963	20,000	1 X 6"	CALM
COREA DEL SUR (ULSAN)	1964	75,000	1X4"/1X8"/2X12"	CALM
JAPON (CHIBA)	1965	100,000	3X12" Float/Sink	CALM
JAPON (KOSHIBA)	1967	100,000	2X12" Float/Sink	CALM
FILIPINAS (BAHIA DE SUBIC)	1967	108,000	1X10" / 2X16"	CALM
TAIWAN (TAI CHUNG)	1967	50,000	1 X 12"	CALM
BANGLADES (CHILTAGON)	1967	45,000	1 X 12"	CALM
NIGERIA (LAGOS)	1967	2,000	1X3" / 1X4"	CALM for LPG
COREA DEL SUR (YOSU)	1968	100,000	2 X 16"	CALM
COREA DEL SUR (ULSAN)	1968	200,000	1X12"/2X16"	CALM
TAIWAN (KAON SIUNG)	1968	100,000	1X10"/2X16"	CALM
JAPON (HAKOSAKI)	1968	100,000	1X10"/1X12"/2X16" Float/Sink	CALM
TAIWAN (TAI - CHUNG)	1968	50,000	1 X 12"	CALM
NIGERIA (ESCRAVOS)	1968	100,000	2 X 16"	CALM
JAPON (HAKODATE)	1968	32,000	1X16" Float/Sink	CALM
JAPON (TOYANA)	1969	150,000	2X16 " Float/Sink	CALM
LIBIA (GREGA)	1969	300,000	1 X 24"	CALM
INDONESIA (PANGKALAN)	1970	100,000	2 x 12"	CALM
ARGENTINA (PUERTO ROSALES)	1970	40,000	1X12"/1X16"	CALM
SINGAPUR	1970	252,000	2 X 24"	CALM
JAPON, OKINAWA (TENGAN)	1970	50,000	2 X 12"	CALM
IRAN (IMAN, HASAN)	1970	250,000	2 X 16"	CALM
JAPON, OKINAWA (BAHIA BUCKNER)	1970	100,000	2 X 16"	CALM
JAPON (HIMEJI)	1970	220,000	2X20" Float/Sink	CALM
MARRUECOS (MOHAMEDIA)	1970	100,000	1X8"/1X20"	CALM
NUEVA ZELANDIA (WAIPIPI POINT)	1971	75,000	1 X 12"	CALM for bul ore slurry transfer
NIGERIA (QUA IBOE)	1971	225,000	2 X 24"	CALM
INDONESIA (MAR DE JAVA)	1971	55,000	2 X 12"	CALM
JAPON (OYINAWA)	1971	250,000	2 X 24"	CALM
NUEVA ZELANDIA (TAHAROA)	1972	70,000	2 X 12"	CALM (Mineral)
ABU DNABI (ISLA DAS)	1972		1X16"/2X24"	CALM
QATAR (UMH, SAID)	1972	300,000	1X20"/1X24"	CALM
INDONESIA (MAR DE JAVA)	1972	133,000 (Barco Activo)	1X12"/2X16"	CALM
NIGERIA (RIO BRAS)	1972	220,000	2 X 20"	CALM
INDONESIA (MAR DE JAVA)	1972	1'000,000 PBL (Barco Cautivo)	2X12"/2X20"	CALM

<u>LOCALIZACION</u>	<u>FECHA DE INSTALACION</u>	<u>EMBARCACION DE DISEÑO (TPM)</u>	<u>DIAMETRO DE MANGUERA</u>	<u>TIPO DE MUNDOYA</u>
INDONESIA (PJATIBARANG)	1972	150,000	3 X 20"	CALM
MEXICO (TUXPAN)	1973	60,000	2 X 16"	CALM
TRINIDAD (POINTE A PIERRE)	1973	260,000	1X12"/2X24"	CALM
FRANCIA (FRONTIGNAN)	1973	270,000	2 X 20"	CALM
MEXICO (TUXPAN)	1974	60,000	1X10"/3X16"	CALM
MALASIA (TEMBUNGO)	1974	100,000	1 X 10"	SALM
ARGENTINA (CALETA OLIVIA)	1975	60,000	1X12"/1X20"	CALM
ZAIRE (AFRICA OCCIDENTAL)	1975	100,000	2 X 16"	CALM
BRASIL (SAN FRANCISCO DO SUL)	1976	200,000	2 X 20"	CALM
NIGERIA (RIO BRASS)	1976	250,000	2 X 20"	CALM
ARABIA SAUDITA (SUEZ)	1976	250,000	2 X 24"	CALM
ARABIA SAUDITA (SUEZ)	1976	250,000	2 X 24"	CALM
ARABIA SAUDITA (ALEJANDRIA)	1976	250,000	1X24"/1X20"	CALM
ARABIA SAUDITA (ALEJANDRIA)	1976	250,000	2X24"/1X20"	CALM
MEXICO (SALINA CRUZ)	1976	60,000	3X16"/1X12"	CALM
TAIWAN (CHU-WEI)	1976	250,000	2 X 20"	SALM
ZAIRE (AFRICA OCCIDENTAL)	1976	79,200	2 X 16"	CALM
MEXICO (ROSARITO)	1976	60,000	1X20"/2X16"	CALM
LIBIA (AZZAWIYA)	1976	140,000	2 X 20"	SALM
LIBIA (AZZAWIYA)	1976	110,000	2 X 20"	SALM
ARABIA SAUDITA (JU'AYNAH)	1976	500,000	2 X 24"	SALM
ARABIA SAUDITA (JU'AYNAH)	1976	700,000	2 X 24"	SALM
USA (SANTA INES CALIFORNIA)	1977	50,000 (Barco Cautivo)	Piping 1X12"/1X4" 1X8"/2X1"/1X6" 6 Electrical	SALM with mooring yoke
GRAN BRETAÑA (THISTLE FIELD)	1977	100,000	1 X 12" 1X12" Deslastre	SALM
TRINIDAD (PUNTA GALEOTA)	1976	250,000	2 X 20"	CALM
CAMERUN (KOLE-FIELD)	1977	150,000	1 X 20"	CALM
ABU DABI (ISAL DAS)	1977	300,000	2X24"/1X6"	CALM
MAR DEL NORTE (CAMPO NINIAN)	1977	3,500		Amarre Abastecedor.
KOREA DEL SUR (ONSAH)	1978	250,000	2 X 24"	CALM
GANA (SALTPOND FIELD)	1978	64,000	10 X 6"	SALM
BADALONA, SPAIN	1979	50,000	2 X 12"	SALM
LUISIANA, USA	1979	700,000	2 X 24"	SALM
LUISIANA, USA	1979	700,000	2 X 24"	SALM
LUISIANA, USA	1979	700,000	2 X 24"	SALM
USA. SANTA INES, CALIFORNIA	1979	50,000	1 X 12"	SALM

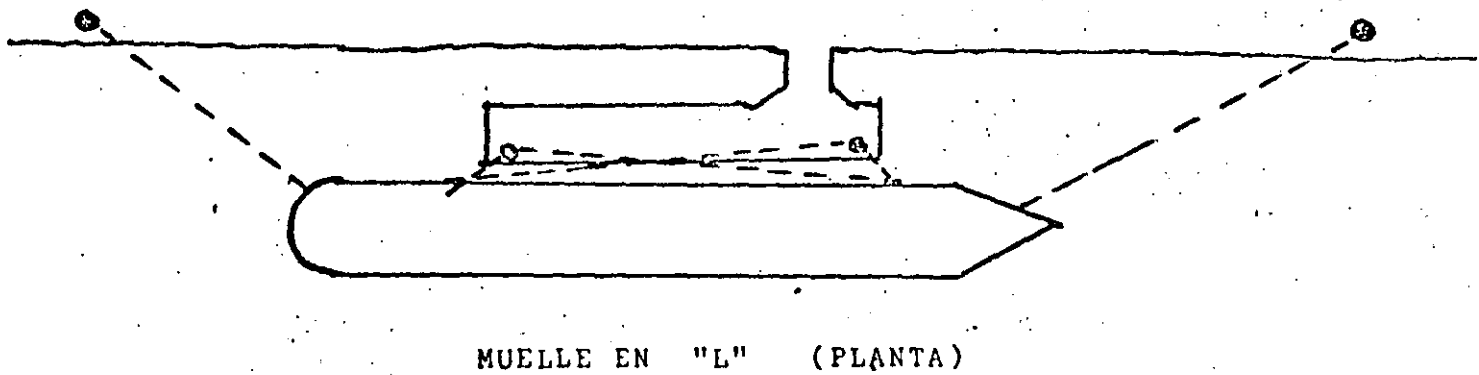
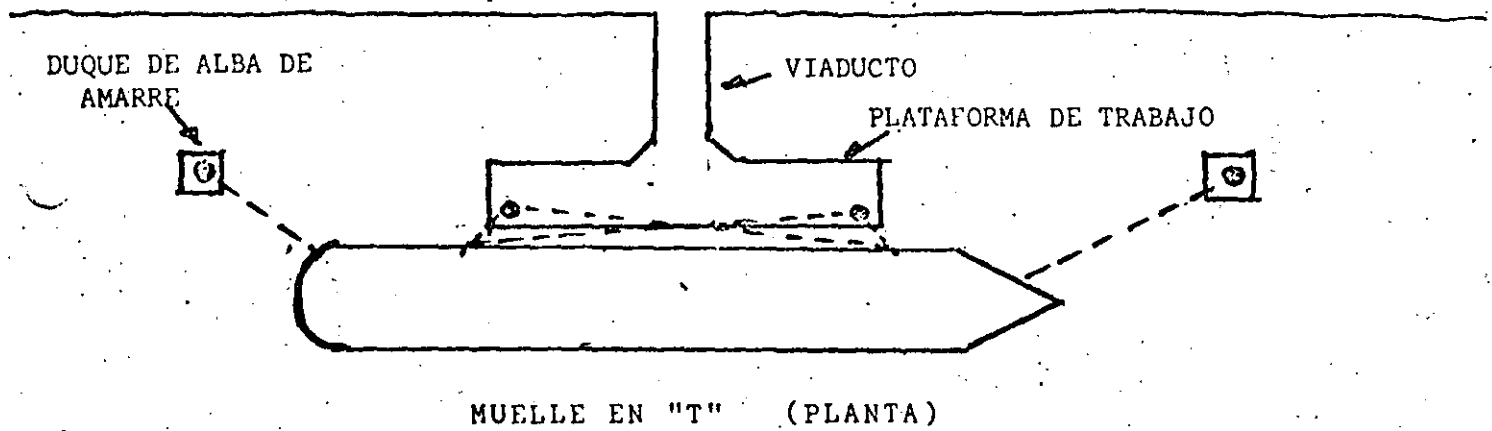
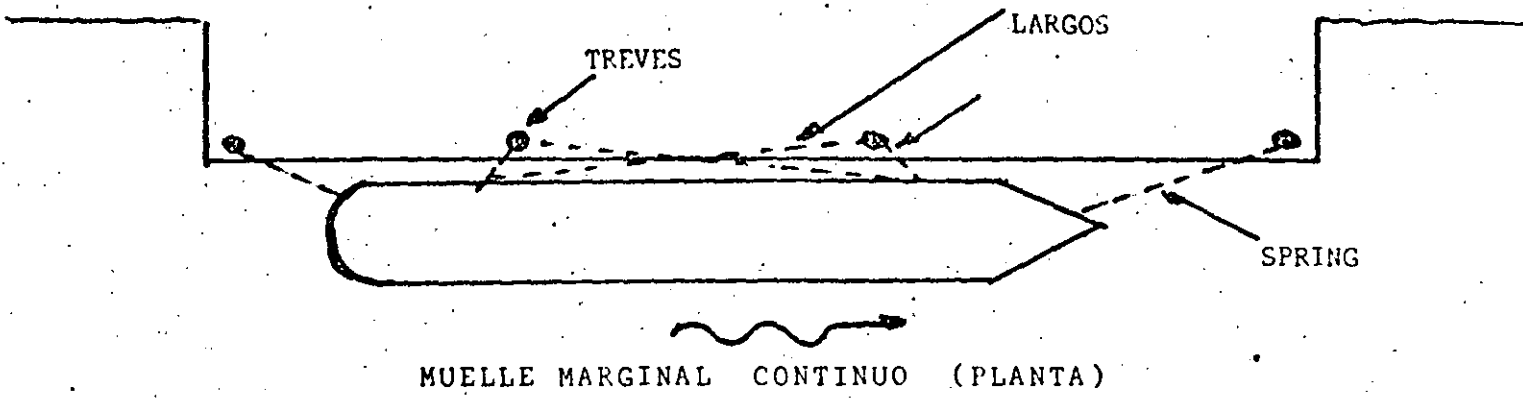
RESUMEN A 1979



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.

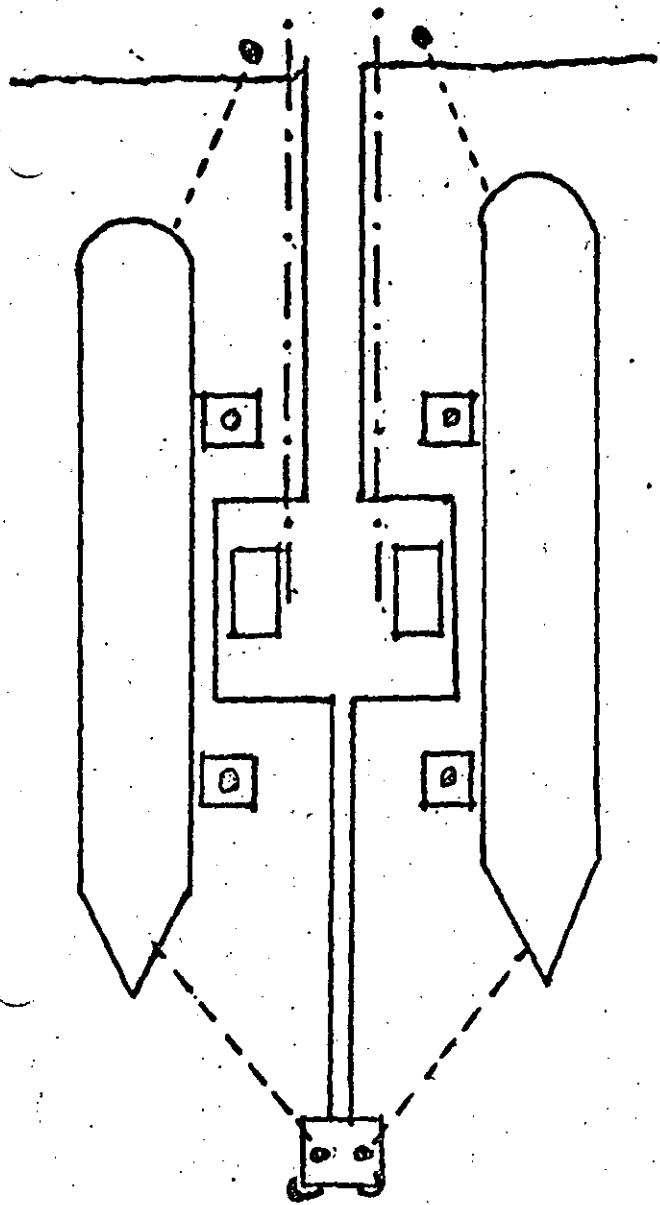
Este tipo de Muelle, puede ser continuo a lo largo de la eslora del Barco, en "T" ó en "L".

Estos muelles se construyen a base de estructuras de gravedad ó sobre pilotes. Los muelles en "T" y "L", requieren de Duques de alba para el amarre.



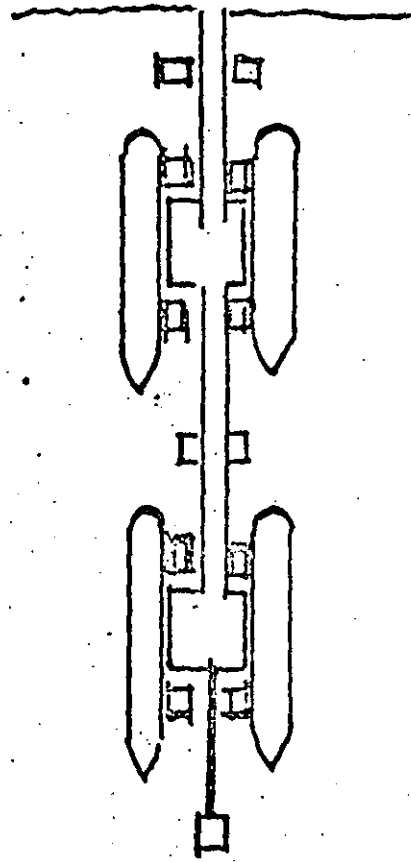
Los muelles en "T" y "L", son los muelles marginales comunmente utilizados para la operación de Barcos Petroleros.

Muelles en Espigón:- Son instalaciones de atraque perpendiculares a los a los limites 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.

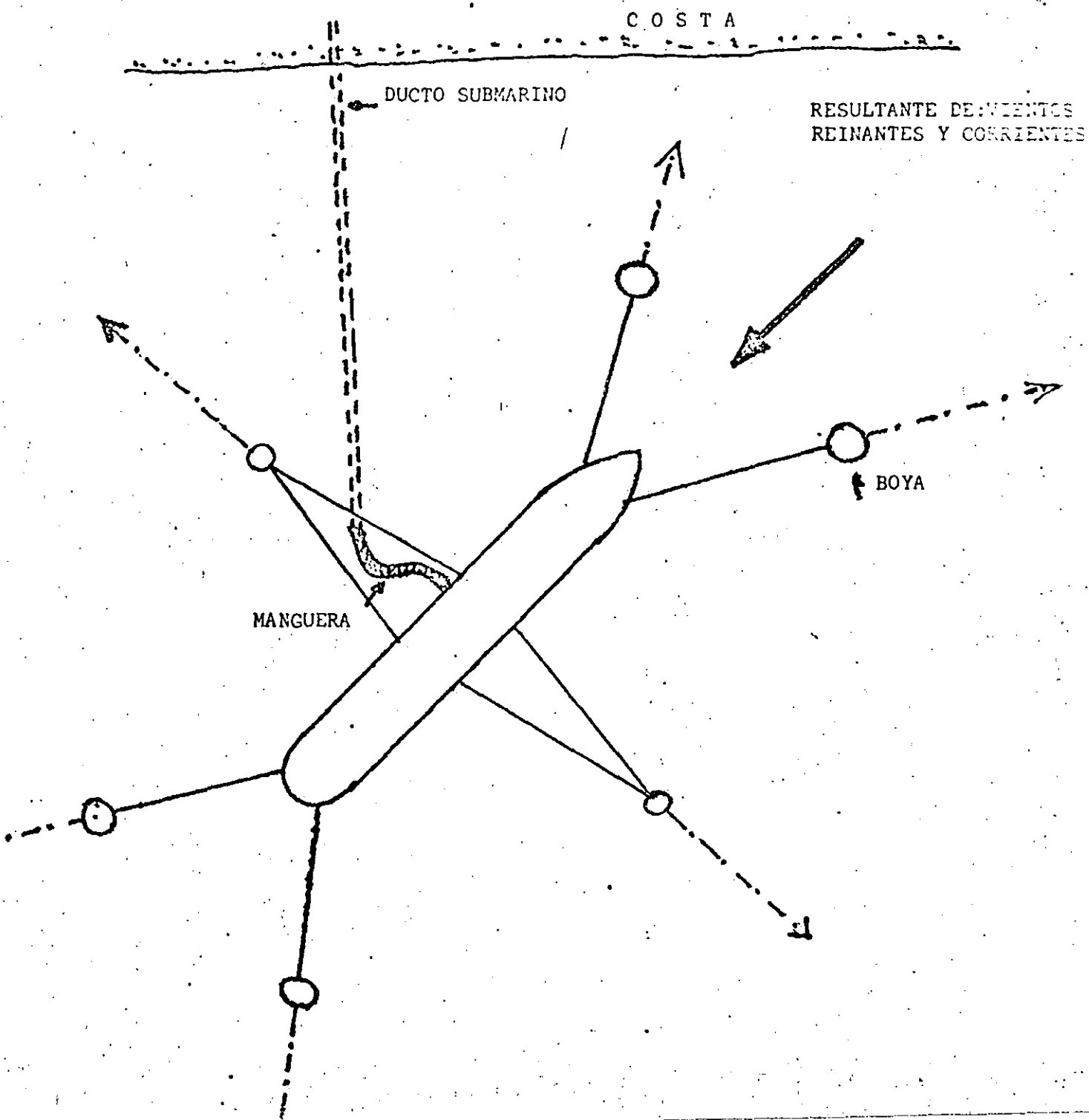


MUELLE EN ESPIGON (PLANTA)

MUELLE EN ESPIGON PARA EMBARCACIONES
(PLANTA)



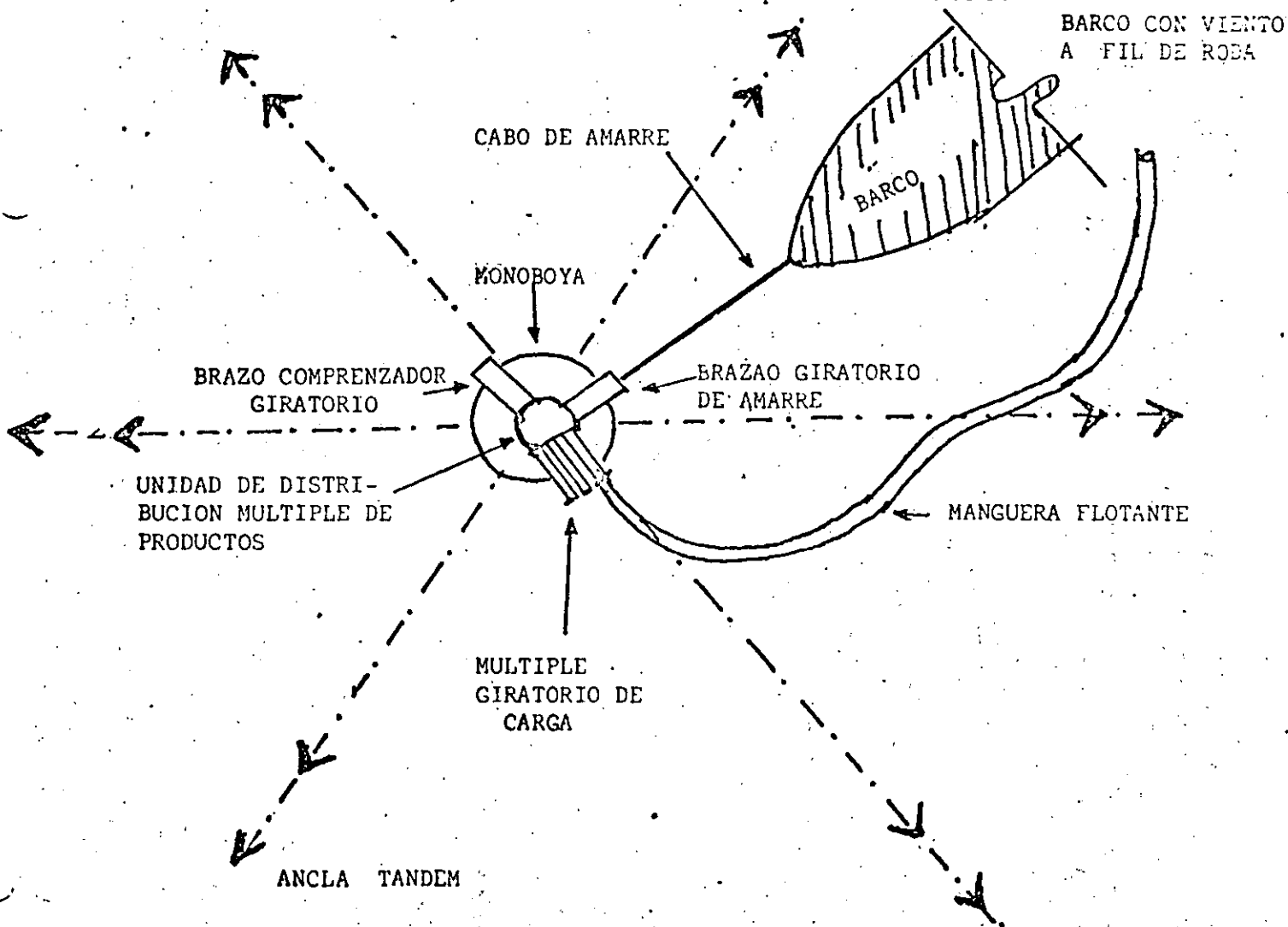
Amarradero Convencional.- El fondeo de la embarcación se efectua mediante un mínimo de 4 Boyas ancladas al fondo marino, orientadas convenientemente a la dirección de los vientos reinantes. La tuberia de conducción del fluido termina en manguera, la que se conecta al Barco para la carga y/o descarga.



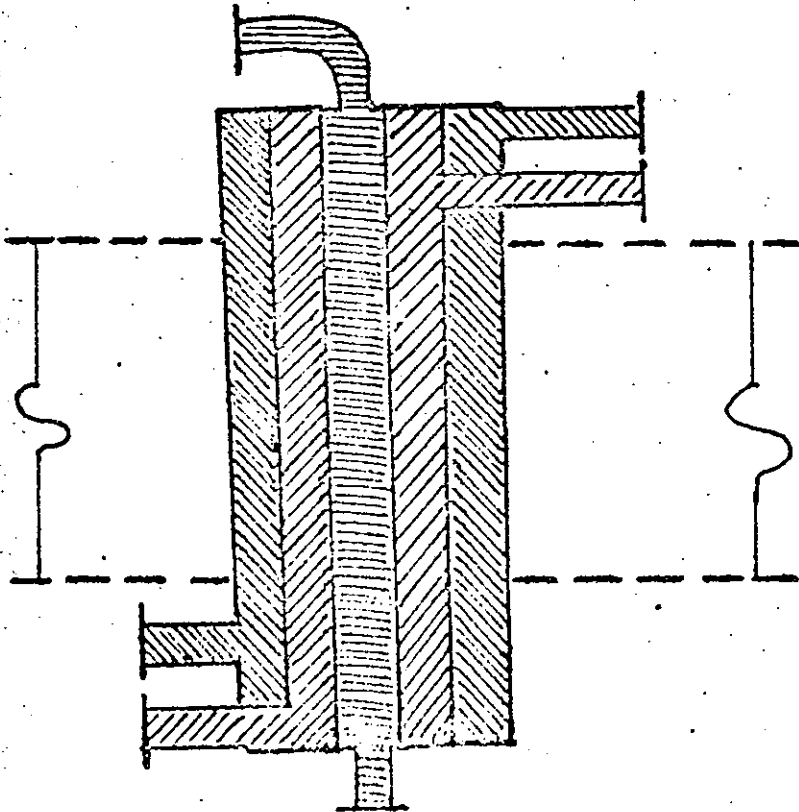
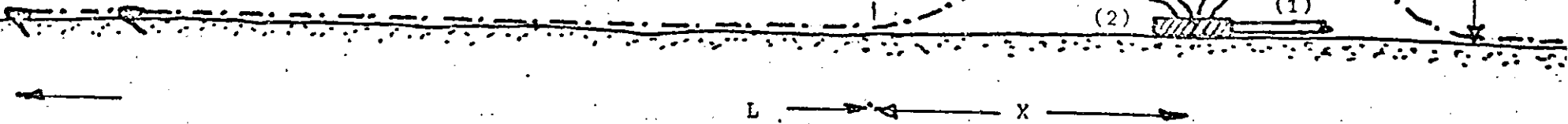
Monoboyas Tipo CALM (Catenaria, Anchor, Leg, Moring):

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.



ANCLAS ALINIADAS



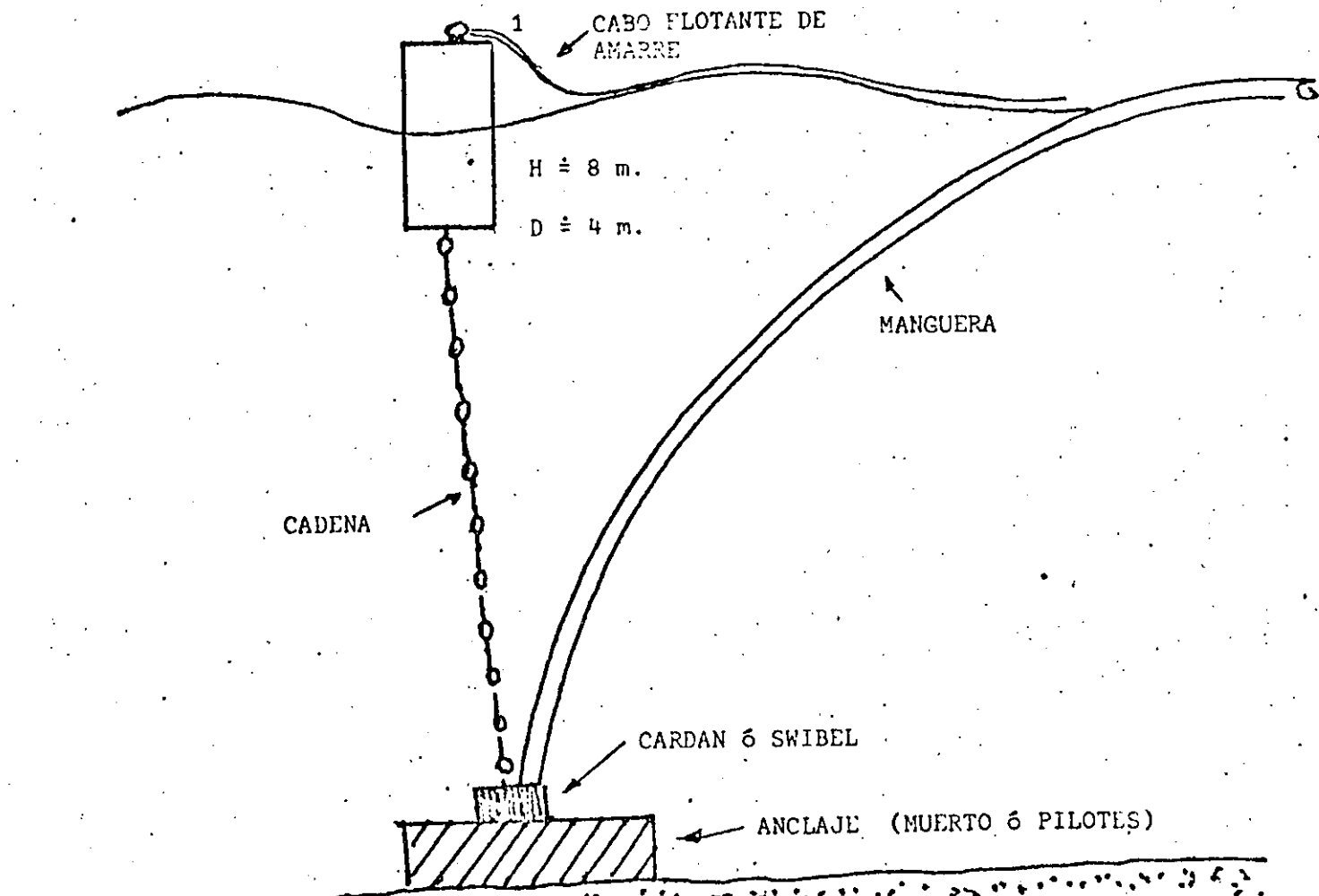
- (1) Tubería Submarina
- (2) Multiple Submarino (Manifold)
- (3) Mangueras Submarinas
- (4) Escobenes
- (5) Cuerpo Flotante de la Monoboya
- (6) Unidad de Distribución Multiple de Productos.

ESQUEMA DE LA UNIDAD DE DISTRIBUCION MULTIPLE DE PRODUCTOS (M P D U) (S W I V E L) .

SECCION TRANSVERSAL DE UNA MONBOYA TIPO (CALX)

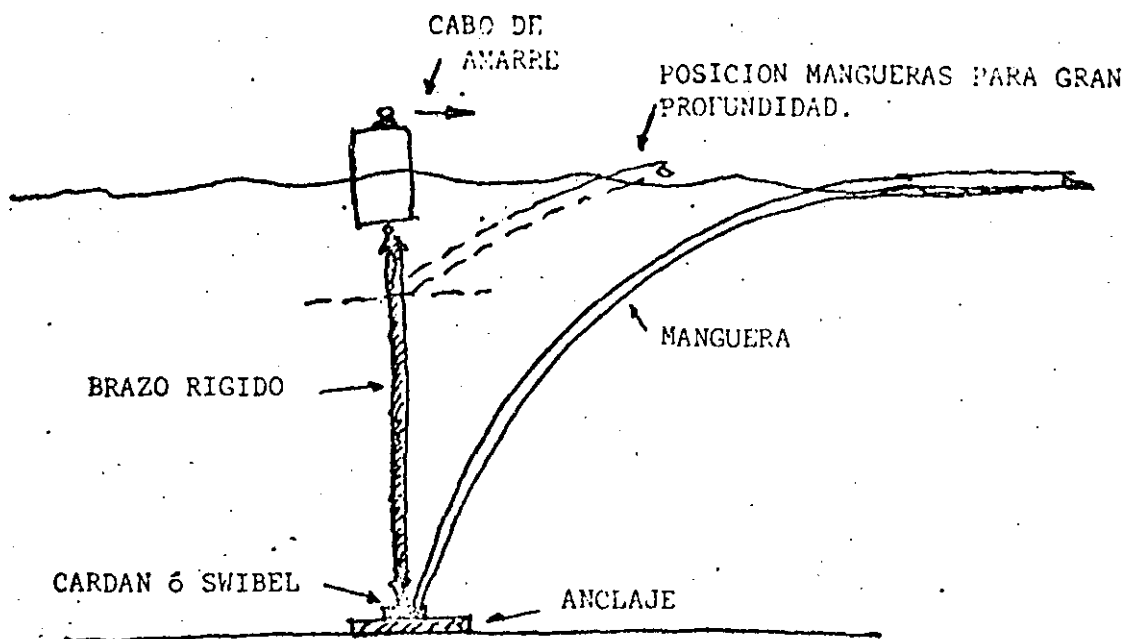
Monoboya Tipo SALM (Single, Anchor, Leg, Moring).-

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 rigido.



Descargadero Tipo Columna Fija.. - Para profundidades mayores de 30 mts. y sitios donde se piensa efectuar maniobras de descarga y/o carga de fluidos en forma permanente se utilizan este tipo de instalaciones marítimas.

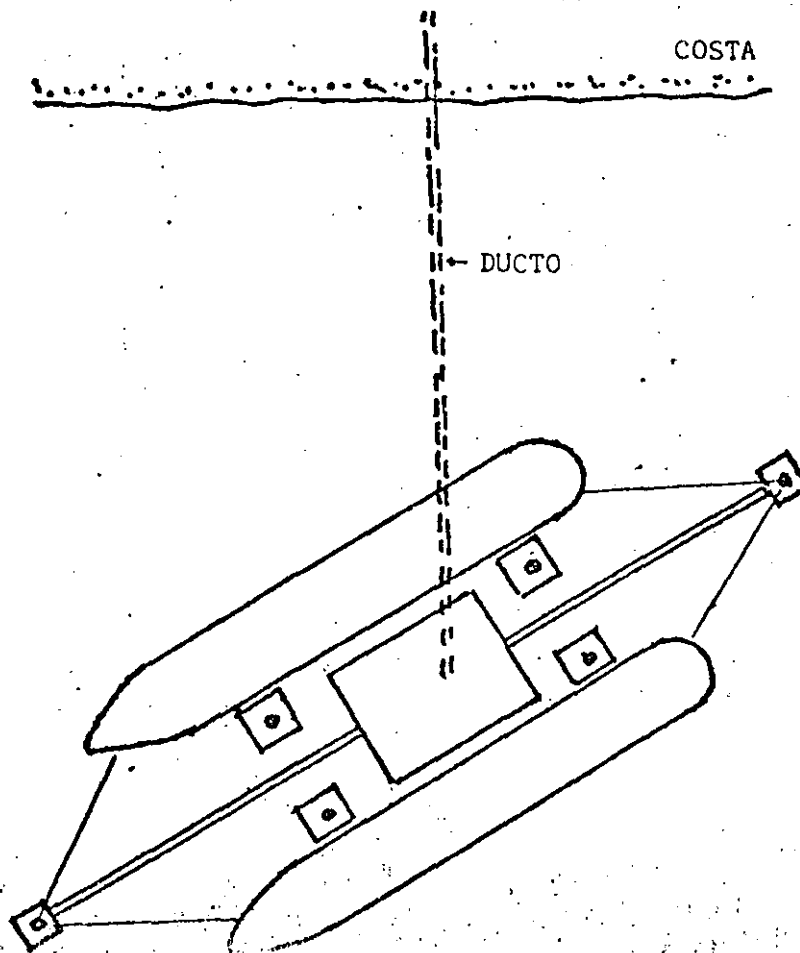
El sistema de monoboyas se ideó para la carga y descarga de productos líquidos del petróleo, sin embargo en unos casos se ha utilizado para el manejo de gas LPG y minerales diluidos.

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.

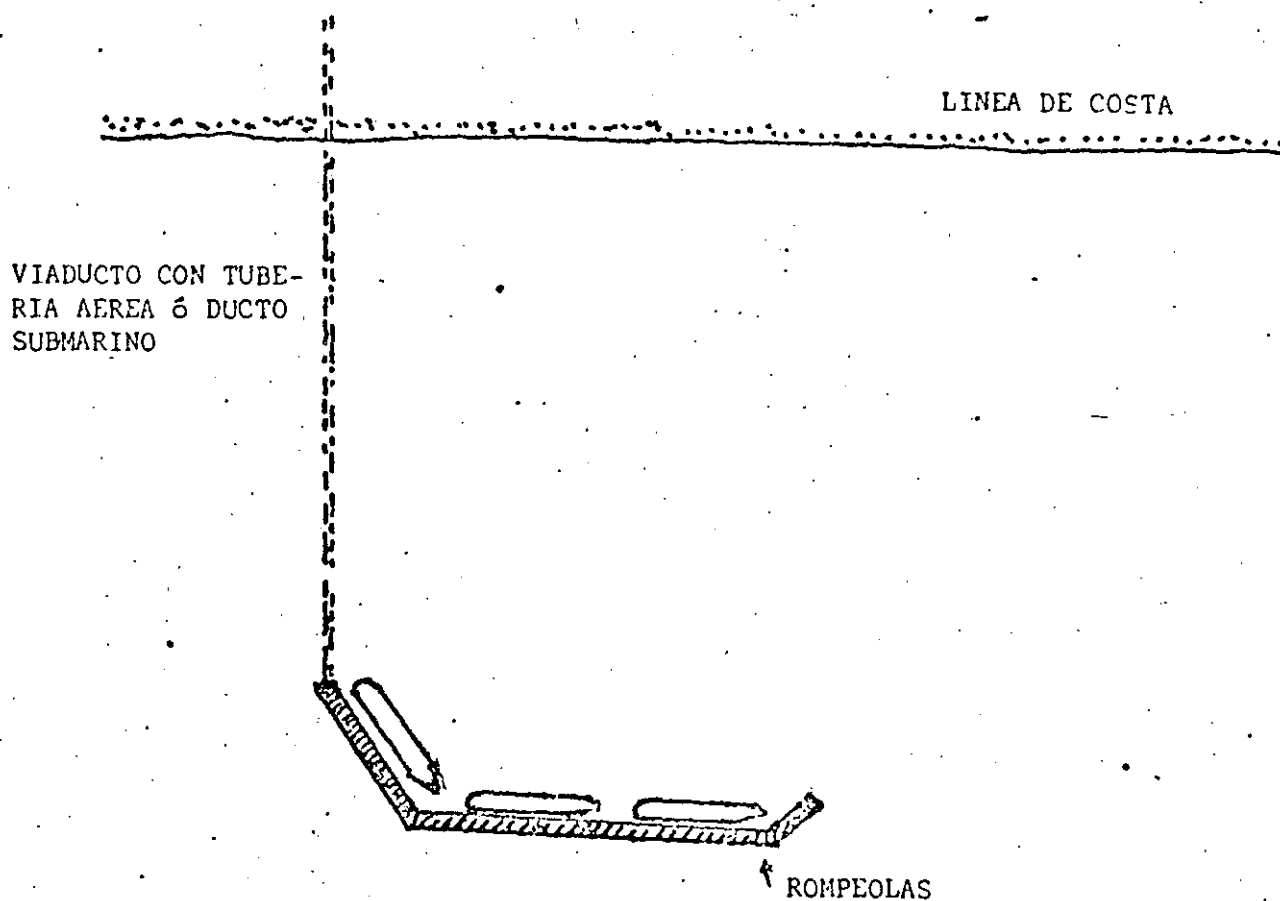
La profundidad a la que se instala una monoboya, depende de la agitación del mar y de las condiciones meteorológicas - 225
prevalcientes en el lugar, pero en general para fines de -
anteproyecto, es del orden de 1.5 el calado a plena carga -
del barco de proyecto, es decir $1/2$ del calado entre la qui
lla y el fondo marino.

La profundidad se debera calcular tomando en cuenta el oleaje, el cabeceo del barco, la topohidrografia para que contar con la profundidad mínima en toda el área del círculo de giro del barco amarrado.

Muelle Isla . - Cuando existen aguas tranquilas y suficiente profundidad, se emplean los Muelles-Isla, que resultan 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.

CARACTERISTICAS DE LA FLOTA DE BUQUES TANQUE DE PETROLEOS MEXICANOS

NOMBRE DEL BARCO :	AÑO DE CONSTR.	T. B. R.	T. N. R.	P. M. (Ton.)	D. MAX. (Ton.)	D. ROSCA
EMILIANO ZAPATA	1968	2,841.02	1,397.83	2,956	4,969	2,032
VICENTE GUERRERO	1967	5,772.81	3,052.62	8,893	12,478	3,548
MARIANO ESCOBEDO	1967	7,991.83	4,599.71	9,550	14,194	4,643
MIGUEL HIDALGO	1967	7,075.53	3,826.00	11,262	15,122	3,859
LAZARO CARDENAS	1955	11,065.49	6,225.13	16,566	22,352	5,639
CUAUHTEMOC	1967	10,085.72	5,724.97	17,473	22,128	4,686
PLAN DE SAN LUIS	1967	10,085.72	5,724.97	17,473	22,128	4,686
VENUSTIANO CARRANZA	1968	10,085.72	5,724.97	17,473	22,128	4,686
P. ELIAS CALLES	1968	10,085.72	5,724.97	17,473	22,128	4,686
ABELARDO L. RODRIGUEZ	1956	11,470.47	6,429.58	17,729	24,063	6,347
JUAN ALVARES	1955	12,417.04	7,157.36	19,405	25,875	6,469
GUADALUPE VICTORIA	1958	12,568.01	7,209.65	20,253	26,641	5,967
PLAN DE AYUTLA	1967	12,763.18	7,561.34	21,668	27,432	5,605
PLAN DE AYALA	1968	12,753.36	7,550.04	21,689	27,432	5,705
MARIANO MOCTEZUMA	1974	14,742.95	8,895.68	21,689	28,017	6,328
FRANCISCO J. MUJICA	1973	14,743.69	8,895.68	21,696	28,017	6,322
MANUEL AVILA CAMACHO	1973	14,743.69	8,895.68	21,704	28,017	6,313
INDEPENDENCIA	1974	14,742.95	8,895.68	21,704	28,017	6,314
REFORMA	1974	14,742.95	8,895.68	21,704	28,017	6,318
REVOLUCION	1975	14,743.69	8,895.68	21,704	28,017	6,313
MELCHOR OCAMPO	1968	12,753.36	7,550.04	21,727	27,432	5,692
PLAN DE GUADALUPE	1967	12,763.34	7,561.34	21,760	27,432	5,627
JOSE MA. MORELOS	1967	12,762.84	7,508.00	21,797	27,432	5,598
SENITO JUAREZ	1968	12,753.36	7,550.07	21,822	27,432	5,654
ALVARO OBREGON	1968	12,753.36	7,558.90	21,839	27,432	5,630
FRANCISCO I. MADERO	1968	12,753.65	7,562.50	21,859	27,432	5,633

TON. COEF. BLOCK	ES.T. m.	ES.P.P.m.	MANGA m.	PUNTAL m.	CALADO m.	F.BORDO m.
0.634	101.10	94.49	14.34	8.00	5.65	2.373
0.693	135.06	128.32	18.01	9.98	7.62	2.362
0.685	140.60	131.06	19.24	10.94	8.02	2.991
0.806	135.02	128.02	19.55	9.27	7.30	2.006
0.744	165.20	155.46	20.73	11.58	9.09	2.549
0.790	144.78	137.47	21.30	11.80	9.33	2.514
0.790	144.78	137.17	21.30	11.80	9.33	2.514
0.790	144.78	137.47	21.30	11.80	9.33	2.514
0.790	144.78	137.47	21.30	11.80	9.33	2.514
0.790	166.42	152.45	21.26	11.81	9.12	2.746
0.772	173.00	161.54	21.31	12.09	9.34	2.733
0.790	170.60	163.98	21.89	12.00	9.07	2.691
0.780	170.75	163.86	22.05	12.17	9.45	2.691
0.780	170.69	163.86	22.05	12.18	9.45	2.691
0.795	170.61	164.00	22.05	12.95	9.47	3.016
0.795	170.61	164.49	22.05	12.98	9.47	3.016
0.795	170.61	164.00	22.05	12.95	9.47	3.016
0.795	170.61	164.00	22.05	12.95	9.47	3.016
0.795	170.61	164.00	22.05	12.95	9.47	3.016
0.795	170.61	164.49	22.05	12.95	9.47	3.016
0.780	170.69	163.86	22.05	12.17	9.45	2.703
0.780	170.75	163.86	22.05	12.17	9.45	2.691
0.780	170.69	163.86	22.05	12.17	9.45	2.691
0.780	170.69	164.28	22.05	12.18	9.46	2.703
0.780	170.75	163.86	22.05	12.18	9.45	2.691
0.780	170.75	163.86	22.05	12.18	9.45	2.691

PUERTOS E INSTALACIONES PESQUERAS

La actividad pesquera que requiere una mayor atención en el país, por la gran potencia del recurso de nuestros litorales, reclama estudios específicos en planeación y administración portuaria para atender los requisitos en este campo.

La flota pesquera en el pasado, utilizava las facilidades en puertos existentes posteriormente construyeron terminales en el interior de los Puertos Comerciales y en la actualidad se desarrollan programas para la construcción de Puertos Pesqueros.

Esta actividad, eminentemente Industrial Portuaria, se ha desarrollado en tal forma que una parte del producto de la captura unicamente es tranbordado en Puerto para su transporte al centro de la República. Al propiciar el establecimiento de zonas Pesqueras Industriales Marítimas redundará en veneficio de los consumidores al abatirse el costo final del producto.

La localización de terminales Marítimas Pesqueras en Puertos Comerciales existentes, deberá quedar integrada a la zona Industrial Marítima de pequeñas profundidades, alejadas de la zona urbana sin interferir con el tránsito de grandes embarcaciones. Cuando se trata de un Puerto Pesquero el dimensionamiento de la entrada, deberá asegurar el cruce a las embarcaciones en todo tiempo, es decir prever el arribo en temporadas cuando esto resulte antieconomico, por el excesivo ancho de la bocana y la mayor profundidad para es-

ta condición, el refugio de embarcaciones en temporales, - deberá efectuarse en los Puertos Comerciales de la zona ó de lo contrario se tendrá que cumplir con el dimenciona-- miento en temporales.

Por el tipo de embarcaciones, la pesca se divide en pesca- costera y de alta mar. La primera cuenta con una flota de- pequeñas embarcaciones con esloras menores de 10 Mts., la- pesca de alta mar se realiza con embarcaciones destinadas- a capturas específicas, de las cuales adquieren su denomi- nación, tales como: Camaroneros, Escameros, Sardineros, -- Atuneros y arrastreros entre otros. De las embarcaciones- anteriores los atuneros y arrastreros son los de mayor ca- lado, con 5.70 Mts. al respecto es conveniente hacer no-- tar que la profundidad máxima para alojar dicha flota se- rá del orden de los 6.5 - 7. Mts.

Para el dimencionamiento de las terminales Pesqueras, a - continuación mostramos las características del barco tipo por especialidades de captura:

TIPO DE BARCO	ESLORA TOTAL	MANGA	CALADO	FRANCO BORDO	CAPASIDAD DE CARGA TON.	DESPLAZAMIENTO A PLENA CARGA TON.
	M	E	T	R	O	S
CAMARONEROS	21.95	6.25	3.30	0.60	65	175
ESCAMEROS	20.42	6.00	3.00	0.60	50	150
SARDINERO	26.25	7.50	3.75	0.30	150	300
ATUNERO	53.00	12.00	5.70	2.20	800	1,600
ARRASTRERO	53.00	12.00	5.70	0.60	800	1,600

NOTA: En la columna "Capacidad de carga" se incluye...

El franco bordo en los atuneros corresponde a la altura de entre puente.

Para el canal de navegación, Darsena y Atracaderos, la siguiente tabla ilustra las dimensiones medias, las cuales dependerán de las condiciones locales, tales como agitación del mar, densidad del agua y vientos dominantes entre otros.

TIPO DE BARCO	LONGITUD DE MUELLE QUE UN BARCO NECESITA PARA ATRACARSE		ANCHO PLANTILLA CANAL NAVEGACION		PROFUNDIDAD MINIMA EN CANAL DE NAVEGACION, DARSENA Y ZONA DE ATRAQUE.
	M	E	T	R	O S
CAMARONERO	25.00		30.00		3.50
ESCAMERO	23.00		30.00		3.50
ARDINERO	30.00		30.00		4.00
ATUNERO	59.00		60.00		6.00
ARRASTRERO	59.00		60.00		6.00

NOTA: La profundidad está referida al nivel de Bajamar media inferior y se deberá ajustar dependiendo de la agitación del mar en canal de navegación, Darsena y zonas de atraque.

Para obtener la longitud de bandas de atraque para barcos Pesqueros empleamos la siguiente formula:

$$L = \frac{T}{D} \times N \times E$$

- L : Longitud de atraque necesaria.
- T : Tiempo en días de estadia en muelle.
- D : Tiempo de duración en días de un viaje, incluyendo estadio en muelle y las maniobras de navegación y captura.
- N : Número de barcos del mismo tipo que operan en el Muelle.
- E : Longitud en metros de atraque necesaria para un buque, se define en función de la eslora total del barco tipo.

Al aplicar la formula, el resultado deberá redondearse a "N" espacios enteros "E". "N" Se obtiene dividiendo el resultado entre "E" .

La esta en Muelle corresponde a las maniobras de avituallamiento, descarga del producto y reparación a flote correspondiente al mantenimiento preventivo de la nava. El mantenimiento corrector deberá realizarse en la zona de reparaciones navales que por la importancia en número de barcos se tendrá que prever. El abastecimiento de combustible se se realiza en el tiempo destinado del avituallamiento y descarga del producto, está incluido en "T".

En la formula se supone que las embarcaciones ociosas no ocupan muelle, por lo que deberá preverse un atracadero específico de espera.

Para dar una idea de los tiempos medios de operación de una flota (días) en la tabla siguiente podrá observar,

debiendose ajustar dependiendo de la localización del recurso pesquero:

TIEMPO DE OPERACION (DIAS)

TIPO DE BARCO	ESTADIA EN MUELLE	MANIOBRAS DE NAVEGACION Y CAPTURA	DURACION DE UN VIAJE
CAMARONERO	2	13	15
SARDINERO 0 ANCHOVETERO	1	2	3
ESCAMERO	2	8	10
ATUNERO	15	60	75
ARRASTRERO	10	30	40

Con los datos anteriores la formula para calcular la longitud util de atraque para barcos pesqueros, queda de la siguiente manera:

Muelle Camaronero : $L = 3.85 \text{ N.}$

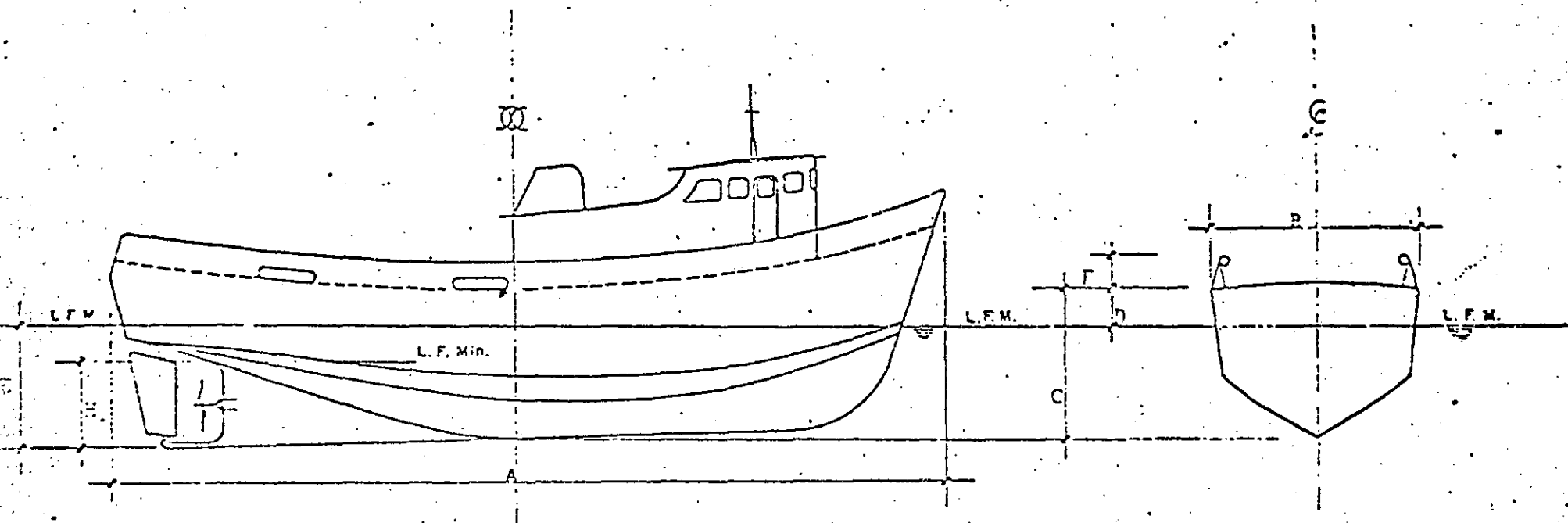
Muelle Sardinero : $L = 10.00 \text{ N.}$

Muelle Escamero : $L = 4.50 \text{ N.}$

Muelle Atunero : $L = 11.80 \text{ N.}$

Muelle Arrastrero : $L = 14.50 \text{ N.}$

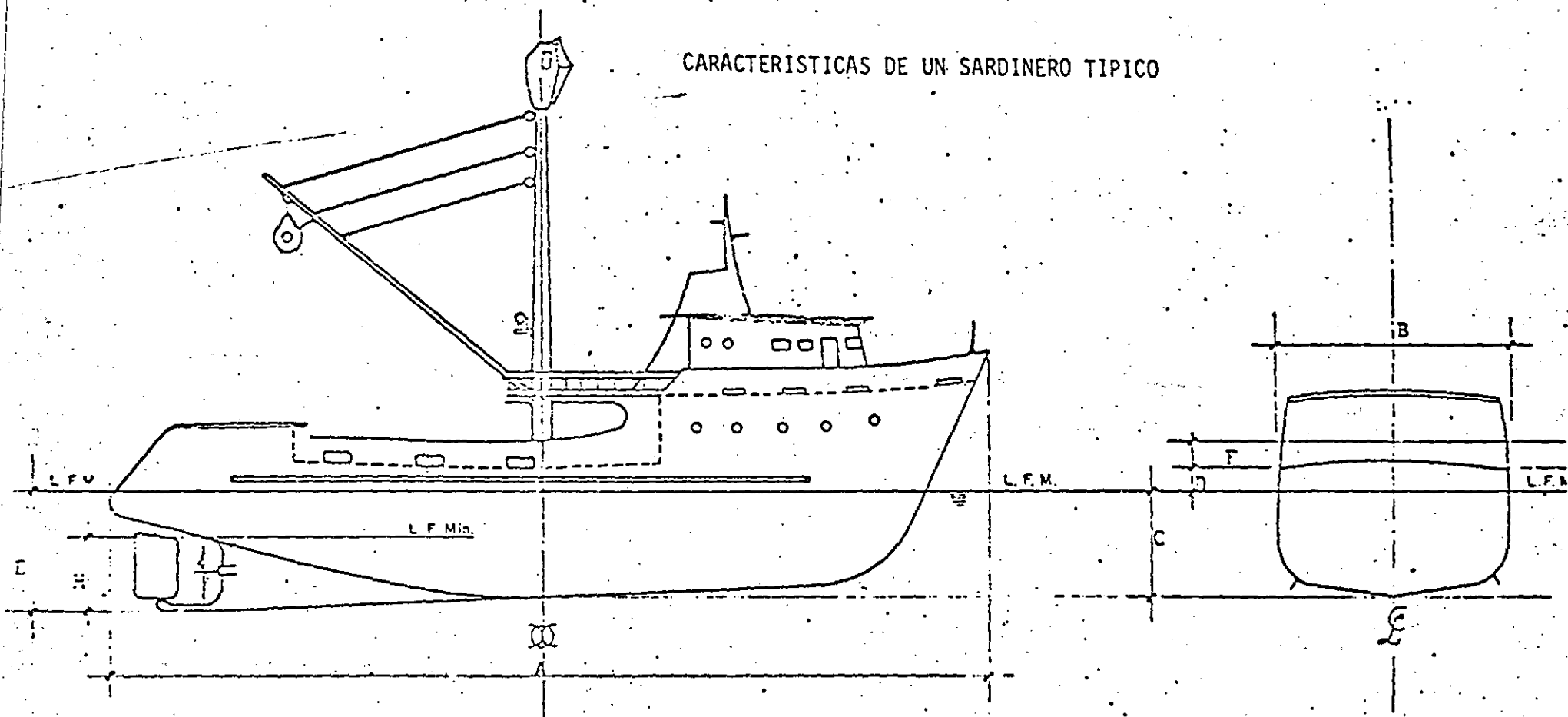
CARACTERISTICAS DE UN CAMARONERO TÍPICO



A.- Eslora total	_____	22.00m.
B.- Manga	_____	6.25m.
C.- Puntal	_____	3.50m.
D.- Franco bordo	_____	0.60m.
E.- Calado máximo en popa	_____	3.30m.
F.- Borda	_____	0.90m.
H.- Calado mínimo en popa	_____	2.30m.

D ¹	Desplazamiento barco cargado	_____	175 ton.
D ²	Desplazamiento barco descargado	_____	110 ton.
	L.F. Max. Línea de flotación barco cargado		
	L.F. Min. Línea de flotación barco descargado		

CARACTERÍSTICAS DE UN SARDINERO TÍPICO



A.- Eslora total	_____	26.25m.
B.- Manga	_____	7.50m.
C.- Puntal	_____	3.65m.
D.- Franco Bordo	_____	0.30m.
E.- Calado máximo en popa	_____	3.75m.
F.- Borda	_____	0.75m.
F.- Calado mínimo en popa	_____	2.60m.

D¹ Desplazamiento barco cargado _____ 300 ton.

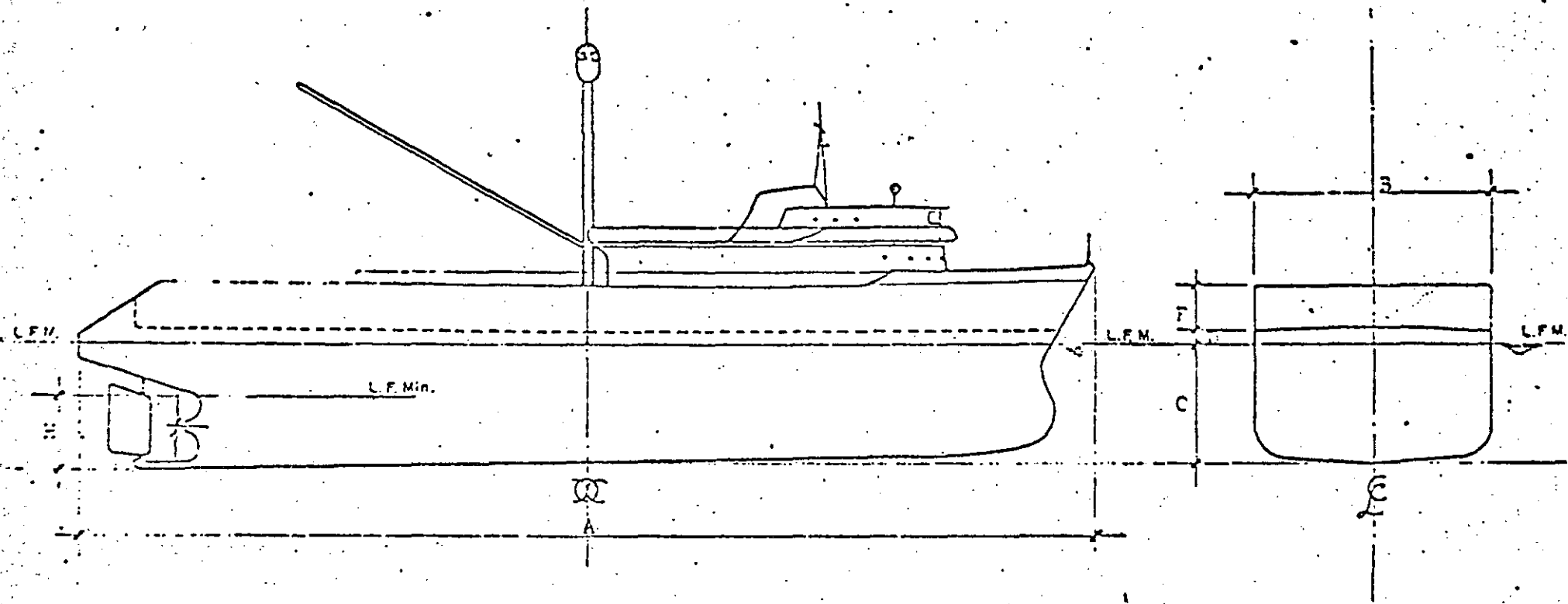
D² Desplazamiento barco descargado _____ 150 ton.

L.F. Max. línea de flotación barco cargado

L.F. Min. línea de flotación barco descargado

NOMBRE DE LA EMBARCACION	CARACTERISTICAS FISICAS				MOTOR (H.P.)	MAT. - CASCO	TONS. B R U T O	CAPACIDAD TONS. NETO	TONS. ACARREO
	ESLORA	MANGA	CALADO	PUNTAL					
Santa Isable	33.07	8.02	-	3.78	600	madera	291.21	154.00	220.00
Calafia	32.94	8.82	-	4.86	675	acero	273.00	195.00	300.00
El Sauzal	32.94	8.83	-	4.86	675	acero	272.00	195.00	200.00
Mipo	32.94	8.82	-	4.86	675	acero	273.00	195.00	300.00
Libertador del Sur	32.94	8.82	-	4.86	675	acero	273.00	195.00	200.00
Viscaíno	32.94	8.82	-	4.86	675	acero	273.00	195.00	300.00
Ciprés	32.94	8.82	-	4.86	675	acero	273.00	195.00	300.00
San Juan	28.50	6.63	-	6.07	225	madera	204.09	155.10	150.00
Santa María	27.29	7.52	-	3.20	400	madera	194.84	132.60	68.00
San Pedro	24.40	7.04	-	3.12	500	madera	139.42	75.52	110.00
Ponix	23.00	6.61	-	2.89	425	madera	120.00	80.00	95.00
Senador	26.57	6.93	-	2.43	365	madera	116.29	74.21	95.00
Marino II	22.80	6.43	-	2.95	400	madera	105.14	84.00	90.00
Nora Elena	19.65	6.17	-	2.20	365	madera	95.73	74.77	75.00
Tito	24.32	8.20	-	6.20	365	madera	88.12	55.30	90.00
Playero	17.90	5.50	-	2.50	240	madera	85.34	64.80	58.00
Propemex B-9	20.78	5.87	-	2.32	460	madera	80.90	61.60	65.00
Propemex M-12	18.67	5.50	-	2.00	220	acero	80.60	51.12	60.00
Propemex M-11	18.67	5.50	-	2.00	220	acero	30.45	51.05	60.00
Criser	20.37	5.80	-	2.74	225	madera	79.38	58.71	80.00
San Martín	22.05	6.30	-	3.00	365	madera	79.27	53.00	50.00
Libertador	16.60	6.76	-	2.83	342	madera	73.95	43.07	75.00
San Arturo	10.60	4.90	-	2.63	100	madera	72.37	61.01	43.00
Tortugas	16.76	4.57	-	2.43	180	madera	51.77	16.47	45.00
Punta Banda	16.76	4.58	-	2.63	336	madera	51.77	45.47	44.00
Sunray's	18.50	4.60	-	2.10	225	madera	51.00	38.00	40.00
Aries	15.24	4.26	-	2.05	165	madera	51.00	36.06	35.00
Colta I	16.50	4.90	-	1.80	240	madera	48.87	42.93	40.00
Largo	14.80	4.08	-	1.90	165	madera	40.58	26.90	25.00
Celta II	15.00	3.90	-	1.80	165	madera	38.88	27.50	28.00
César	13.00	4.20	-	1.87	165	madera	33.70	13.41	30.00
Susana	17.50	3.00	-	5.00	165	madera	29.46	24.08	14.00
Noble	22.55	6.70	2.44	3.66	425	acero			120.00

CARACTERÍSTICAS DE UN ATUNERO TÍPICO



A.- Eslora total	_____	53.00m
B.- Manga	_____	12.00m
C.- Puntel	_____	5.30m
D.- Franco bordo	_____	0.40m
E.- Calado máximo en popa	_____	5.70m
F.- Altura de entrepuente	_____	2.20m
H.- Calado mínimo en popa	_____	3.70m

D¹ Desplazamiento barco cargado _____ 1,600 ton.

D² Desplazamiento barco descargado _____ 800 Ton.

L.F. Max. Línea de flotación barco cargado

L.F. Min. Línea de flotación barco descargado

CARACTERISTICAS DE LA FLOTA ATUNERA DEL PUERTO DE ENSENADA, B.C.

NOMBRE DE LA EMBARCACION	CARACTERISTICAS FISICAS				MOTOR (H.P.)	MAT.-CASCO	TONS. B R U T O	CAPACIDAD TONS.NETO	TONS. ACARREO
	ESLORA	MANGA	CALADO	PUNTAL					
Quo Vadis	61.87	8.53	6.10	-	3,100	-	1,325.00	641.00	930
Todos Santos	53.23	11.32	5.22	7.55	2,910	acero	1,145.10	406.06	650
Albatún	53.16	11.30	5.25	7.53	2,910	acero	1,145.10	406.06	650
Indomable	53.18	11.31	5.24	7.54	2,910	acero	1,145.10	406.06	650
Estado 29	53.04	11.30	5.24	7.54	2,910	acero	1,145.10	406.06	650
General Zapata	52.98	11.30	5.25	7.54	2,910	acero	1,145.10	406.06	650
Lázaro Cárdenas	52.95	11.30	5.25	7.54	2,910	acero	1,145.10	406.06	650
Cuauhtémoc	52.00	11.10	-	7.70	2,500	acero	1,129.13	388.17	725
Gral.A.I. Rodriguez	49.39	11.10	5.0	7.80	2,500	acero	1,004.42	328.91	660
Juan A.R.Sullivan	51.10	11.10	5.0	7.80	2,500	acero	1,004.42	328.91	660
María Amalia	53.80	10.85	-	5.22	2,875	acero	1,000.00	500.00	950
Conquistador	50.41	10.97	-	5.95	2,575	acero	863.00	445.00	650
Flamingo	45.63	11.63	-	4.50	1,800	madera	613.46	203.12	400
San Martín	40.66	8.95	-	4.53	925	madera	546.00	381.00	380
Vencedor	43.07	8.97	-	5.19	840	madera	519.34	342.46	350
Ensenada	41.38	9.30	3.90	4.50	1,100	acero	495.32	205.31	320
Guaymas	41.38	9.30	3.90	4.50	1,100	acero	495.32	205.31	320

<u>NOMBRE DE LA EMBARCACION</u>	<u>CARACTERISTICAS FISICAS</u>				<u>MOTOR (H. P.)</u>	<u>CASCO</u>	<u>TONS. B R U T O</u>	<u>CAPACIDAD TONS.NETO</u>	<u>TONS. ACARREO</u>
	<u>ESLORA</u>	<u>MANGA</u>	<u>CALADO</u>	<u>PUNTAL</u>					
Mazatlán	41.83	9.30	3.90	4.50	1,100	acero	495.32	205.31	320
Delfín Azul	37.18	6.58	5.20	-	950	acero	495.00	415.00	320
Baja California	36.75	8.36	-	4.39	900	acero	470.92	290.63	220
Savilán	40.23	6.71	5.20	-	1,125	acero	468.00	395.00	320
Virgilio Uribe	35.50	9.27	-	5.76	950	acero	350.00	165.00	300

INSTALACIONES DESTINADAS A PRESTAR
SERVICIO A EMBARCACIONES DE PLACER TALES COMO
YATES, VELEROS, ETC.

Las instalaciones de este tipo, requeriran de aguas tranquilas, así como de servicios complementarios en tierra.

El distanciamiento entre instalaciones de este tipo en una costa, depende de la autonomia de la flota significante.

Dependiendo del número de embarcaciones deportivas se --- presta servicio en un puerto específico o en instalacio--nes deportivas en puertos existentes.

Las necesidades portuarias a este tipo de embarcaciones, depende de sus dimensiones, por lo general, menores de 8-metros, requeriran instalaciones para traslado a tierra y las mayores necesitan bandas de atraque.

Dado que en lo general este tipo de embarcaciones no re--quieren por ley de utilización del servicio de practicage por ser menor de 500 Tón. de desplazamiento, el dimensio--namiento deberá estar regido por los siguientes lineamientos:

Acceso marítimo fácil al puerto o a las instalaciones de - atraque.

Contar con accesos terrestres adecuados.

Bandas de atraque y/o amarre que permita la seguridad de-

las embarcaciones.

Servicio en tierra: agua, luz, iluminación, teléfono, casa club, avituallamiento, instalaciones navales, agentes de viajes.

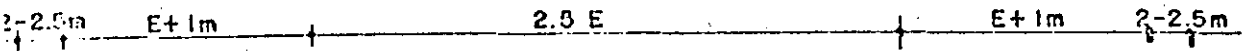
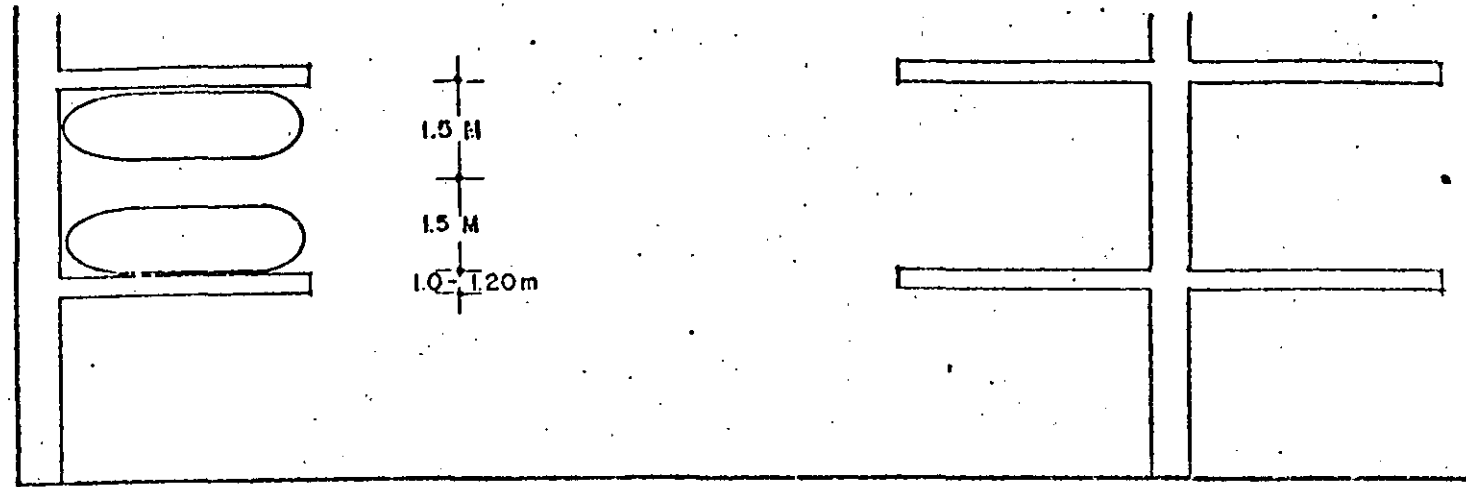
Los aspectos importantes para la planeación de una terminal o puerto deportivo son: acceso marítimo, zona de maniobras, atraques y servicios a flote.

De cualquier manera, lo fundamental en este tipo de embarcación son aguas tranquilas en un puerto existente u obras de protección y abrigo (rompeolas) y las bandas de atraque. Los rompeolas por lo general se desplantan en la batimétrica -7 M. requiriendose una profundidad en canal y darsena de 5 M. y bocana un ancho de 50 a 70 M. .

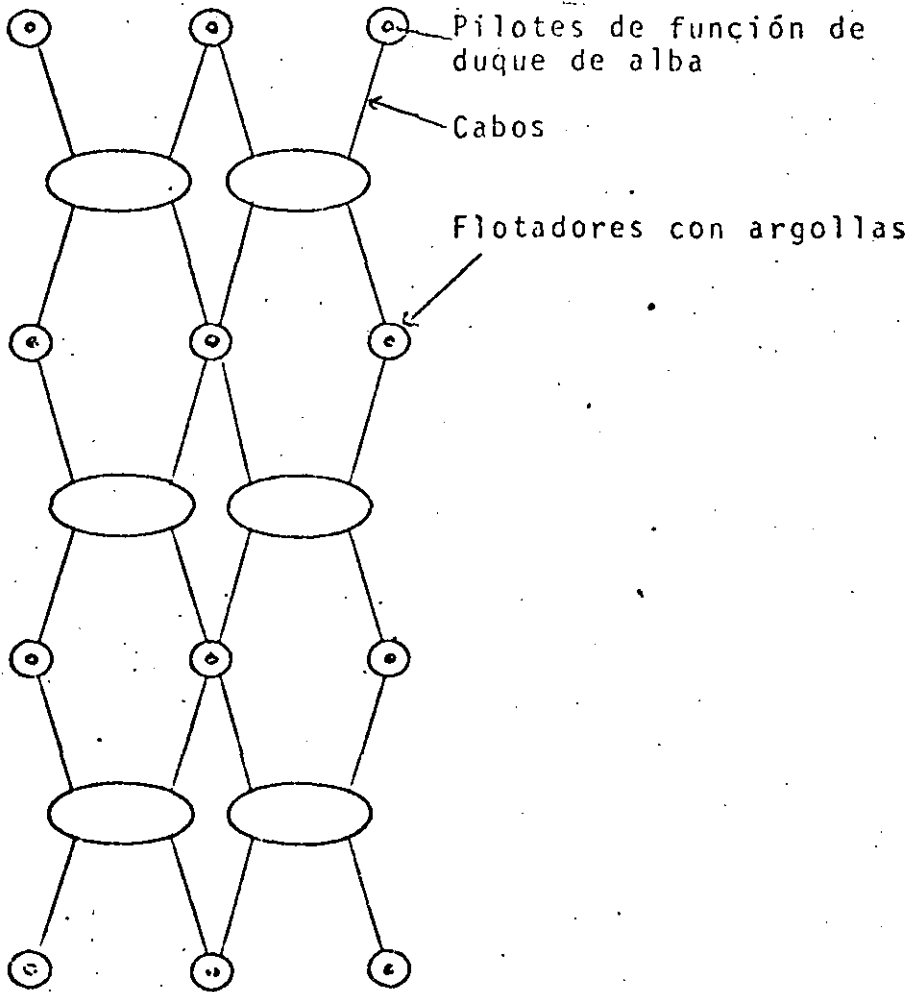
El acceso a un puerto deportivo requiere que los morros de los rompeolas no permitan el paso del oleaje y atravez un acceso facil de las embarcaciones

Por lo general en México estas instalaciones se alojan en puertos existentes cuyas características de acceso y profundidad son mayores que las requeridas para embarcaciones deportivas por lo que su localización debe ser en zonas de aguas tranquilas de poca profundidad y acceso terrestres adecuados.

Una disposición de las instalaciones de este tipo podrán observarse en la siguiente figura.



AMARRADERO PARA YATES



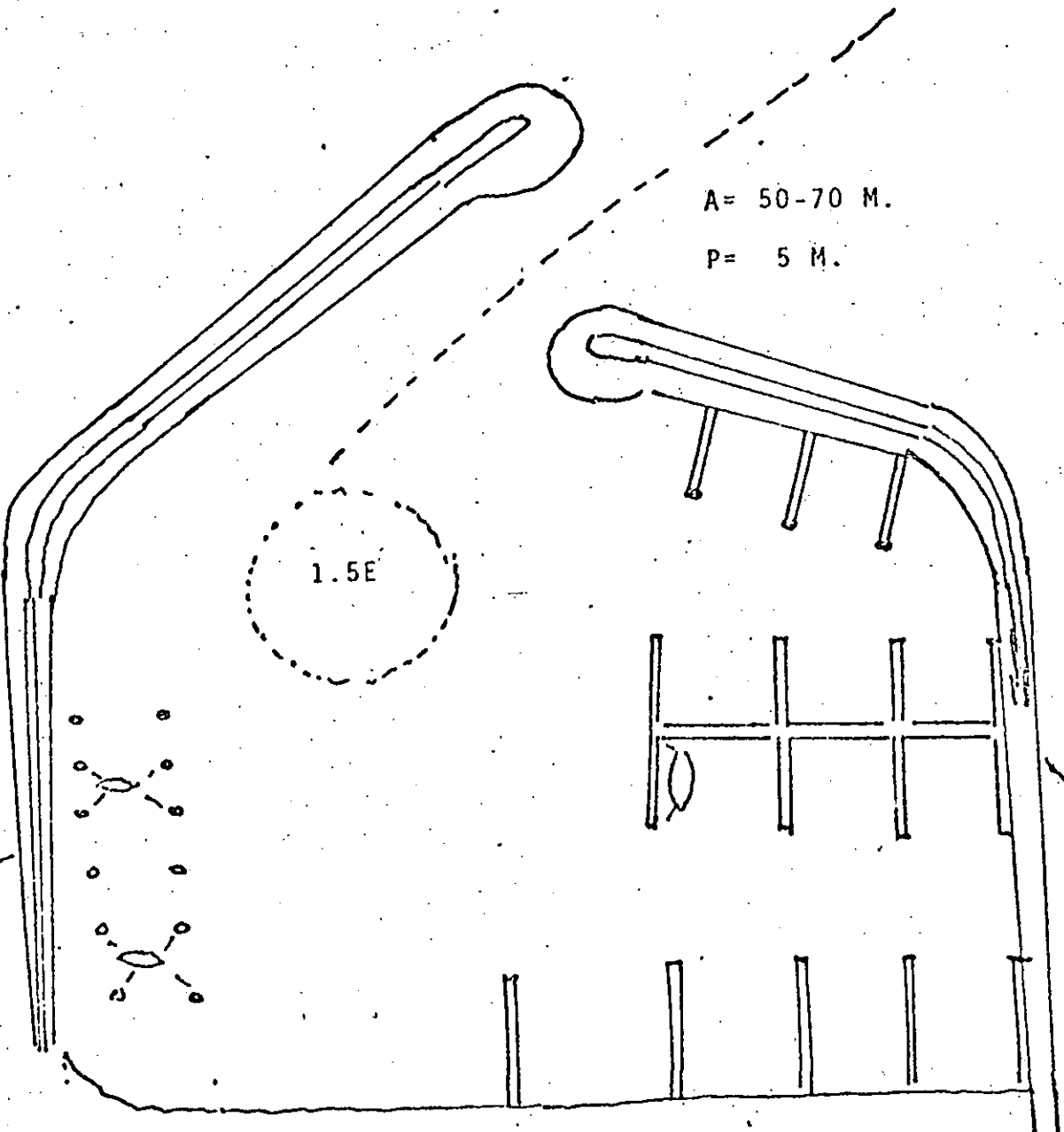
A= 50-70 M.

P= 5 M.

1.5E

100-120 M.

PUERTO DEPORTIVO



D A T O S . T E C N I C O S

FIGURA 1-2

CARACTERISTICAS PARA BARCOS DE CARGA									
C (m)	D (ton)	M (m)	E (m)	h (m)	Pn (ton)	Cm (m)	Fr (m)	An (m ²)	Ainc (m ²)
3.00	675	600	50.00	358	410	1.32	2.25	113.00	124.00
4.00	1,600	800	67.00	480	975	1.75	3.05	205.00	226.00
5.00	3,125	10.00	83.00	592	1,910	2.17	3.75	312.00	344.00
6.00	5,400	12.00	100.00	715	3,300	2.70	4.45	445.00	490.00
7.00	8,575	14.00	116.00	830	5,210	3.04	5.26	610.00	672.00
8.00	12,800	16.00	134.00	960	7,800	3.50	6.10	818.00	896.00
9.00	18,225	18.00	150.00	1070	11,200	3.88	6.82	1,023.00	1,130.00
10.00	25,000	20.00	167.00	12.00	15,300	4.32	7.58	1,280.00	1,410.00
11.00	33,275	22.00	183.00	13.10	20,300	4.80	8.30	1,519.00	1,670.00

C = Calado.

Pn = Porte Neto.

D = Desplazamiento.

Cm = Calado minimo.

E = Eslora.

Fr = Franco bordo.

M = Manga.

An = Area nera expuesta al
impulso del viento.

h = Altura del casco.

Ainc = Area incrementada (10%)

FORMULAS EMPLEADAS

$$Cm = C - \frac{Pn}{Ex Mx 0.81}$$

$$n = 0.61 D$$

Relación entre las distintas dimensiones del barco.

$$\frac{E}{M} = 7 \text{ a } 8$$

$$\frac{C}{M} = 0.5$$

$$\frac{E}{h} = 0.06$$

$$Fr = h - Cm$$

$$An = E \times Fr$$

T A B L A 2 - 2

DIAMETRO DEL CIRCULO DE OSCILACION (EN METROS). USANDO
LOS BARCOS, ANCLA Y CADENA¹

Marea baja media en mts.	<u>Longitud de Varias Embarcaciones en Metros</u>									
	30	50	90	120	150	180	210	240	270	300
3	151	215	274	334						
6	187	247	311	370	430	494				
9	224	283	347	406	466	530	589	650	713	
12	260	320	384	443	502	568	626	687	750	809
15	297	357	416	480	537	599	662	722	809	845
18	333	393	453	517	576	635	700	759	818	882
21	370	430	489	552	612	672	736	796	854	919
24	406	466	525	585	650	709	768	831	891	950
27	439	502	562	621	687	745	804	868	928	988
30	475	539	598	658	722	781	840	905	962	1023
34	512	577	635	695	759	818	878	941	1000	1060
37	548	608	671	731	790	854	914	973	1037	1098

Continuación Tabla 2-2

Marea baja media en mts.	Longitud de Varias Embarcaciones en Metros									
	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300
40	584	645	709	768	828	890	950	1010	1070	1135
43	621	681	745	805	863	927	988	1046	1110	1170
46	658	718	778	840	900	960	1023	1083	1142	1206
49	694	754	813	878	938	998	1060	1120	1180	1242
52	731	790	850	914	973	1033	1096	1158	1215	1280
55	768	828	888	943	1010	1069	1128	1195	1252	1310
58	800	863	922	980	1046	1106	1163	1229	1288	1346
61	836	900	960	1018	1083	1142	1200	1265	1325	1382

1. Esta tabla se basa en las siguientes suposiciones:

- (a) La longitud de la cadena es igual a seis veces la profundidad del agua.
- (b) El ancla se arrastra 30 metros a partir de su posición inicial
- (c) La fórmula básica para un alcance de cadena de seis veces la profundidad del agua es $B = 2(0.987 \times 6D + L + C)$. La corrección para determinar el alcance del radio de oscilación es 0.987. En donde:

Continuación Tabla 2-2

B = Diámetro del círculo de oscilación.

D = Profundidad del agua en metros en marea baja media.

L = Longitud total del barco en metros.

C = 27 metros de tolerancia para el arrastre del ancla.

(d) Para mantener el alcance de la cadena en seis veces la profundidad al subir la marea, añádase $(5.92T)$ en el interior del paréntesis de la fórmula, en donde T = la altura de la marea en metros.

AREAS LATERALES EN DIVERSOS BARCOS.

1.- De carga general de 15,000 TPM.

Eslora:	151.00 m.	
Puntal:	12.20 m.	
Calado:	8.50 m.	
Manga :	20.00 m.	
Area lateral	casco	1,749 m2.
	Super- estructura	<u>327</u> m2.
	Total	2,076 m2.

Areas sumergidas, a plena carga.	1,190 m2.
en lastre.	744 m2.

2.- Granelero de 23,000 TPM.

Eslora:	175.30 m.	
Puntal:	14.20 m.	
Calado:	10.00 m.	
Manga :	25.00 m.	
Area lateral,	casco	2,409 m2.
	Super- estructura	<u>398</u> m2.
	Total	2,807 m.

Areas sumergidas, a plena carga	1,745 m2.
en lastre	1,091 m2.

3.- Granelero de 42,000 TPM.

Eslora:	198.00 m.
Puntal:	17.00 m.
Calado:	12.00 m.
Manga :	29.00 m.

Area lateral	casco	3,210	m2.
	Super- estructura	<u>521</u>	m2.
	Total.	3,731	m2.

Areas sumergidas a plena

	carga	2,220	m2.
	en lastre	1,388	m2.

4.- Granelero de 60,000 TPM.

Eslora:	240.00 m.
Puntal:	17.00 m.
Calado:	12.45 m.
Manga :	34.00 m.

Area lateral,	casco	3,761	m2.
	Super- estructura	<u>390</u>	m2.
	Total	4,151	m2.

Areas sumergidas; a plena

	carga	2,741	m2.
	en lastre	1,713	m2.

DIMENSIONES MEDIAS DE BARCOS TANQUE Y GRANELEROS:

Para tanques o graneleros de 22,000 TPM.

Eslora	pp.	538'0"	(164 m.)
Manga		72'6"	(22.05 m.)
Puntal		42'6"	(12.95 m.)
Calado en carga		31'0"	(9.4 m.)
Calado en lastre		16'8"	(5.1 m.)

Para graneleros de 80,000 TPM.

Eslora	pp.	785 ft.	(240 m.)
Manga		118 ft.	(36 m.)
Puntal		642 ft.	(19.6 m.)
Calado en carga		46.8 ft.	(14.3 m.)
Calado en lastre		25.6 ft.	(7.8 m.)

CARACTERISTICAS DE UN REMOLCADOR MARINO DE 28 TON. DE TIRON
A PUNTO FIJO "DAMEN".

E tota = 25.80 m.

E ÷ pp = 22.00 m.

M = 8.04 m.

P = 3.70 m.

C diseño = 2.70 m.

GT = 160

NT = 48

Desplazamiento = 62.60 T.

Propulsión: Dos motores SW diesel tipo 6FHD240
581 KW a 100 r.p.m.

Deductor : 2.57 : 1

Velocidad : 12 nudos

Winche hidráulico: 15 ton. y 500 m. de cable

Timón : 2 con angulo máximo de 45°

Energía eléctrica: 2 volvo penta-; D45 de 41 KW
a 1,500 r.p.m. y dos generadores
de 35 KW para 380/220 Volts para
iluminación 24 Volts.

CARACTERISTICAS DE UN REMOLCADOR MARINO CONVENCIONAL DE 52 TONS. DE TIRON A PUNTO FIJO, PARA SERVICIO A EMBARCACIONES EN PUERTO.

Eslora : 32 m.
 Manga : 9 m.
 Puntal : 4.75 m.
 Calado : 3.60 m.
 Tonelaje de registro bruto: 400 tons.
 Potencia a 1000 r.p.m. al freno: 2 x 1900 = 3800 HP
 Velocidad : 10 nudos (18.53 Km./hora)
 Tripulación : 8
 Helices fijas con tobera fija : 2
 Capacidad de tanques:
 - Combustible (diesel): 168. m3.
 - Agua potable: 25 m3.
 - Aceite limpio: 2.8 m3.
 - Aceite sucio: 3.0 m3.
 - Espuma (contra incendio): 15.0 m3.

Equipo auxiliar:

2 montacargas de 100 KW c/u con motores diesel de 200 HP. a 1800 r.p.m.

Sistema contra incendio con agua y espuma con bomba de 600 m3./hora a 12 Kg/m2. de presión, motor diesel de 300 H.P. con dos

monitores con capacidad de 300 m³/hora a una presión de 10 Kg/m².

Consumos:

Aceite: 1.5 litros/hora.

Combustible (diesel: galones/hora.

BIBLIOGRAFIA:

Los problemas portuarios en los países en desarrollo de :
Bohdan Nagorski . Editorial Temas Marítimos.

Port Engineering de: Per Bruun Gulf Publishing Company,
Houston, Tex.

Design and Construction of Ports and Marine Structures
Alonso de F. Quinn McGraw - Hill

Curso de explotación y Dirección de Puertos Tomos I y II -
de: Dr. Ing. Modesto Vigueras Gonzalez
Editado: Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos .- Madrid.

Movimiento de Mercancías en los Muelles UNCTAD .17/9/1973
TD / B / C 4/109 Ginebra.

Desarrollo Portuario.- Manual de Planificación para los --
países en Desarrollo.

UNCTAD TD / BC. 4/175

Las Inovaciones Técnicas en la Fase del Transporte Marítimo
y sus Aspectos en los Puertos: Repercusiones en la unitari-
zación en las operaciones portuarias

UNCTAD TD/B/C 4/129 .- 1976

El Transporte Marítimo en los años 70

UNCTAD TD/177 Ginebra 1972



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

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS

BASES PARA EL ANALISIS DE ESTRUCTURAS MARITIMAS

ING. LUIS HERREJON DE LA TORRE

SEPTIEMBRE, 1985.

FACULTAD DE INGENIERIA
U.N.A.M.

BASES PARA EL ANÁLISIS
DE
ESTRUCTURAS MARITIMAS

LUIS HERREJON DE LA TORRE

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
1983

INDICE

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

INTRODUCCION

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

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

El uso de las Matemáticas nos dará una interpretación clara y razonable del fenómeno, y las consideraciones de partida estarán relacionadas lo más cerca posible prácticamente a hechos observados. Gran parte del tiempo de un ingeniero se dedica a obtener principios de diseño que han sido aceptados con buena confianza y usados con cierta autoridad pública. Muchos de ellos han probado ser convenientes puesto que pocos problemas se han obtenido con su uso, y lo mejor que puede decirse de ellos es que son antigua experiencia. La experiencia es muy valiosa en especial cuando se puede establecer cuantitativamente, no obstante, si una estructura 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

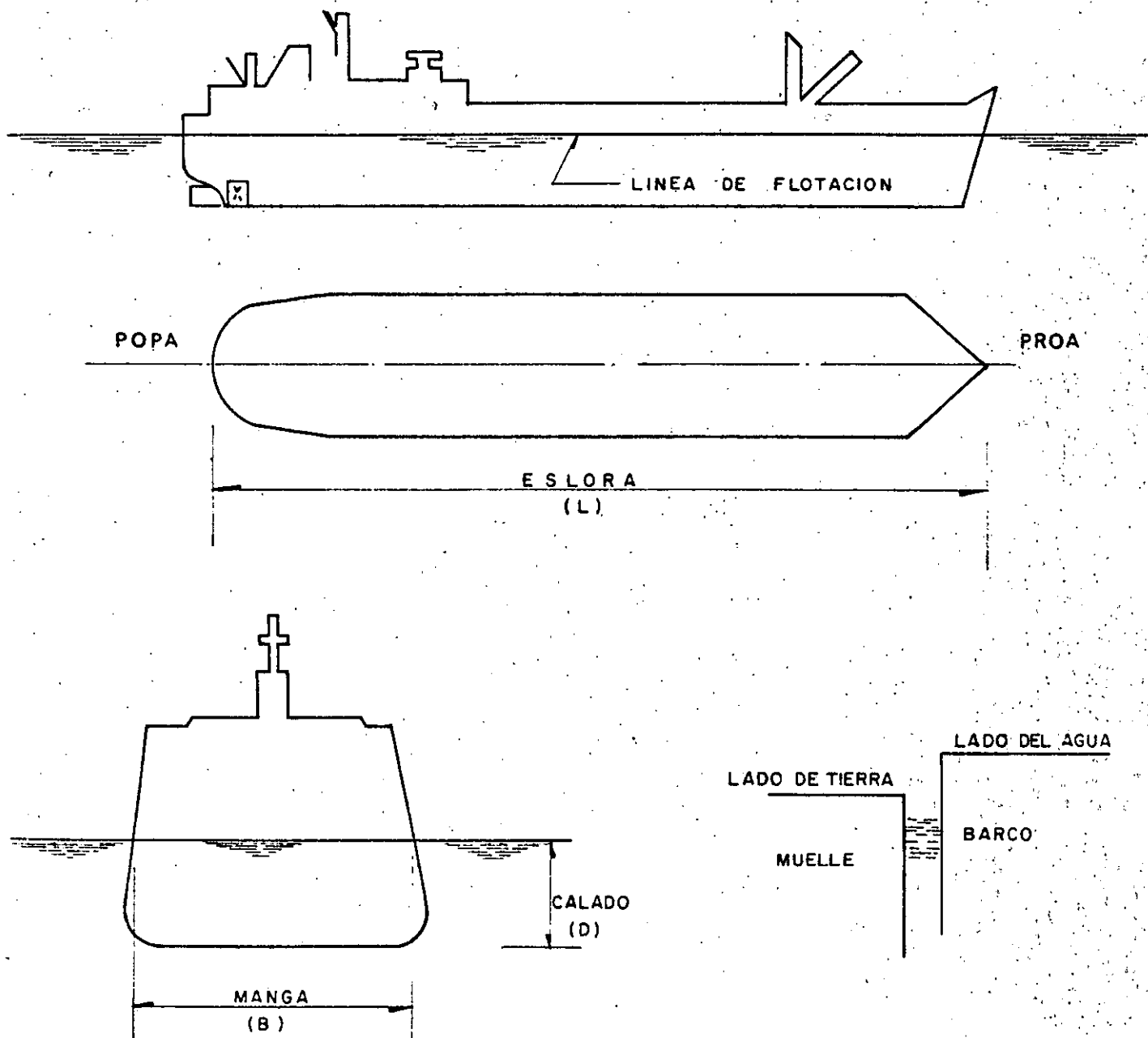


Fig. 1

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

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

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

CRITERIOS DE CALCULO

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

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

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

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

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

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

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

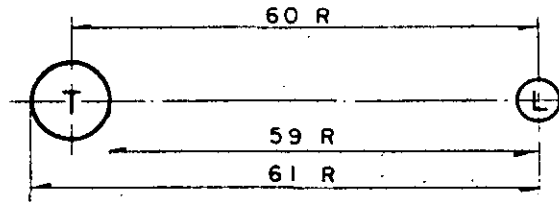
La influencia de la luna es mayor por estar más cercana a la tierra. La distancia del sol a la tierra es aproximadamente 390 veces mayor a la de la luna, no obstante, su masa es aproximadamente 26,000,000 veces mayor. El análisis matemático basado en la Ley de Newton (atracciones directamente proporcionales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

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

La distancia entre los centros de la tierra y la luna es aproximadamente 60 veces el radio de la tierra. Tomando el diámetro de la tierra que se

extiende y pasa por la luna, la relación de fuerza gravitacional en tres puntos, uno en cada extremo del diámetro y otro en el centro, es:

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



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

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

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

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

atracción suficiente para mover las partículas del mar.

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

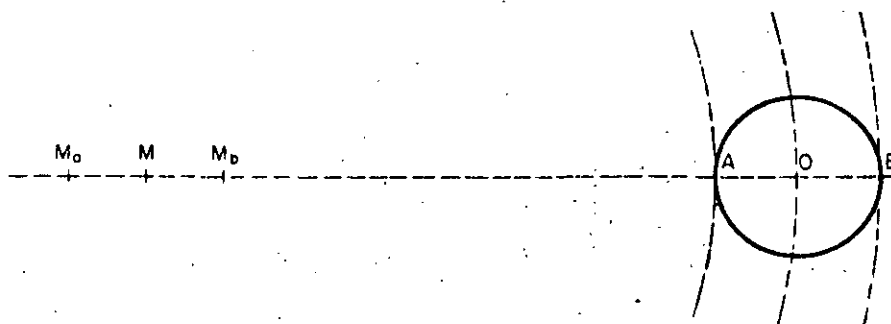


Fig. 2

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

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

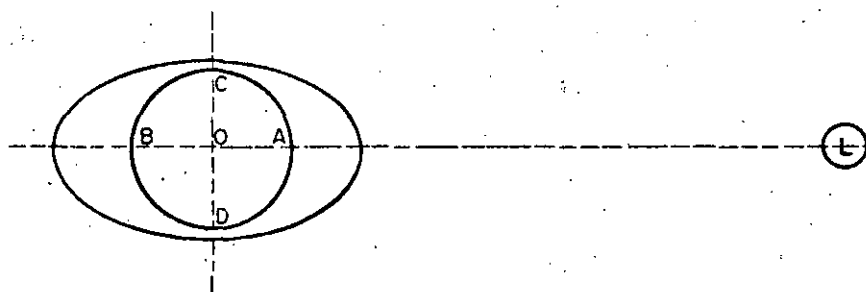
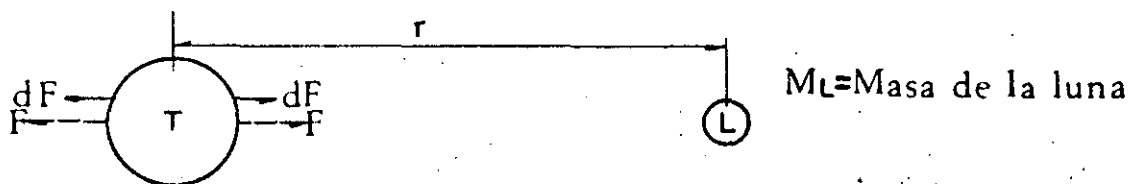


Fig.3

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

De acuerdo con la expresión (1)



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

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

Fig.4

Por lo que podemos obtener la siguiente relación:

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

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

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

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

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

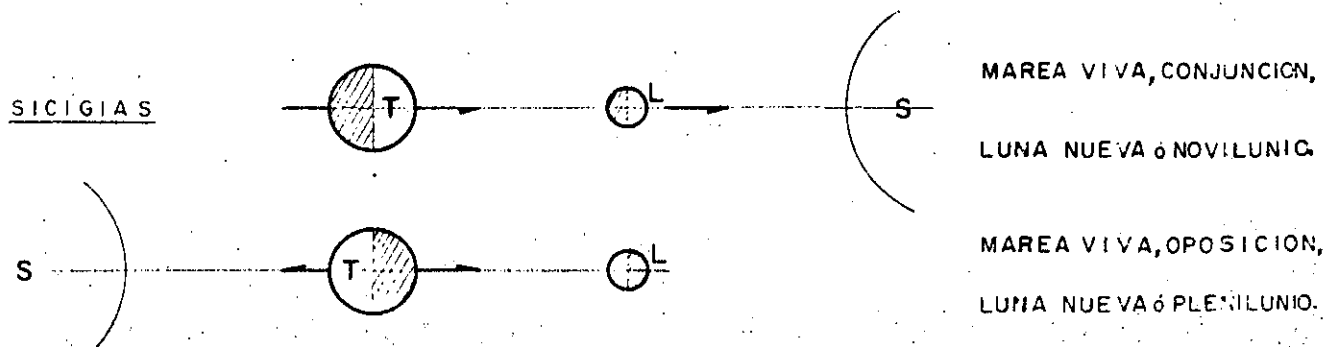


Fig. 5

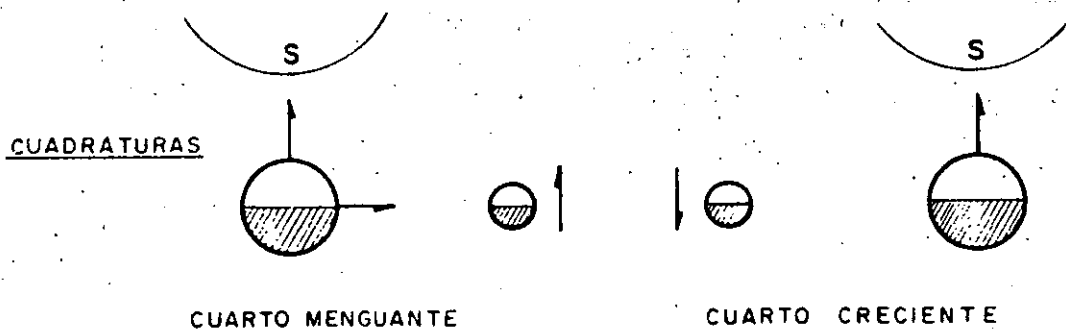
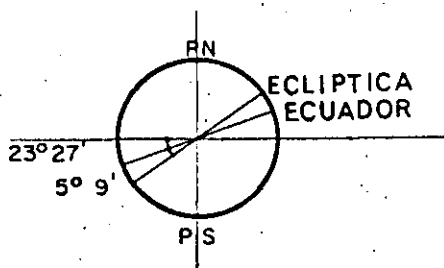


Fig. 6

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

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



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

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

Desigualdad diurna: - En algunas partes del globo terrestre la diferencia de altura en las mareas el mismo día es muy notable. Esta desigualdad diurna es debida a que la luna se mueve arriba y abajo del plano del ecuador, y al empezar y terminar de un período de 12 horas un punto sobre la superficie terrestre ocupa diferentes posiciones respecto al plano de la órbita de la luna y está sujeto a influencia lunar de grado variable. La desigualdad diurna es muy marcada en los Oceanos Indico y Pacífico.

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

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

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

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

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

V I E N T O

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

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

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

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

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

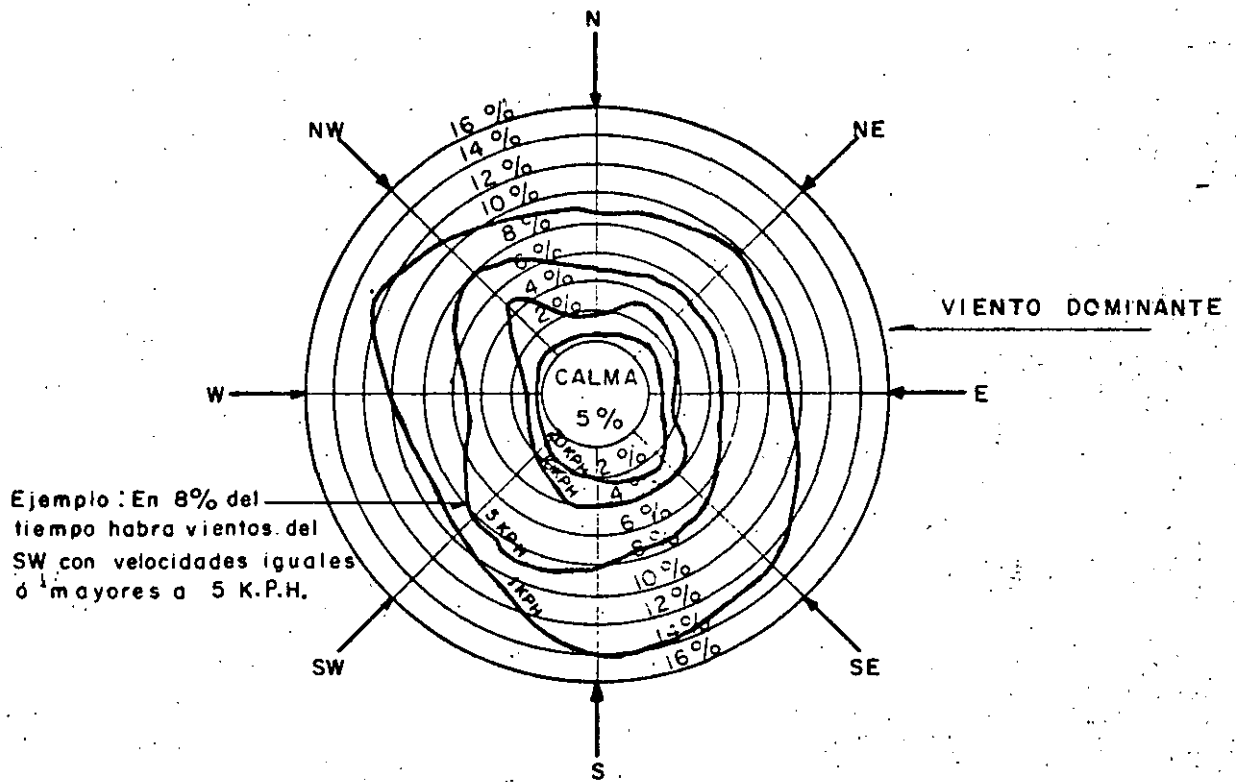


Fig. 7

ROSA DE LOS VIENTOS

ESCALA DE BEAUFORT

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

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

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

CARGAS VIVAS Y SISMO

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

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

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

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

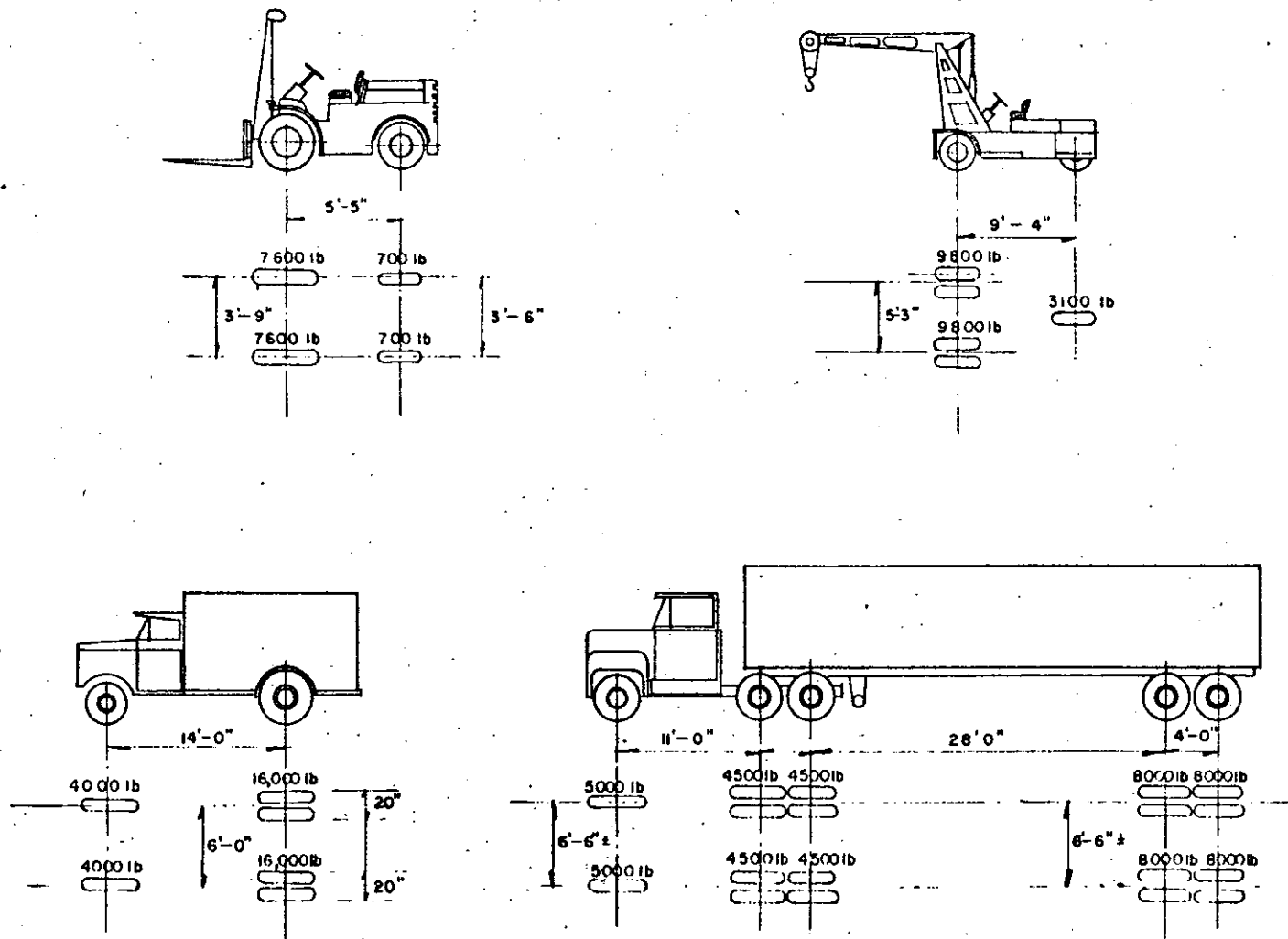


Fig. 8

IMPACTOS DE EMBARCACIONES

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

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

b) Atraque accidental en condiciones no normales o excepcionales.

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

(Ref. 1)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Valores de k: -

0.80 - 0.85 - pequeñas embarcaciones de carga

0.75 - 0.80 - pequeñas embarcaciones de carga más rápidas.

0.70 - 0.75 - grandes embarcaciones de carga.

0.65 - 0.70 - grandes embarcaciones de carga rápidas

0.60 - 0.65 - grandes embarcaciones de pasajeros rápidas

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

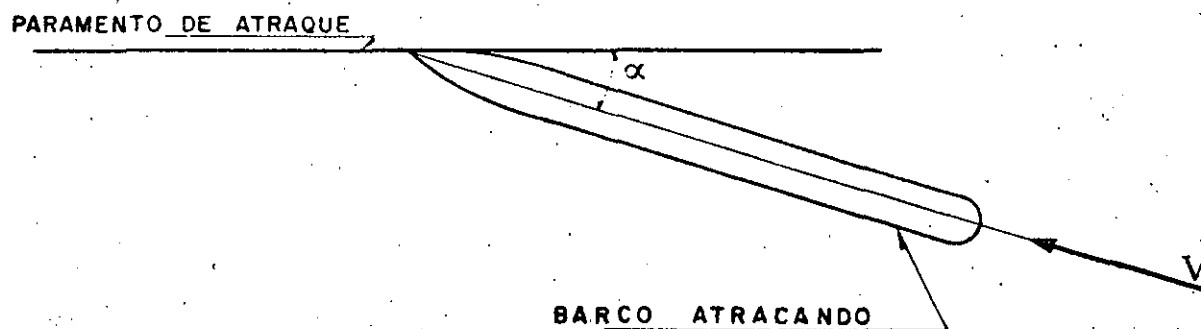


Fig. 9

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

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

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

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

5) Restricción de los cables de las amarras.

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

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

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

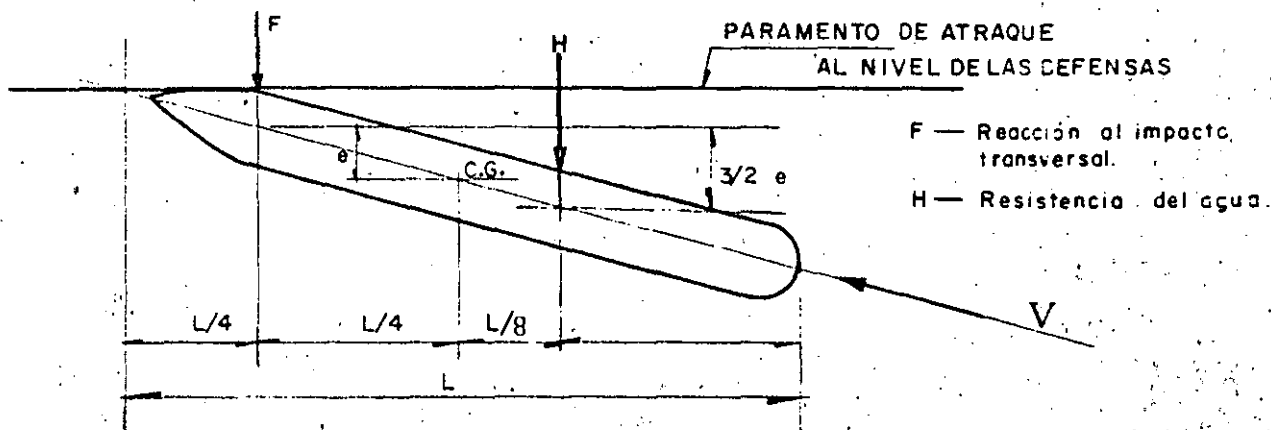


Fig. 10

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

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

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

$$\therefore H = 2 F$$

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

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

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

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

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

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

(5)

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

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

Sustituyendo (4) en (6)

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

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

Por lo que la energía absorbida por el agua es:

$$\begin{aligned} E_H &= \frac{1}{2} H \left(\frac{3}{2} e \right) \\ &= \frac{1}{2} \left(\frac{2}{3} m \bar{v} \right) \left(\frac{3}{2} e \right) \end{aligned}$$

y de (5)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Donde:

F - Fuerza del viento en kg.

S - Superficie expuesta del barco en m²

V - Velocidad del viento en m/seg.

U - Velocidad del barco en m/seg.

normalmente U es despreciable.

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

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

$$K' = 60$$

S' = área de la superficie sumergida como plana.

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

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

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

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

Alonzo De F. Quinn en su libro Design and Construction of Ports and Marine Structures, recomienda para α un valor de 10^0 , y una velocidad normal a la banda de atraque entre 0.15 y 1.00 ft/seg. correspondiendo este último valor aproximadamente a una velocidad de atraque de $3\frac{1}{2}$ nudos.

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

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

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

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

FUERZAS DE LAS AMARRAS

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

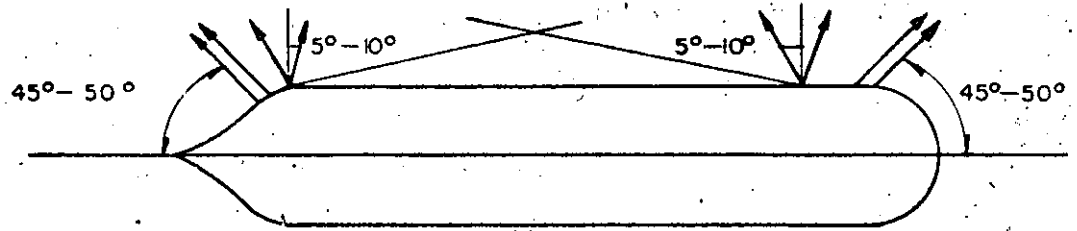
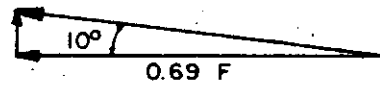
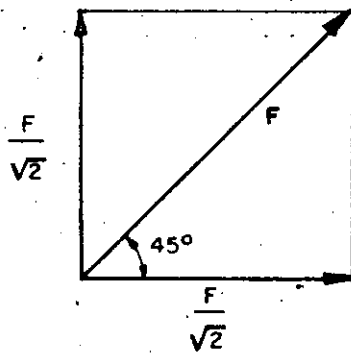


Fig. 11

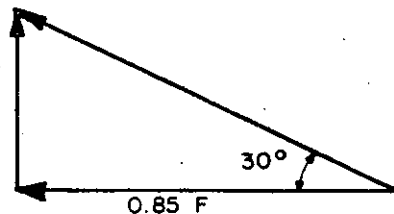
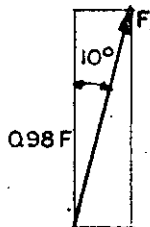
Fuerzas en las amarras de proa y popa.-



Fuerza soportada transversalmente = 0.69 Resistencia del cable

En el diseño se puede utilizar 0.5 Resistencia del cable

Fuerzas en las líneas de los lados.-



Fuerza soportada transversalmente = 0.85 Resistencia del cable

En el diseño se puede utilizar 0.8 Resistencia del cable.

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

- Efecto del viento y la corriente. -

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

Si,

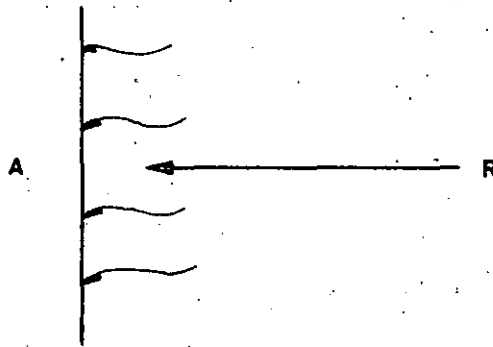
R = Fuerza contra la superficie

C = Coeficiente de arrastre

ρ = Densidad del aire o agua

V = Velocidad del viento o corriente

A = Area del barco expuesta al viento o la corriente



Teóricamente

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

Introduciendo el coeficiente de arrastre obtenido de experiencias

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

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

Viento actuando perpendicularmente al eje de la embarcación.

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

Donde:

R = Fuerza contra la superficie expuesta en ton.

L = Eslora en la línea de flotación en ft.

D = Profundidad de la cubierta principal en ft.

d = Calado medio en ft.

V = Velocidad del viento en nudos.

Corriente actuando perpendicularmente al eje de la embarcación

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

Donde:

R = Fuerza contra la superficie expuesta en ton.

A = Area lateral proyectada bajo el agua en ft².

= Eslora al nivel de la flotación x calado medio

V = Velocidad de la corriente en nudos.

Corriente actuando en la dirección del eje de la embarcación.

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

Donde:

R = Fuerza contra la superficie en ton.

S = Area de la superficie mojada en ft².

V = Velocidad de la corriente en nudos

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

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

En donde:

W = Desplazamiento en toneladas para el dragado correspondiente

L = Eslora al nivel de flotación

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

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.

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

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

En la ref. (3) se dan valor de ϕ y c

Suelos cohesivos.-

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

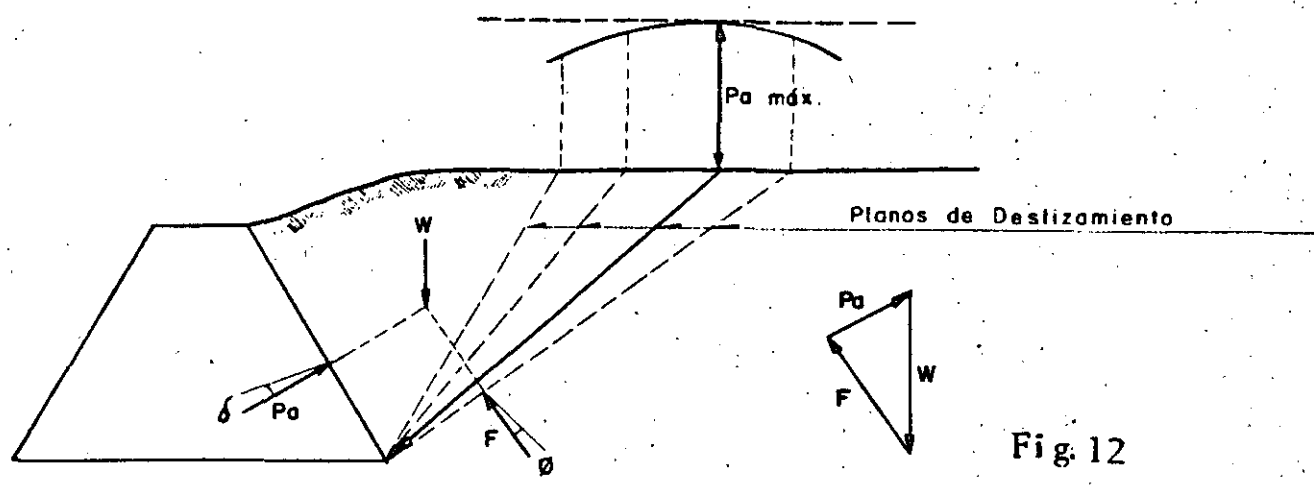
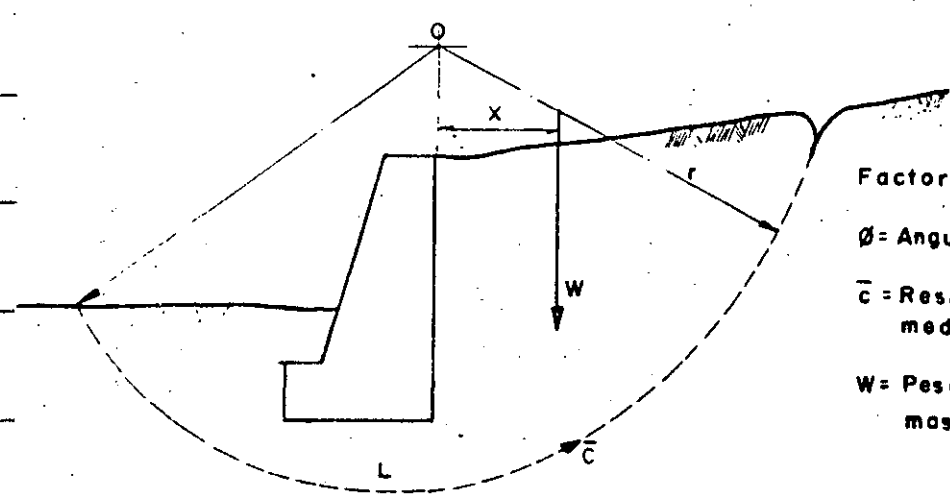


Fig. 12



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

ϕ = Angulo de fricción interna = 0

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

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

Fig. 13

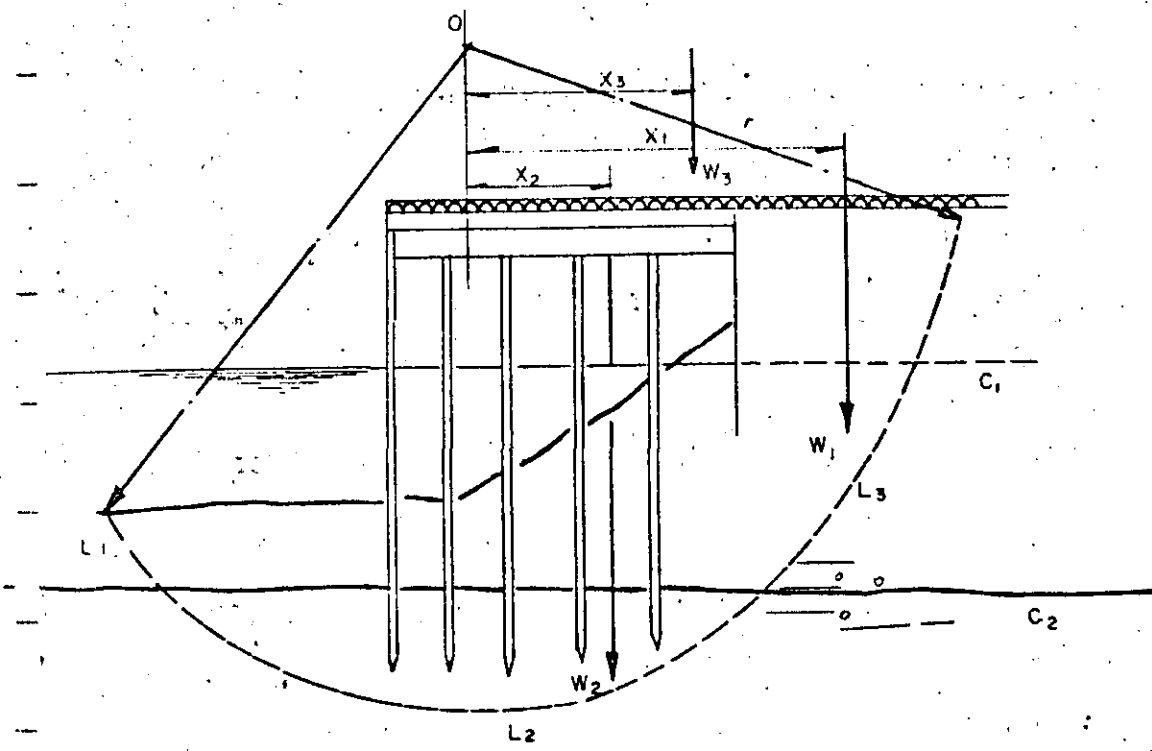


Fig.14

FACTOR DE SEGURIDAD

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

$$\phi = 0$$

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

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

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

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

W_3 = PESO DE LA ESTRUCTURA Y SOBRECARGA.

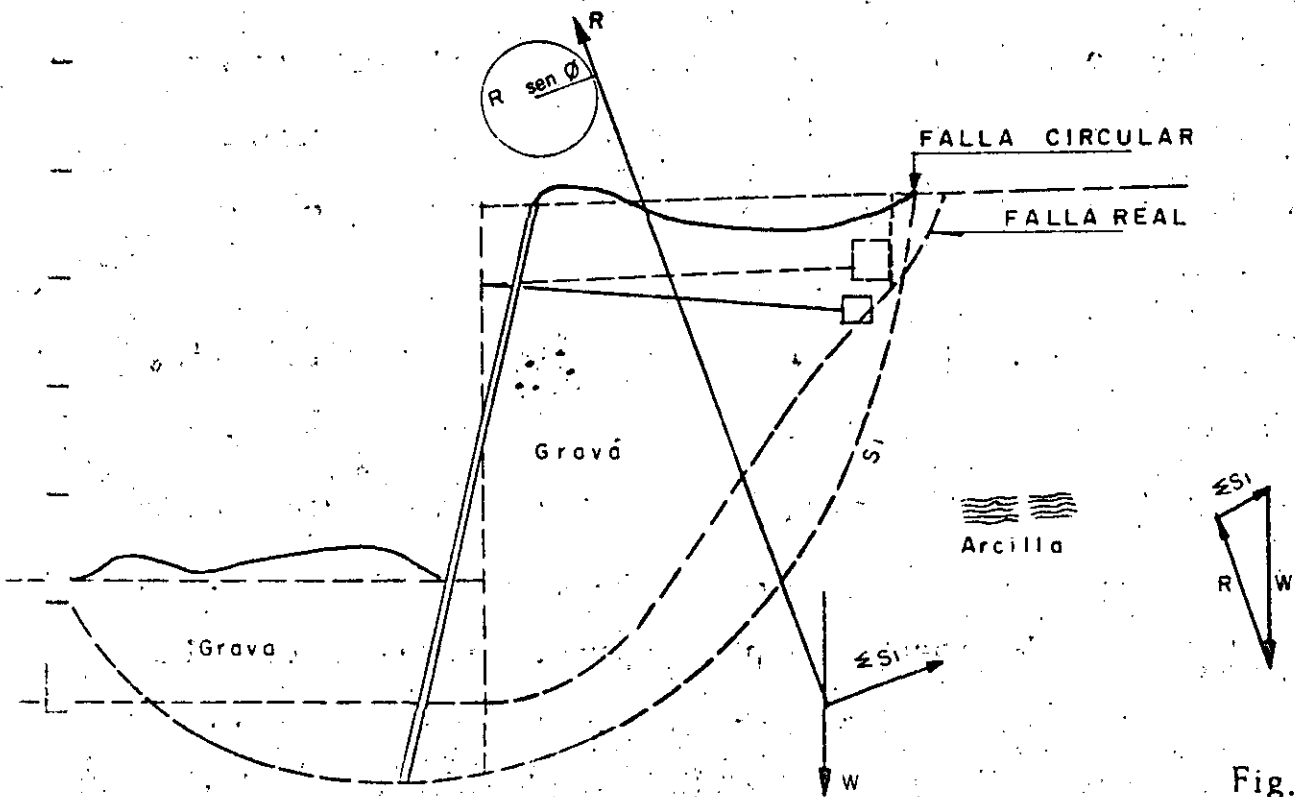


Fig.15

Método sueco para revisar la estabilidad de un talud.-

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

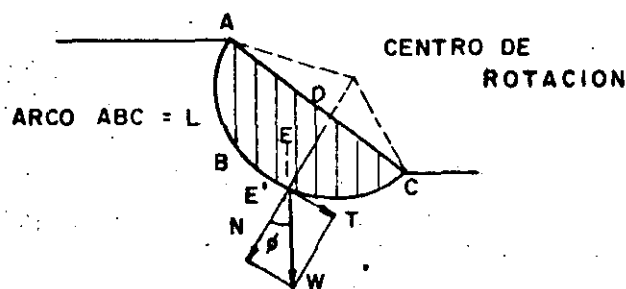


Fig. 16

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

- Considerar el centro de rotación para la falla.
- La cuña deslizante A B C D se divide con líneas verticales -- en un cierto número de segmentos, quizás 10 ó 12.

c) El peso de cada segmento se determina y se considera actuando en la proyección E^i del centro de gravedad E del segmento sobre la línea de falla, y se descompone en una fuerza normal N pasando por el centro de la rotación, y una fuerza tangencial T actuando en dirección normal a N. Para calcular el peso de la cuña A B C D se supone un ancho unitario en el sentido normal al plano de la figura.

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

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

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

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

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

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



Fig.17

FACTOR DE SEGURIDAD

El método aceptado generalmente para calcular el factor 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. ΣT actúa en favor de la estabilidad contra el deslizamiento. Esta parte debería restarse del denominador y aumentarse en el numerador lo que proporciona un aumento del factor de seguridad.

CENTRO DE ROTACION

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

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

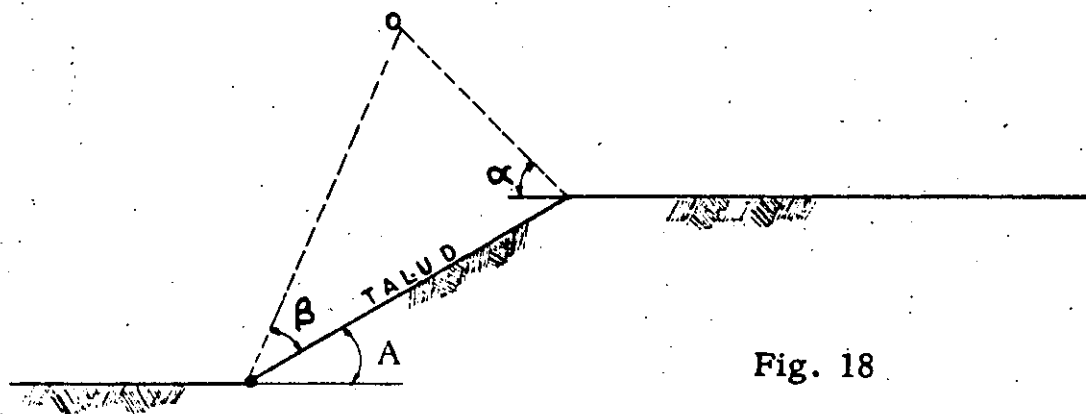


Fig. 18

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

Método del círculo ϕ . -

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

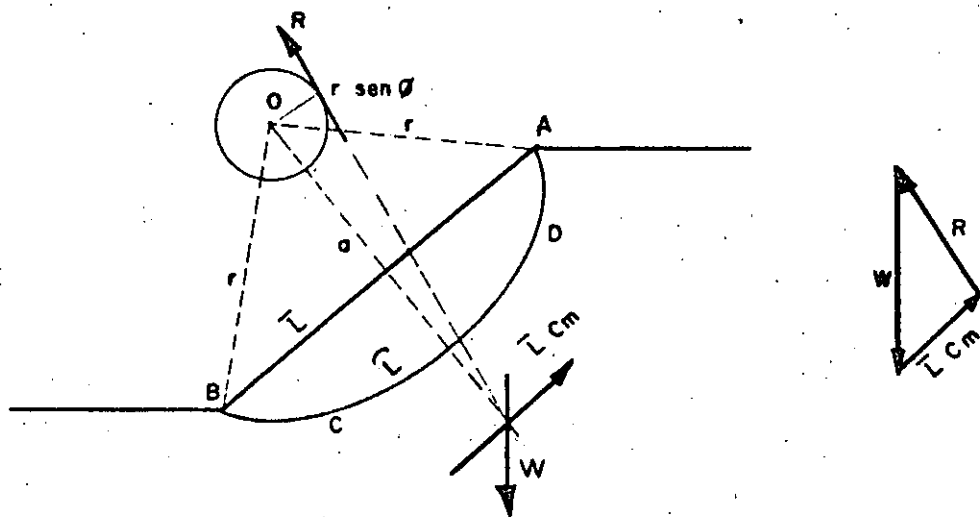


Fig. 19

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

SISTEMAS DE DEFENSAS

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

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

Prácticamente se tienen los siguientes tipos de defensas:

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

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

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

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

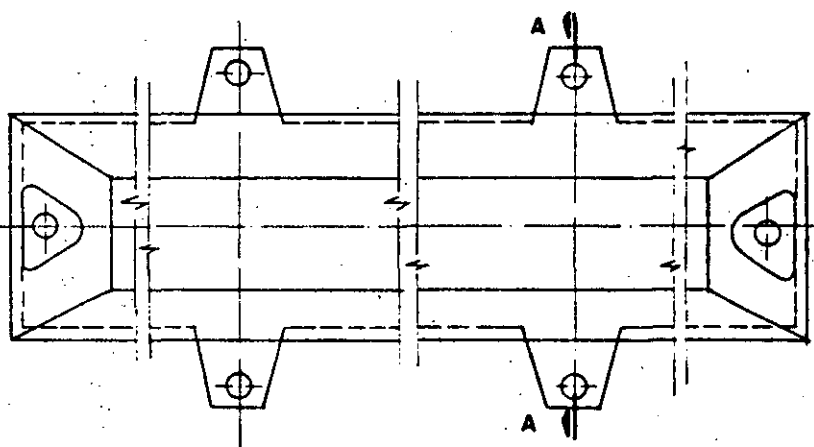
si siempre se prefiere utilizar pilotes de madera.

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

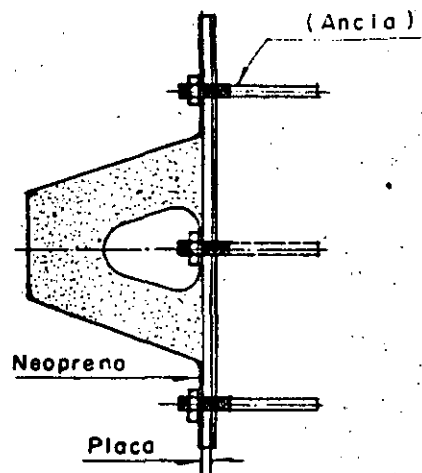
Refiriéndonos al inciso (e) podemos mencionar algunos tipos de defensas en las cuales se aprovecha la resistencia del agua para absorber energía y algunos sistemas poco comunes a base de arreglos complicados de resortes, muelles, pistones, piezas de hule, madera o cualquier elemento elástico que absorben 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 20, 21 y 22 se muestran algunos ejemplos de los tipos de defensas antes mencionados.

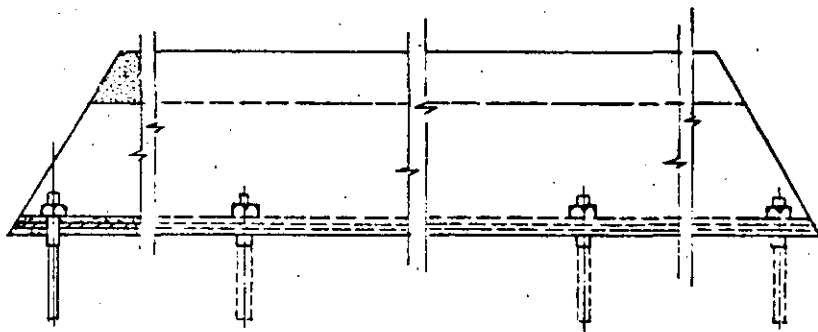


E L E V A C I O N



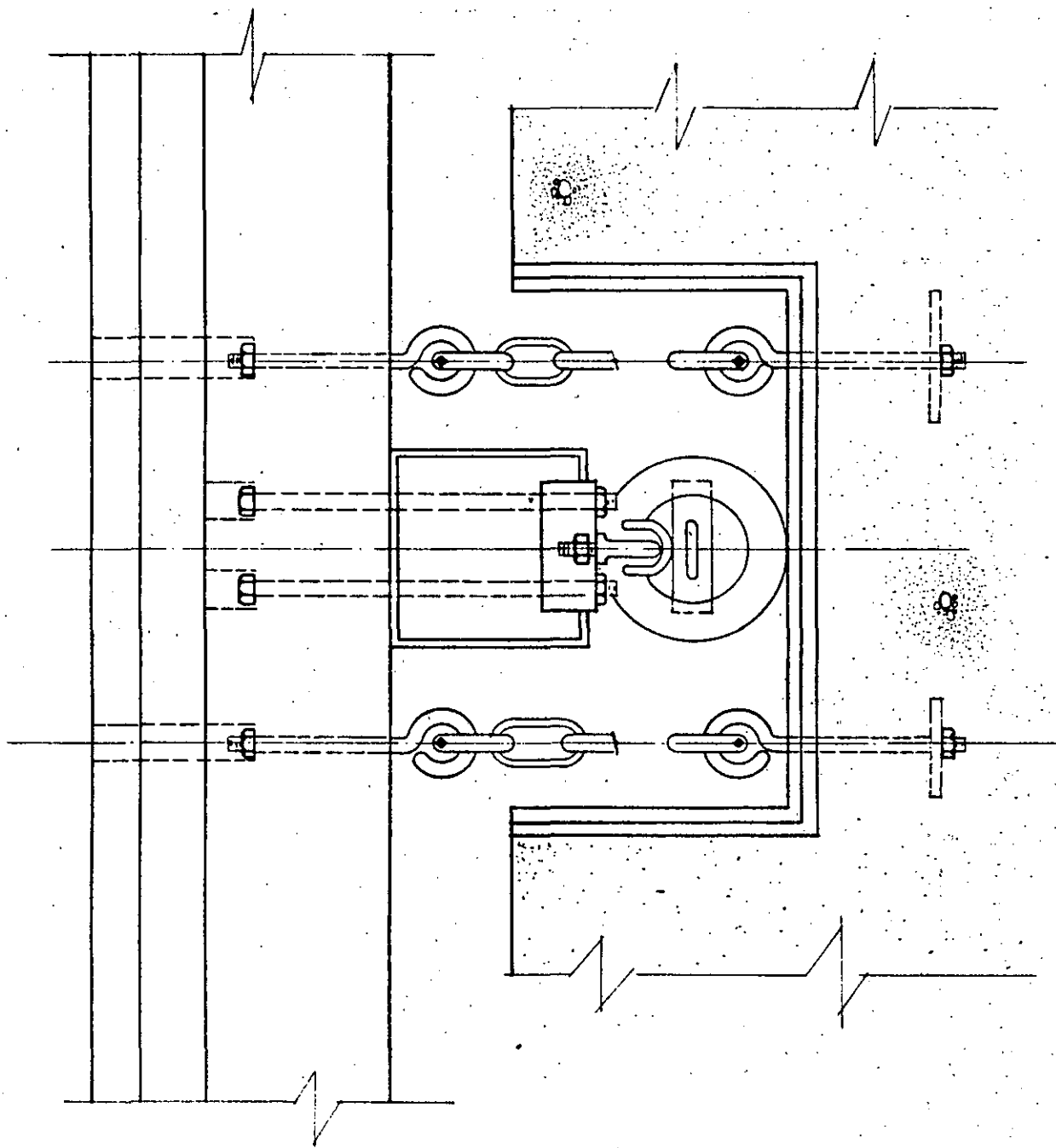
SECCION A-A

Fig. 20



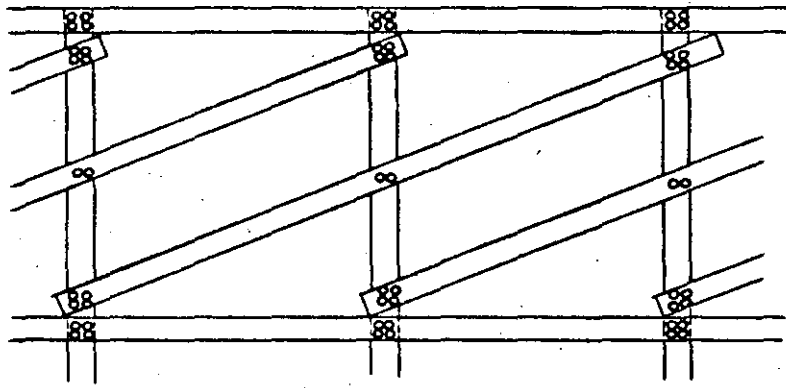
P L A N T A

EJEMPLO DE DEFENSAS FIJAS

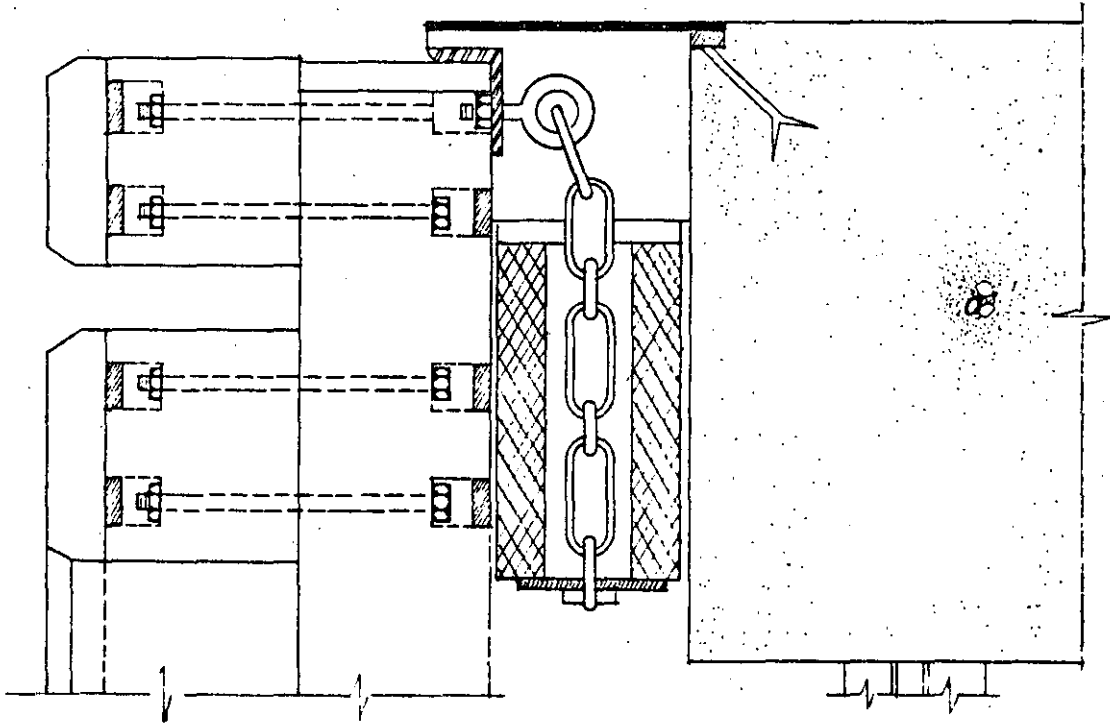


EJEMPLO DE DEFENSAS CON PILOTES

Fig. 21



ELEVACION FRONTAL



S E C C I O N

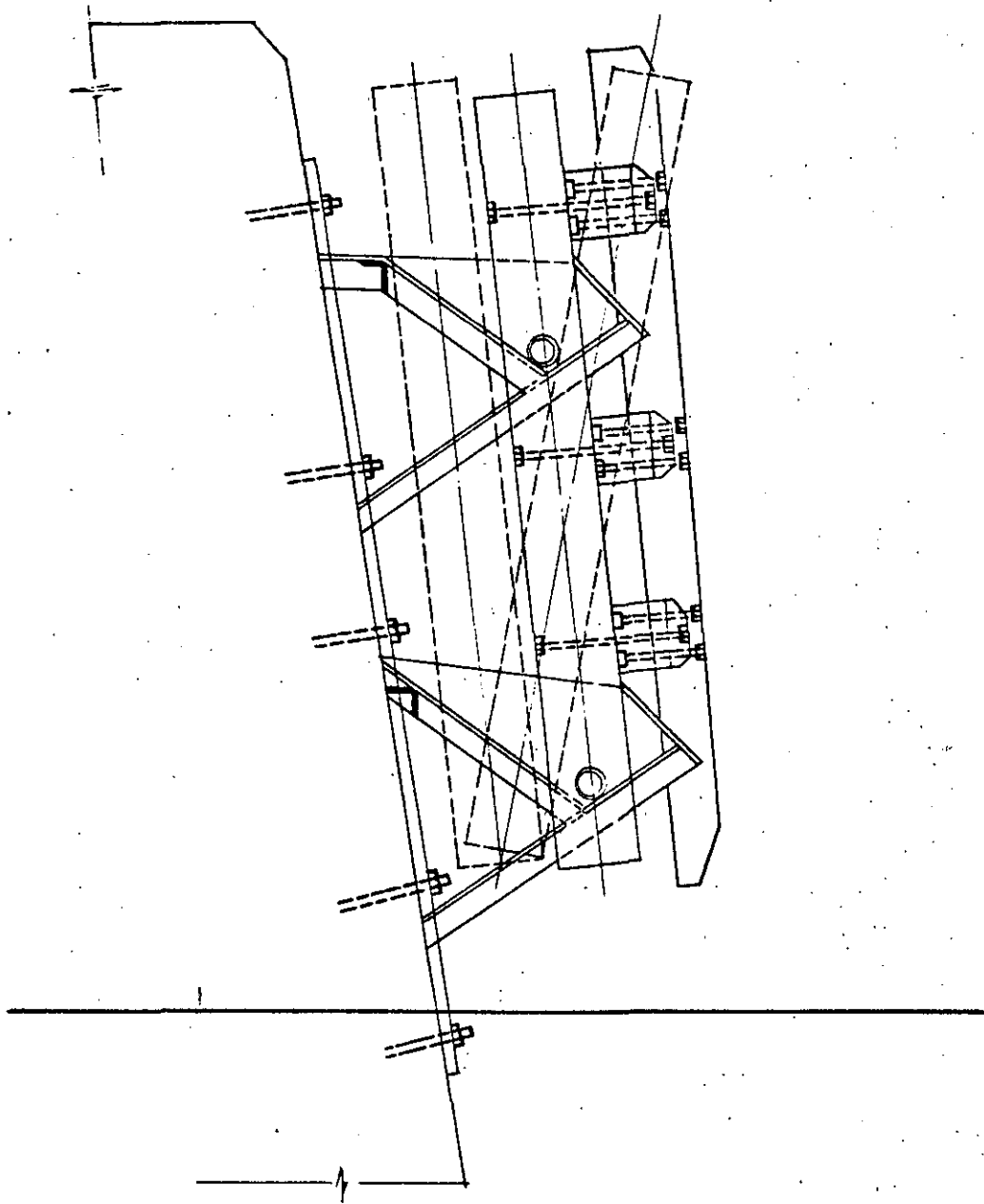


Fig. 22

EJEMPLO DE DEFENSAS DE GRAVEDAD

ESTRUCTURAS DE ATRAQUE

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

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

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

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

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

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

Estructuras masivas:-

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

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

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

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

Estructuras sobre pilotes:

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

Diques de Alba.-

Son estructuras especialmente diseñadas para amarrar las embarcaciones o para recibir los impactos y absorber la energía de éstas. En el primer caso se dice que son de amarre y en el segundo de atraque. Los 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.

CIMENTACIONES DE PILOTES

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

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

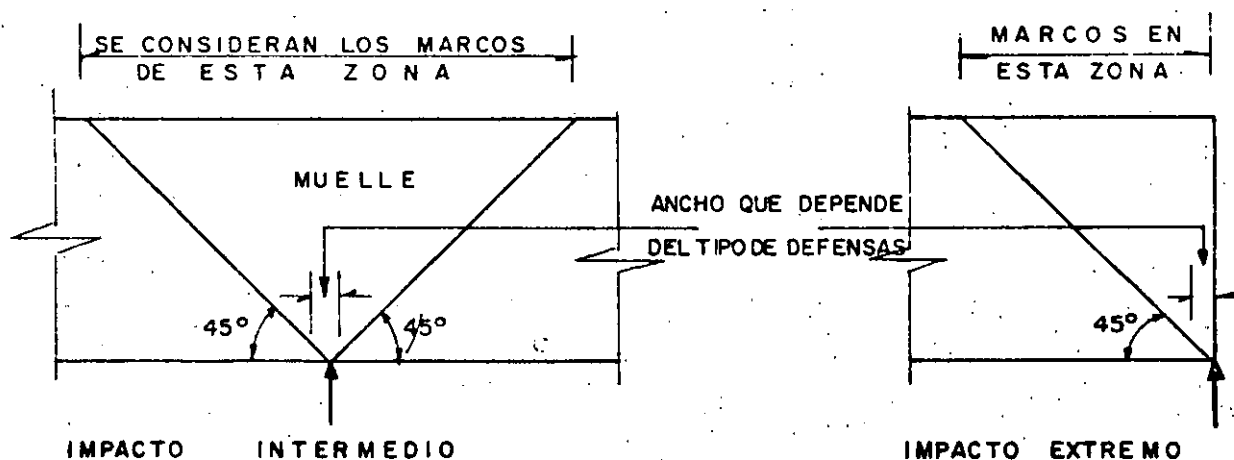


Fig. 23

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

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

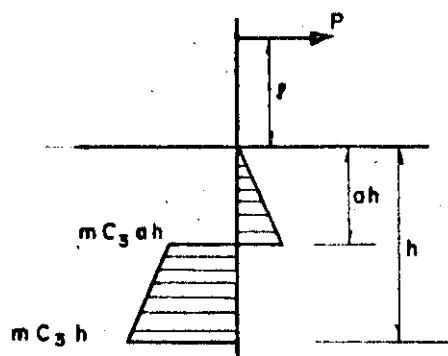
La deformación de los marcos está muy influenciada por la longitud de los pilotes y si estos solo son verticales, verticales e inclinados o

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

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

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

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



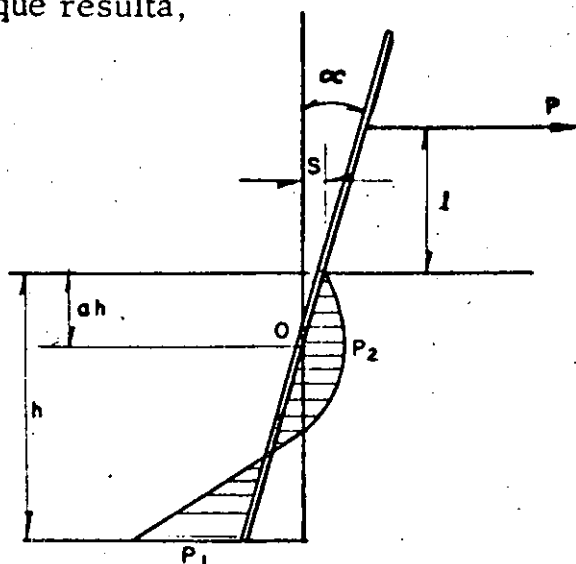
C_3 = EQUIVALENCIA HIDRÁULICA DEL TERRENO.

m = Coeficiente

Fig. 24

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

que resulta,



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

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

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

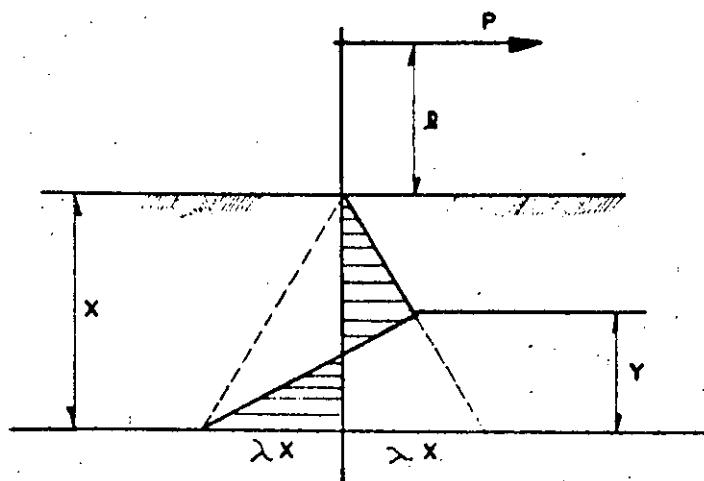
$$P_2 = \frac{a}{4(1-a)} P_1 \quad (13)$$

Fig. 25

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

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

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



$$\lambda^2 x^4 - 8P \lambda x^2 - 12 P_1 \lambda x - 4P^2 = 0$$

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

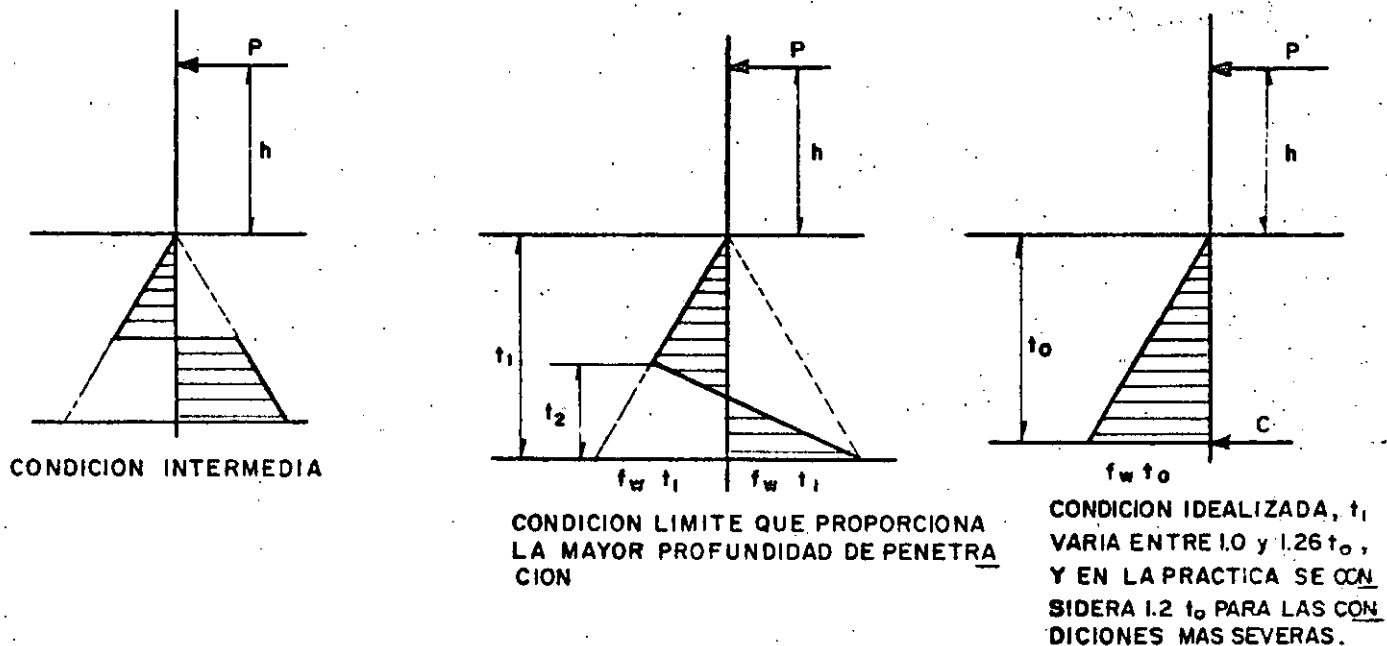
Fig. 26

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

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

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

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



Distribución de Presiones.

Fig. 27

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

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

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

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

por lo que aparece apropiado tomar

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

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

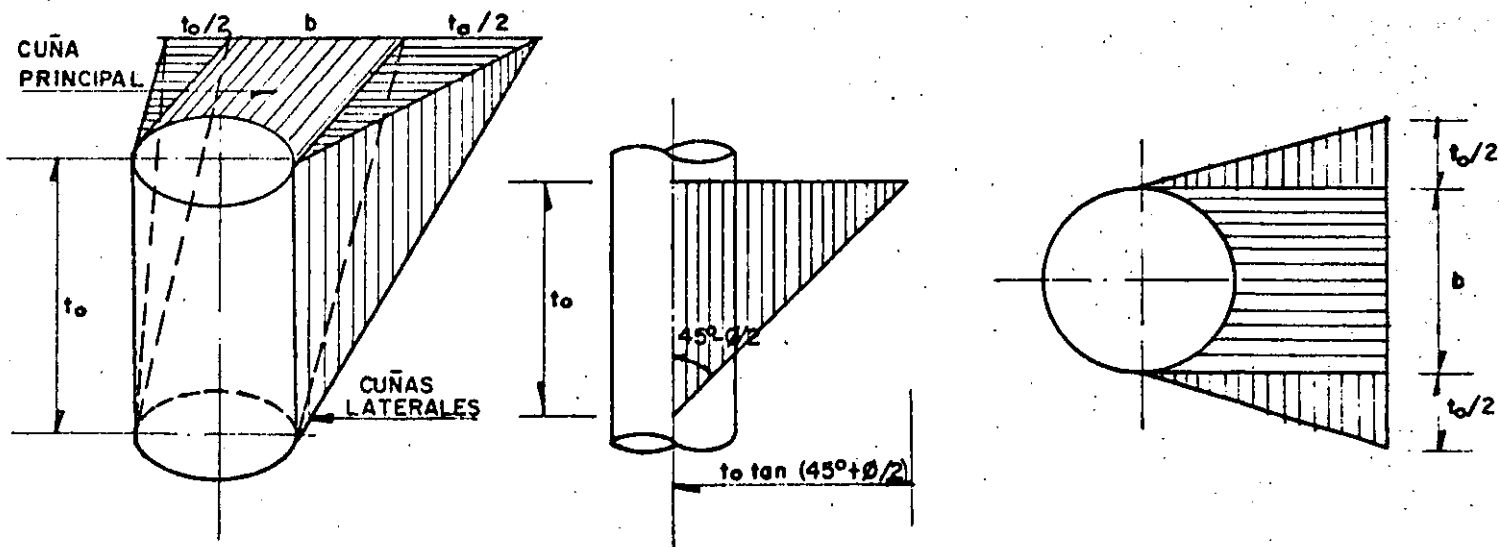


Fig. 28

Con lo que se obtienen los siguientes diagramas:

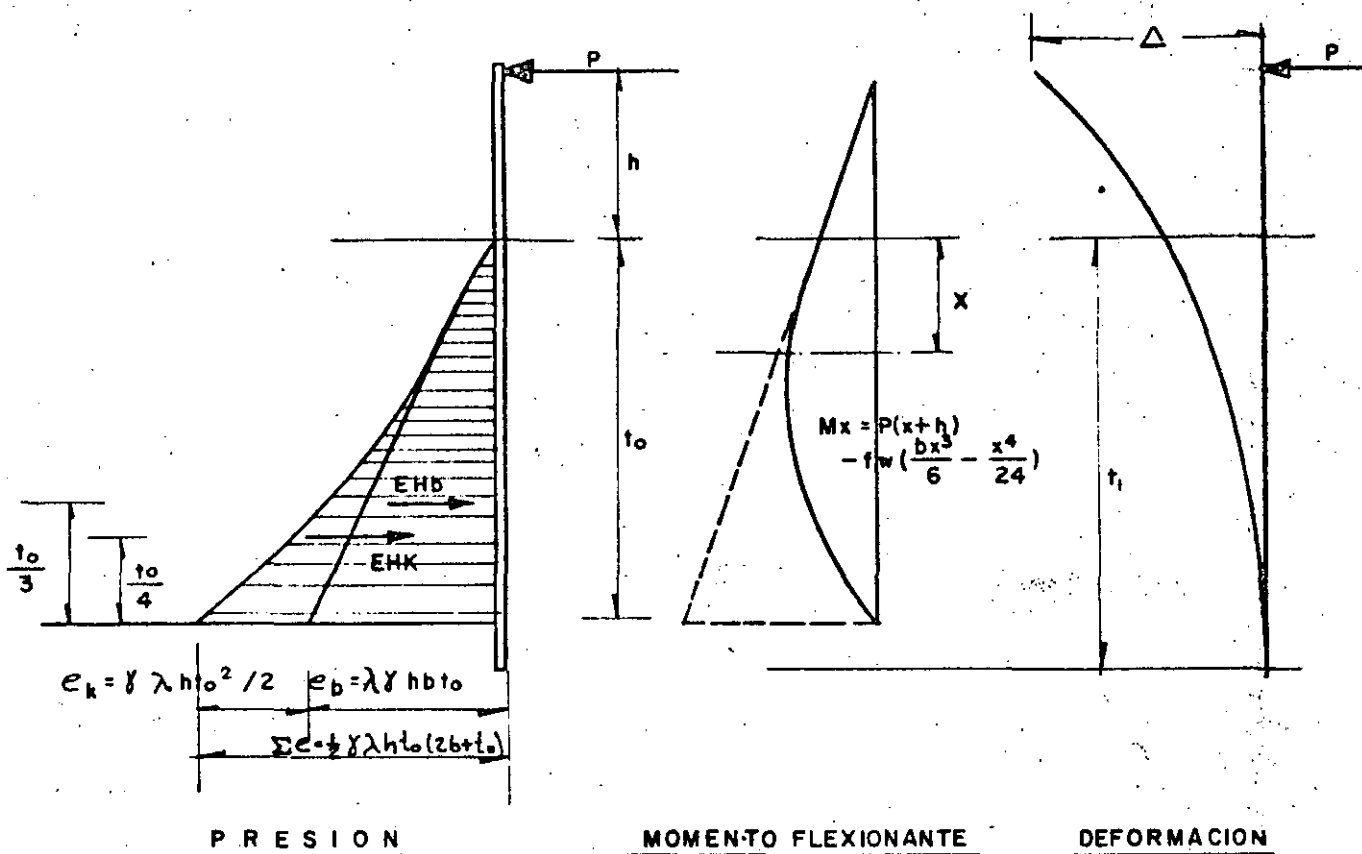


Fig. 29

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

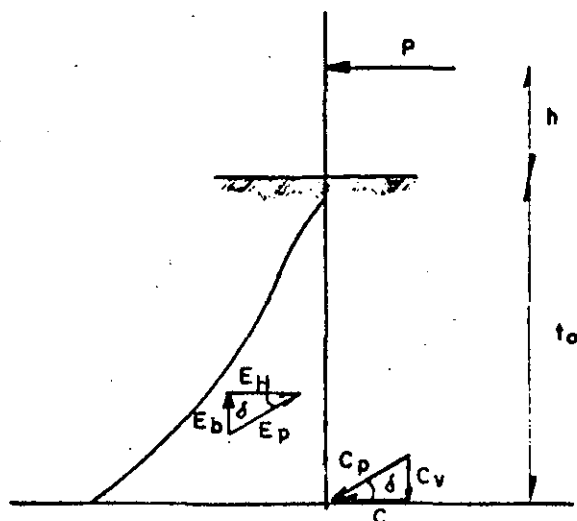


Fig. 30

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

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

$$R = 2W = \frac{u W_1 h_1}{S + q \tan \phi} \quad (16)$$

en donde:

R = Resistencia última del terreno a penetración (ton)

W = Carga de seguridad (ton)

W_1 = Peso del martillo (ton)

h = Altura de caída (in)

s = Hincado permanente (in)

u = Proporción efectiva de energía de hincado

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

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

n = 200 para arcillas suaves y medias

100 para arcillas duras, arenas compactas y gravas

ø = Angulo de fricción interna virtual del terreno

l = Longitud hincada del pilote (ft)

L = Longitud total del pilote (ft)

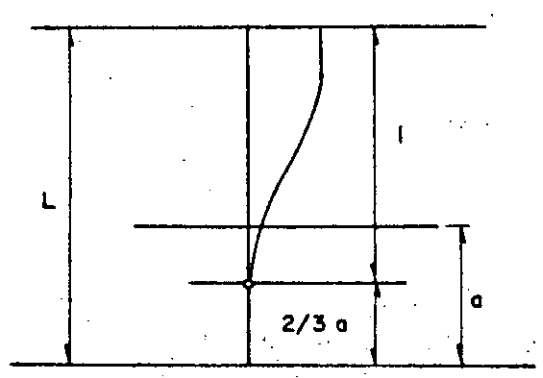
p = Perímetro del pilote

P = Peso del pilote

Angulo de reposo	20°	25°	30°	35°	40°	45°
Valores de m	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. 31

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 a la articulación inferior, puede no coincidir con la longitud al punto de fijación L_r que Cummings ha obtenido como:

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

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

γ - Densidad del suelo

E - Módulo de elasticidad del pilote

I - Momento de inercia del pilote

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

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

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

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

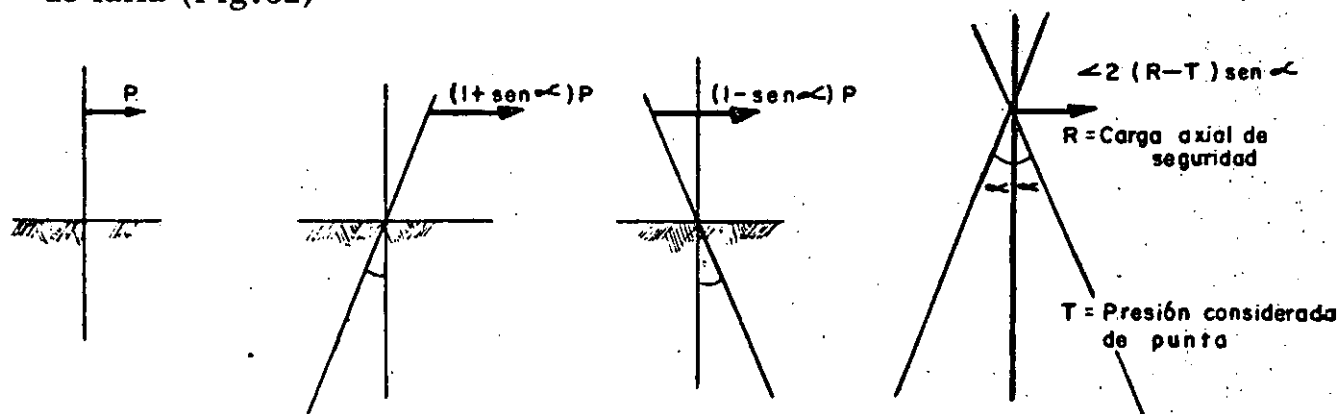


Fig. 32

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

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

DUQUES DE ALBA

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

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

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

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

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

Si se tienen varios pilotes unidos a un cabezal rígido

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

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

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

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

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

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

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

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

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

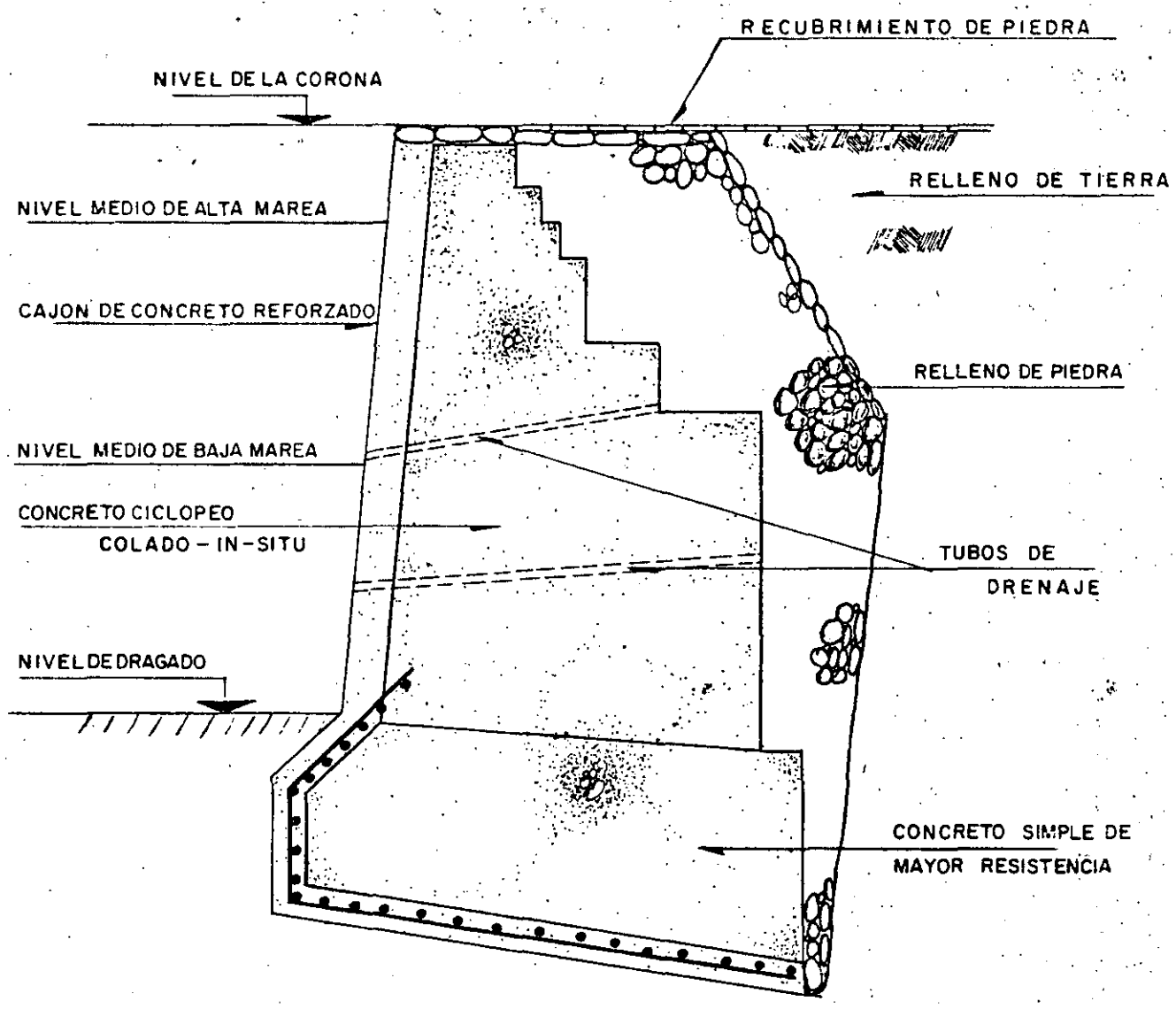
En México la madera y principalmente el acero son materiales más caros que el concreto en general, y la corrosión en el acero es muy considerable. Siempre y cuando la posibilidad de daño local se reduzca con defensas eficientes y se evite la formación de grietas a través de las cuales el agua de mar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

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

MUROS DE GRAVEDAD

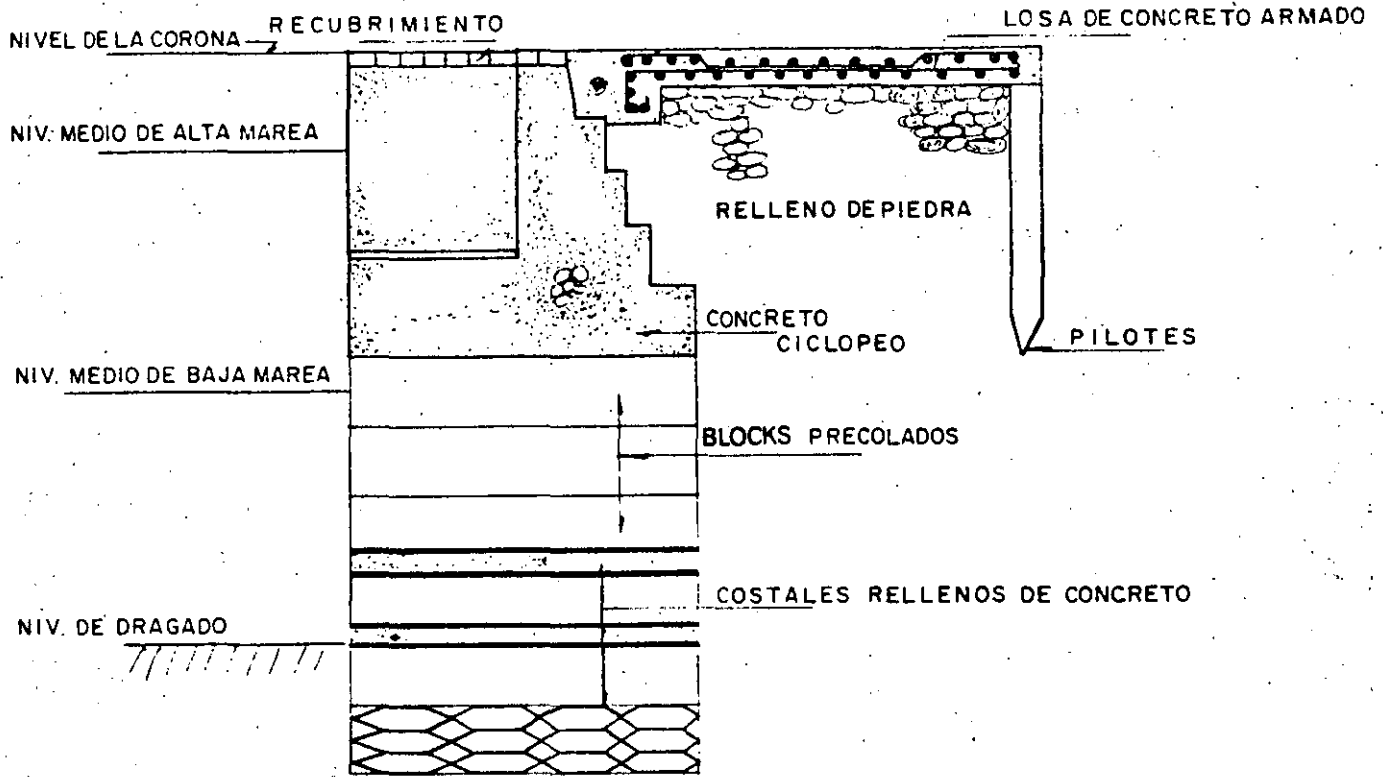
Su análisis es ya bien conocido, y consiste en suponer secciones y revisar el equilibrio en diferentes niveles que debe resultar con un factor de seguridad adecuado, así como aplicar la fórmula de la escuadría y -- obtener esfuerzos máximos que no deben exceder los permisibles de los materiales. Se considerarán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

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

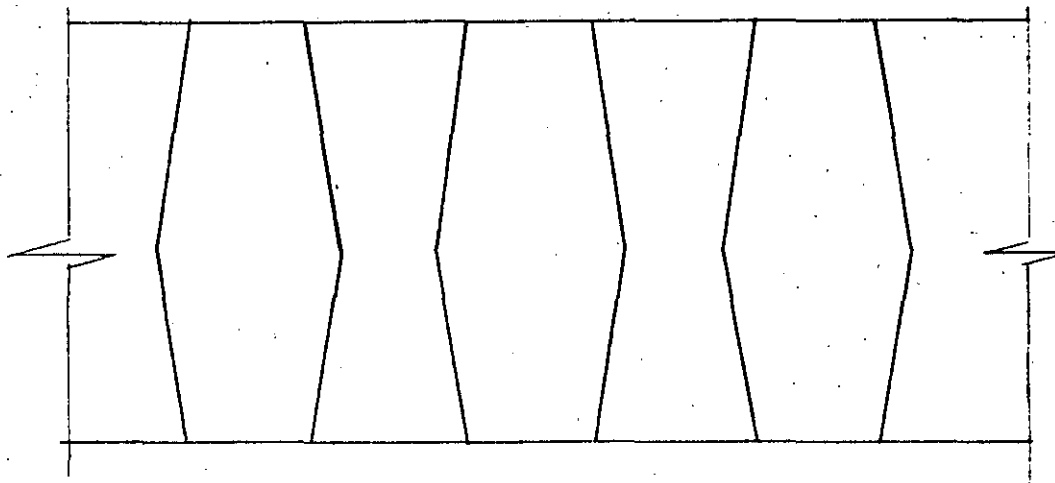


SECCION TRANSVERSAL

Fig. 33

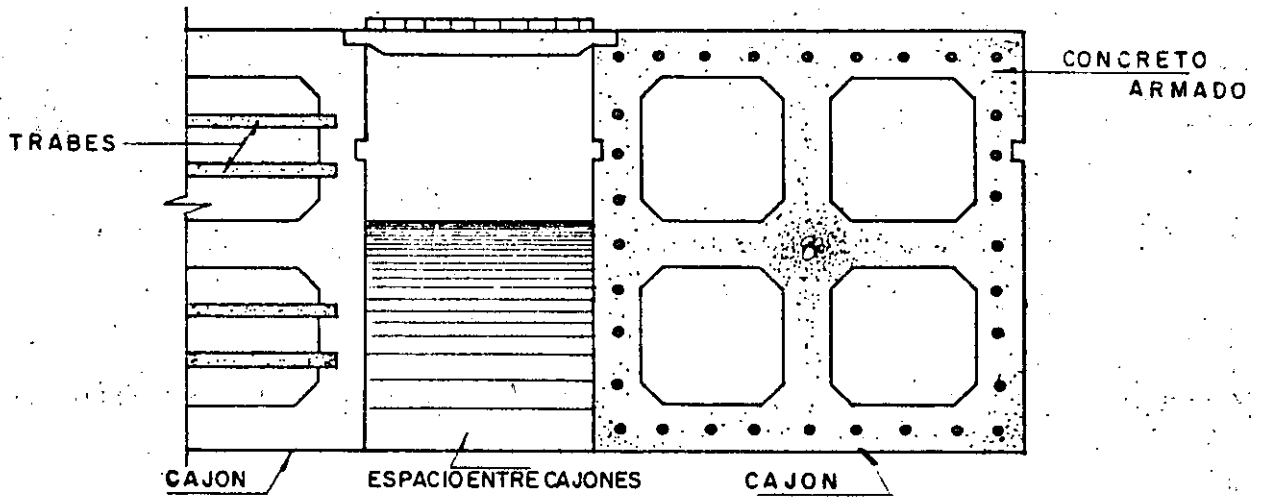


SECCION TRANSVERSAL

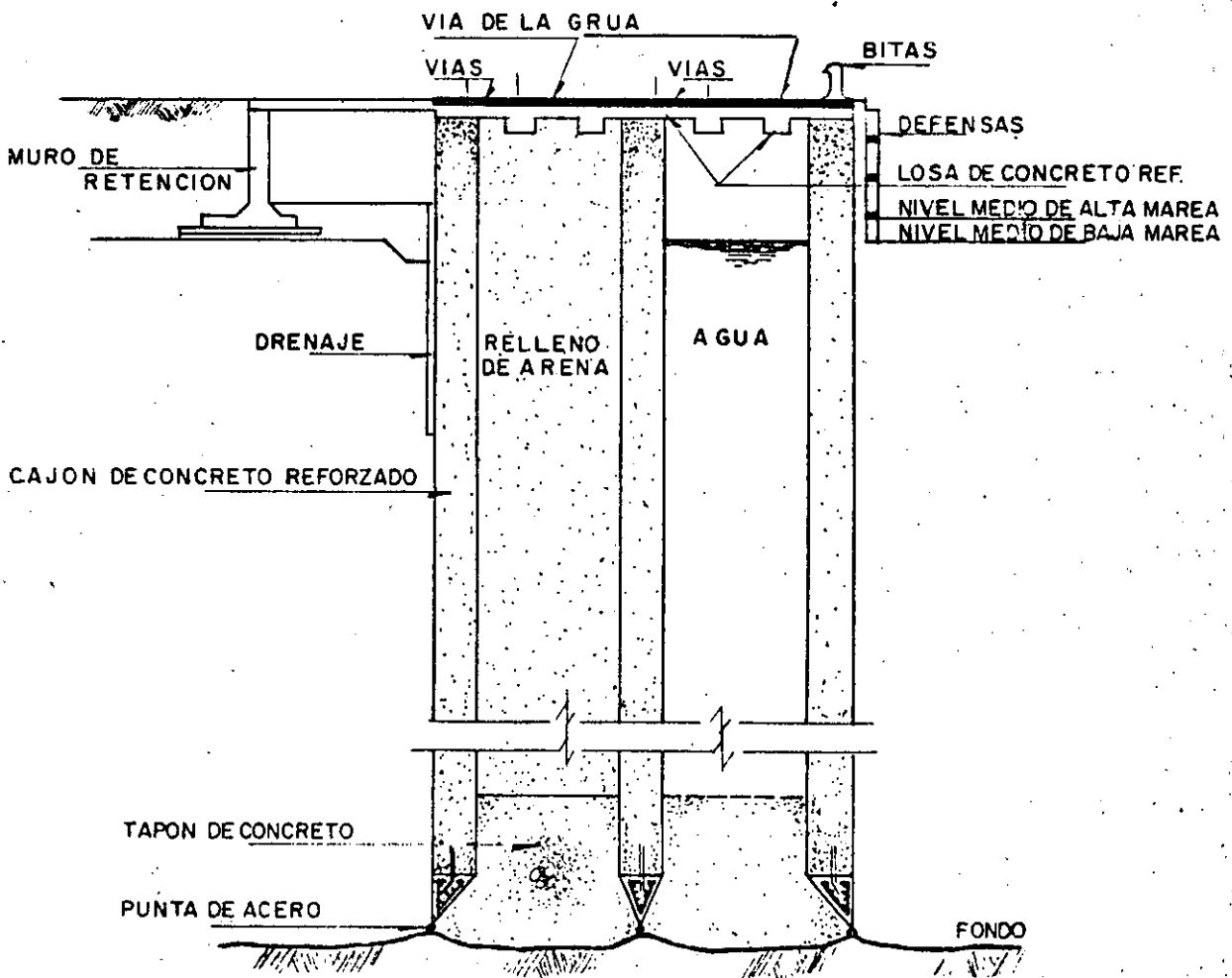


PLANTA DE BLOCKS

Fig. 34

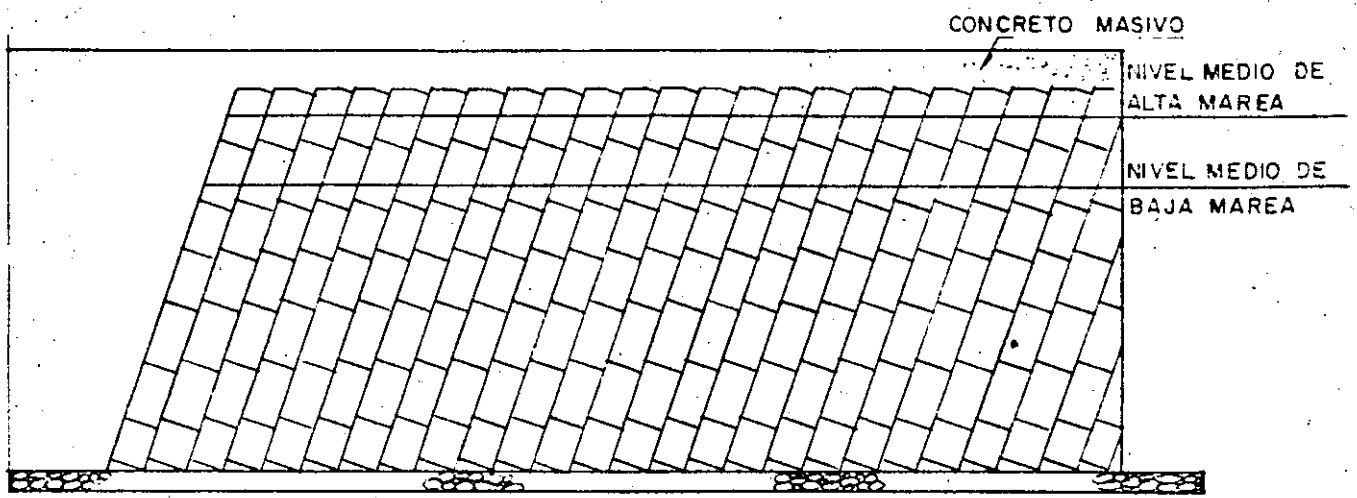


P L A N T A

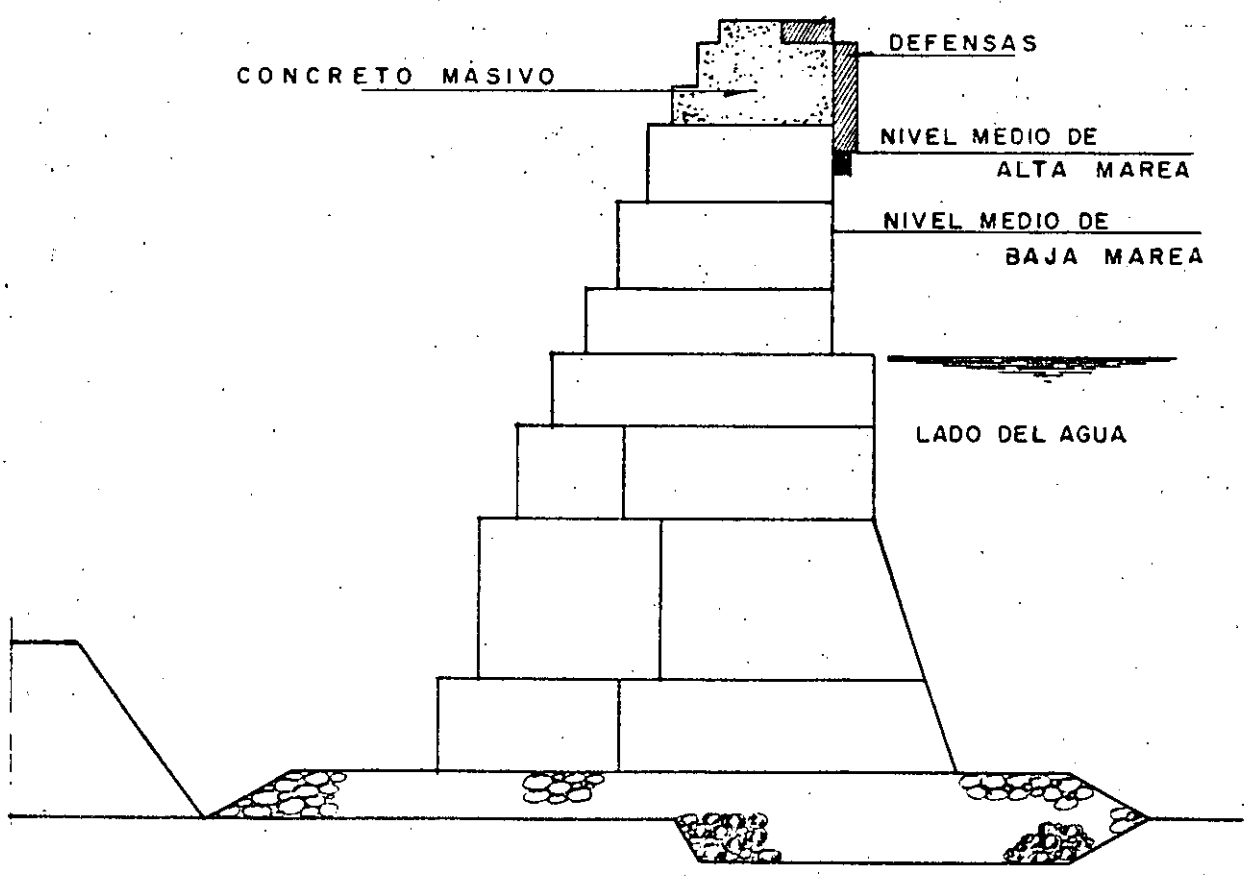


SECCION TRANSVERSAL

Fig. 35



SECCION LONGITUDINAL



SECCION TRANSVERSAL

Fig. 36

PAREDES DE TABLESTACA

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

FORMULAS Y VALORES DE PRESIONES EN EL TERRENO

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

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

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

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

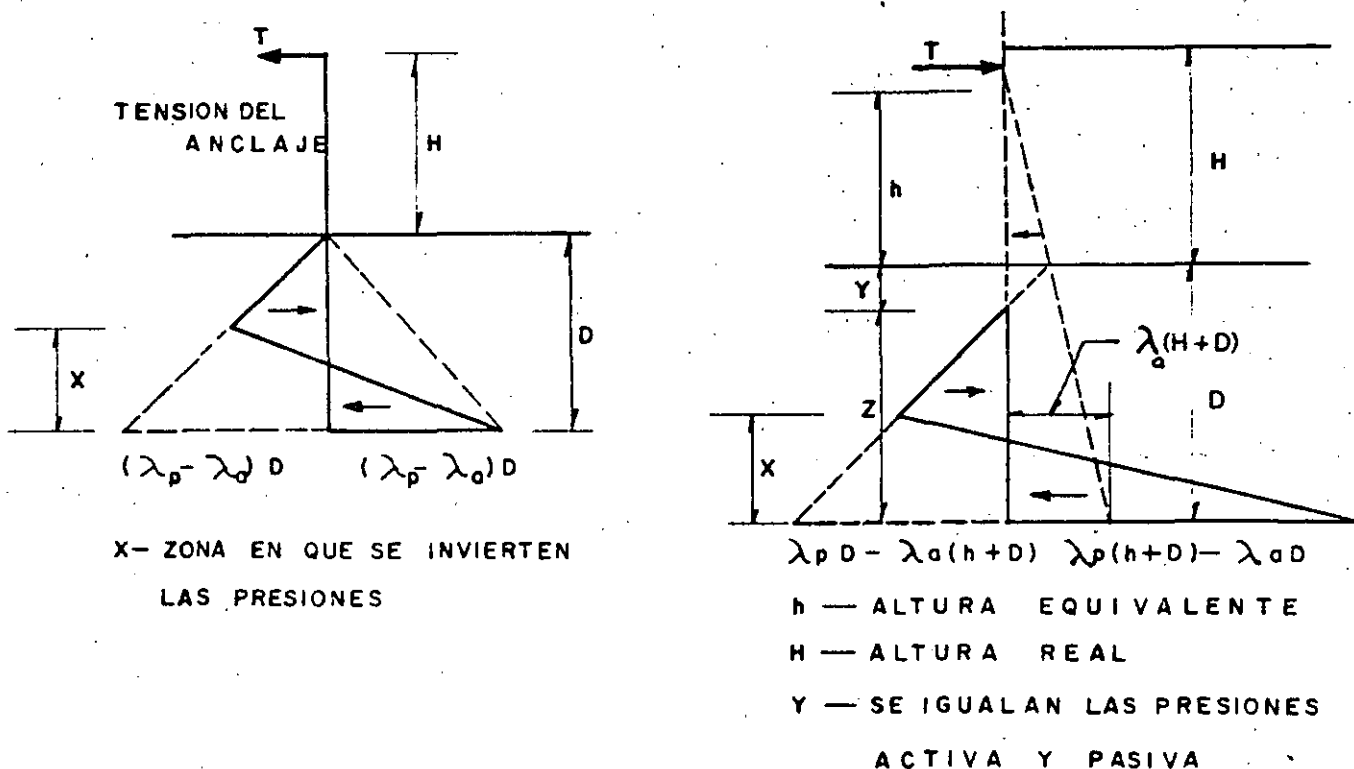


Fig. 37

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

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

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

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

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

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

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

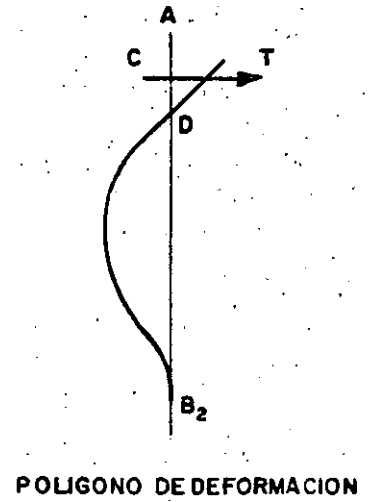
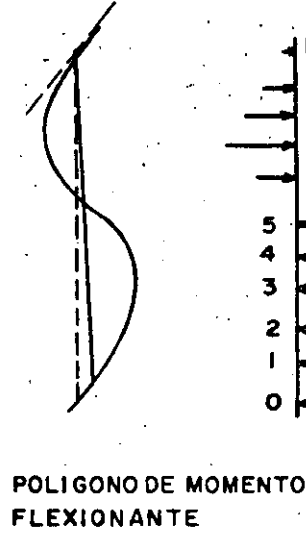
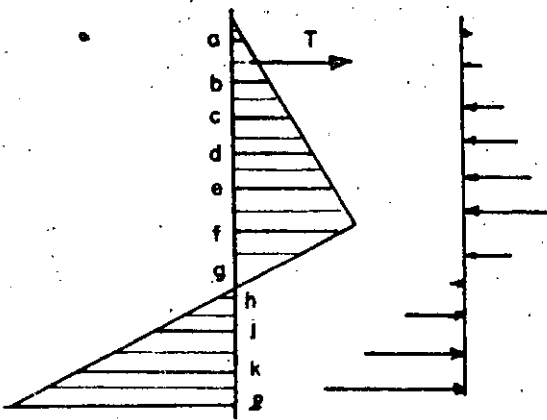
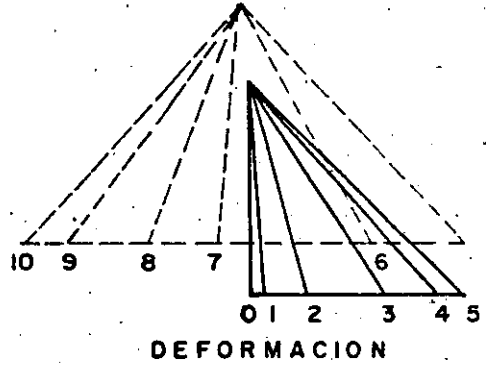
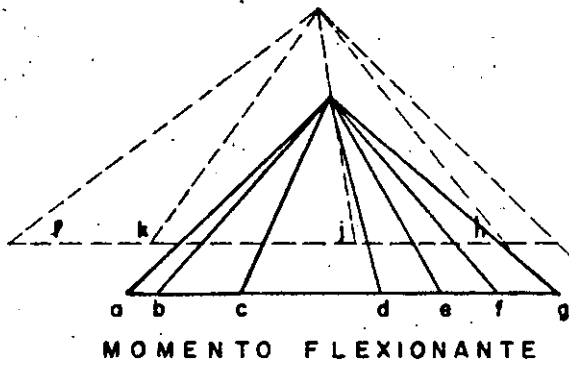


Fig. 38

Otra manera de proceder. -

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

donde:

M = Momento flexionante máximo en la tablestaca bajo el tirante de anclaje.

L = Claro desde el tirante al punto de momento flexionante nulo en la tablestaca.

E = Módulo de elasticidad del material de la tablestaca.

I = Momento de inercia de la tablestaca.

Esta fórmula puede aplicarse a cualquiera de las dos condiciones de extremo inferior 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.

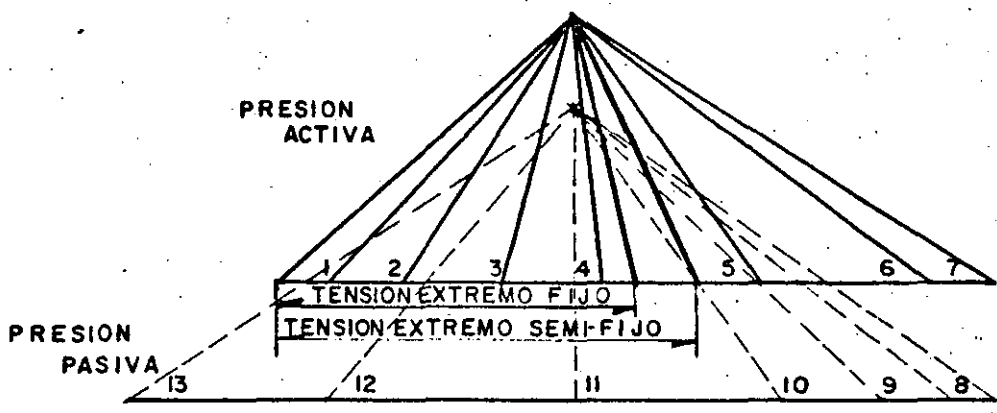
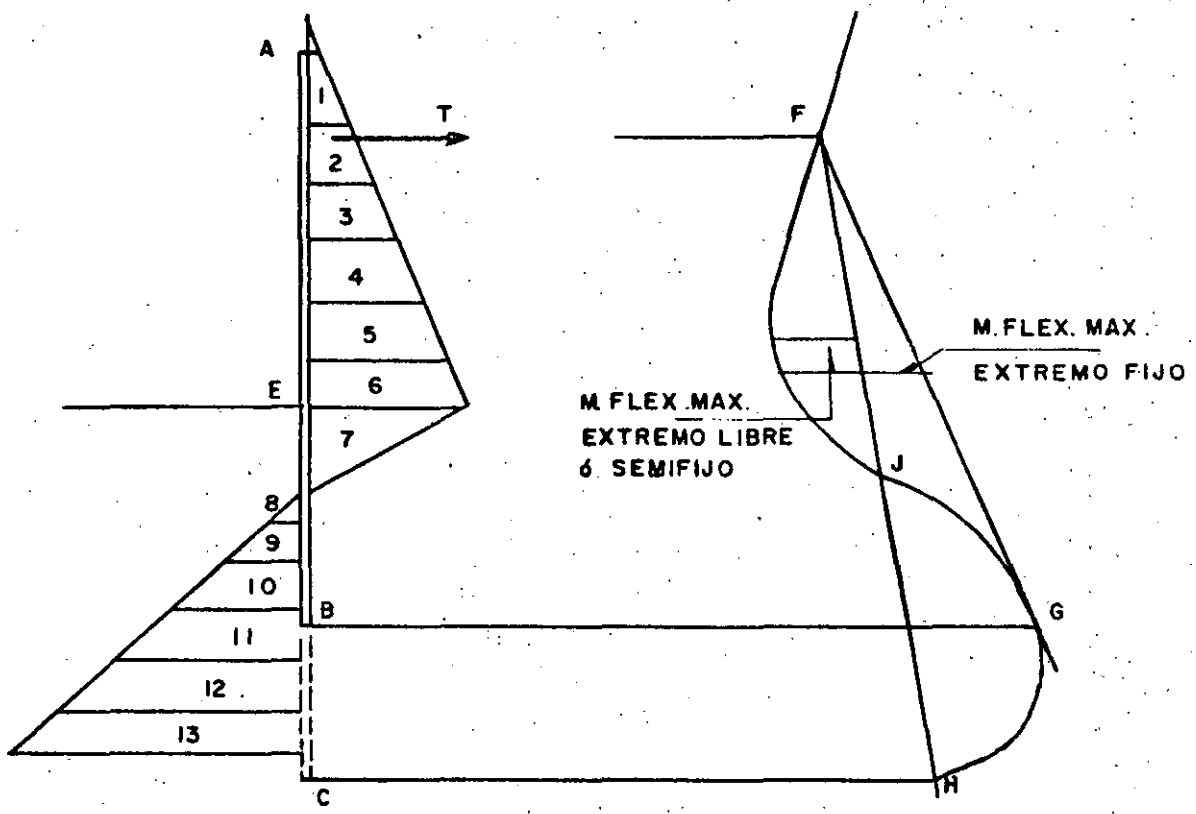


Fig. 39

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

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

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

y ligera, descargando directamente las tuberías sobre los marcos principales contraventeados. No existe una junta entre el acceso y la plataforma de operación con lo cual se tiene una transmisión de cargas horizontales de la plataforma al acceso que deberá diseñarse para dicho efecto, o bien deberá proyectarse una plataforma muy rígida y por lo tanto costosa. En cualquier caso el sistema de defensas debe ser muy efectivo, como el tipo de gravedad indicado en la figura. Aún con todas estas precauciones en este tipo de estructuras solo atracarán barcos de desplazamiento reducido, ya que un barco de gran masa produciría concentraciones de carga en la zona de atraque inicial. Pensando en 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. 41 la plataforma de atraque a base pilotes verticales y por lo tanto flexible puede absorber energía eficazmente, habiéndose dejado una junta en la unión de la pasarela que le da libertad de desplazarse horizontalmente, no obstante, también pueden presentarse concentraciones de cargas, que se traducen en momentos flexionantes tales que los pilotes no pueden resistir y debido a su flexibilidad, el movimiento puede afectar a las instalaciones de operación o al personal trabajando, por lo que en general con este tipo de estructura ha sido conveniente también adaptar duques de alba que proporcionen una longitud de atraque adicional.

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

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

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

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

En las figuras 46 y 47 se presenta un proyecto similar al último mencionado en el párrafo anterior, pudiéndose apreciar en la figura 47 -- los marcos que soportan las tuberías que como dijimos son a base de 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 constituyan 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 46 y 47, por las razones mencionadas al referirnos a la Fig. 40, este tipo de estructura se ha aplicado para barcos de desplazamiento mas bien 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 48 y 49 tenemos otro tipo de puelle en el cual el atraque lo reciben dos puntos rígidos constituidos por gaviones construidos con una pared de tablestaca metálica y relleno interior de concreto, que deberán estar cimentados en un terreno bastante resistente a poca

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

En las figuras 50, 51 y 52 tenemos varias ilustraciones de una instalación muy original e ingeniosa utilizada para recibir barco-tanques de gran desplazamiento en un lugar en que la variación de mareas es muy grande. Cada uno de los muelles consiste de un pontoon de atraque guiado en su posición por columnas, conectado mediante armaduras 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 53 aparece una instalación a donde llegan algunos de los barcos petroleros más grandes del mundo y con bastante frecuencia, por lo que fué necesario pensar en instalaciones adecuadas aprovechadas al máximo, construyendo muelles normales a la costa con bandas de atraque en ambos lados, pudiéndose en esta forma atracar dos barcos a la vez en cada muelle. Los duques de alba de atraque son gaviones de ta---

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

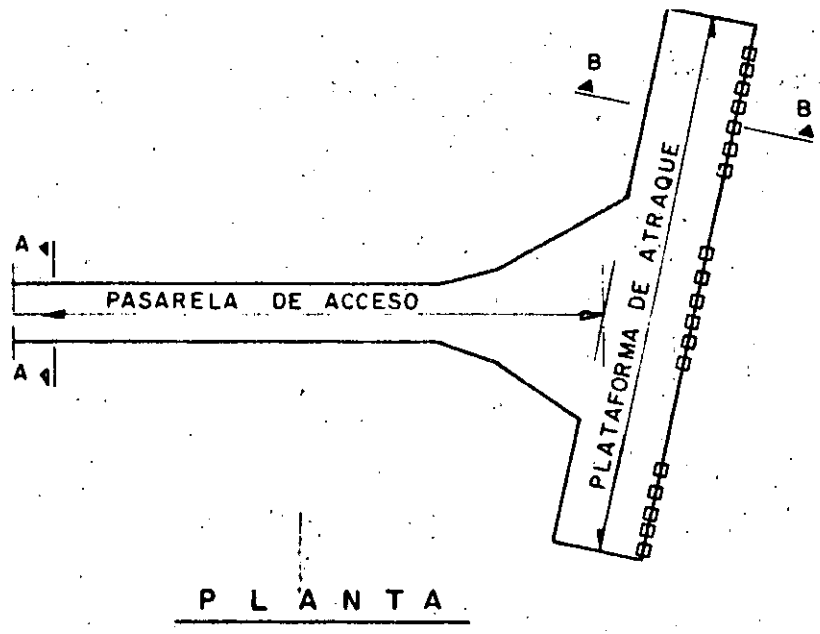
Se mencionarán a continuación algunas de las instalaciones para muelles, modernas o que han demostrado a través de los años tener buena efectividad.

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

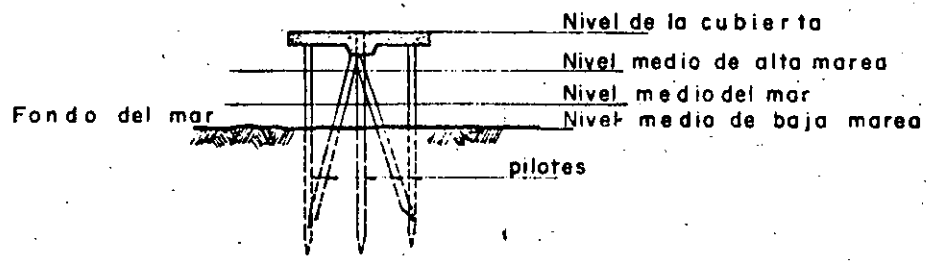
Es evidente la gran ventaja que se obtiene al proteger una estructura de atraque utilizando defensas, ya que siendo estas en general más deformables, absorben la mayor parte de la energía disminuyendo la fuerza de impacto. Los sistemas de defensas pueden ser tan efectivos y complicados o costosos como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

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

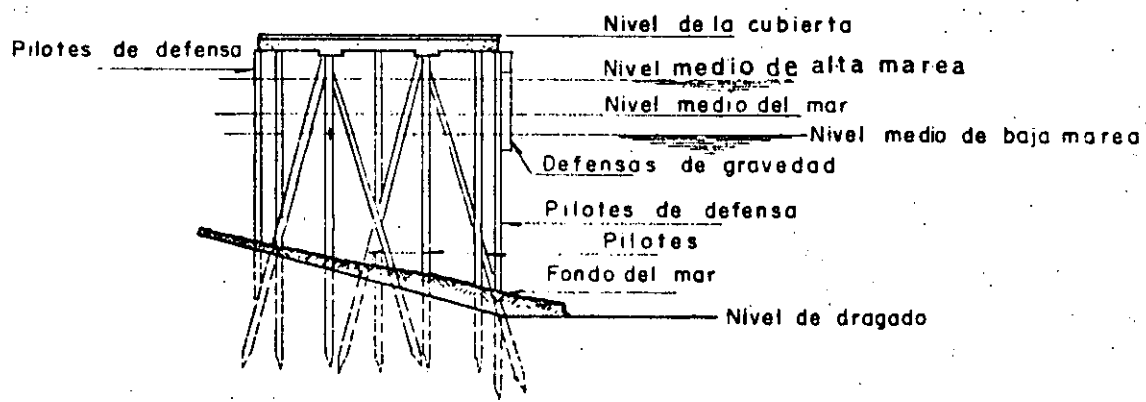
esta forma el traslado de los operarios hasta el lugar de fijación que en ocasiones es de difícil acceso, puesto que estos ganchos se pueden operar desde la embarcación.



P L A N T A



S E C C I O N A - A



S E C C I O N B - B

Fig. 40

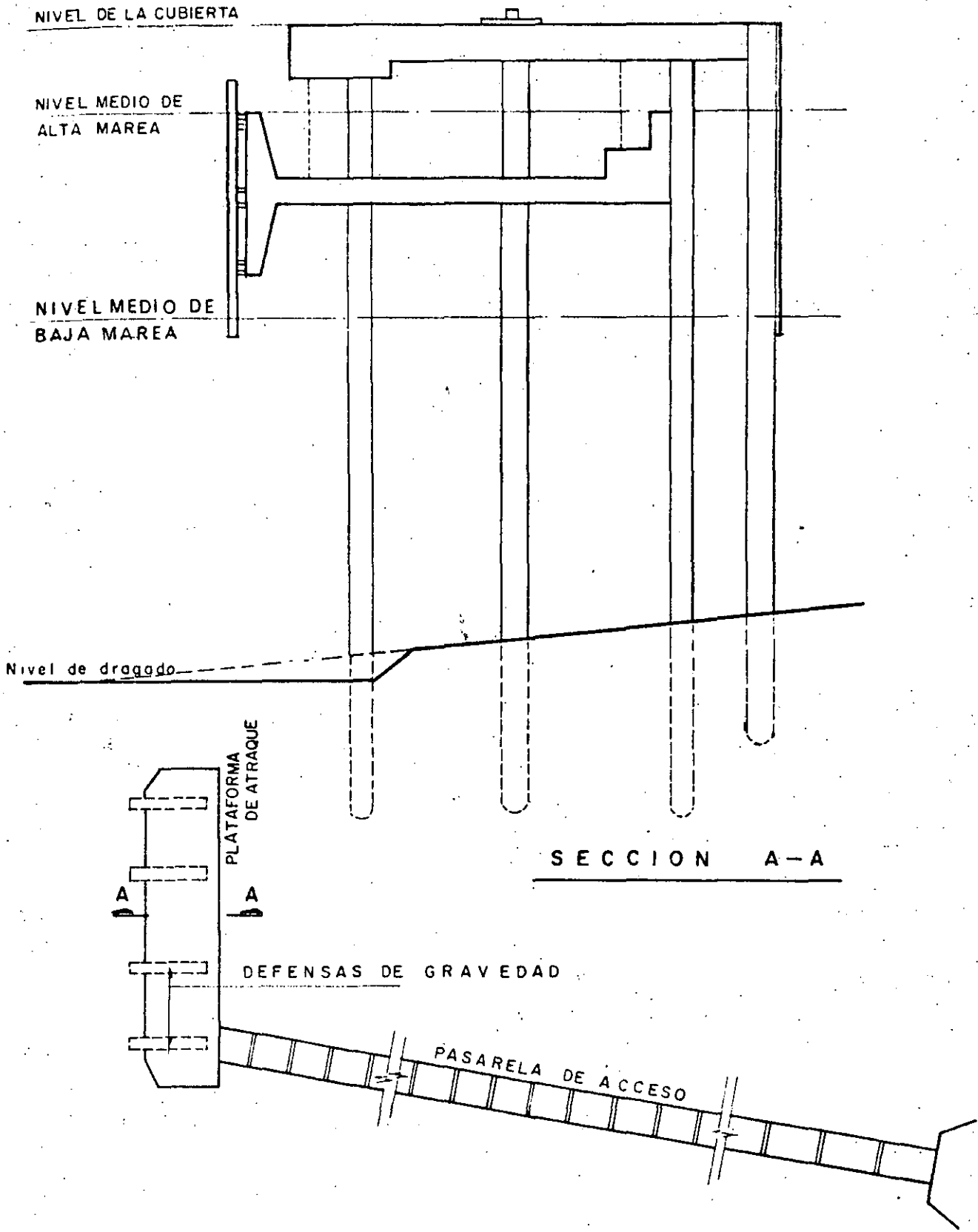


Fig. 41

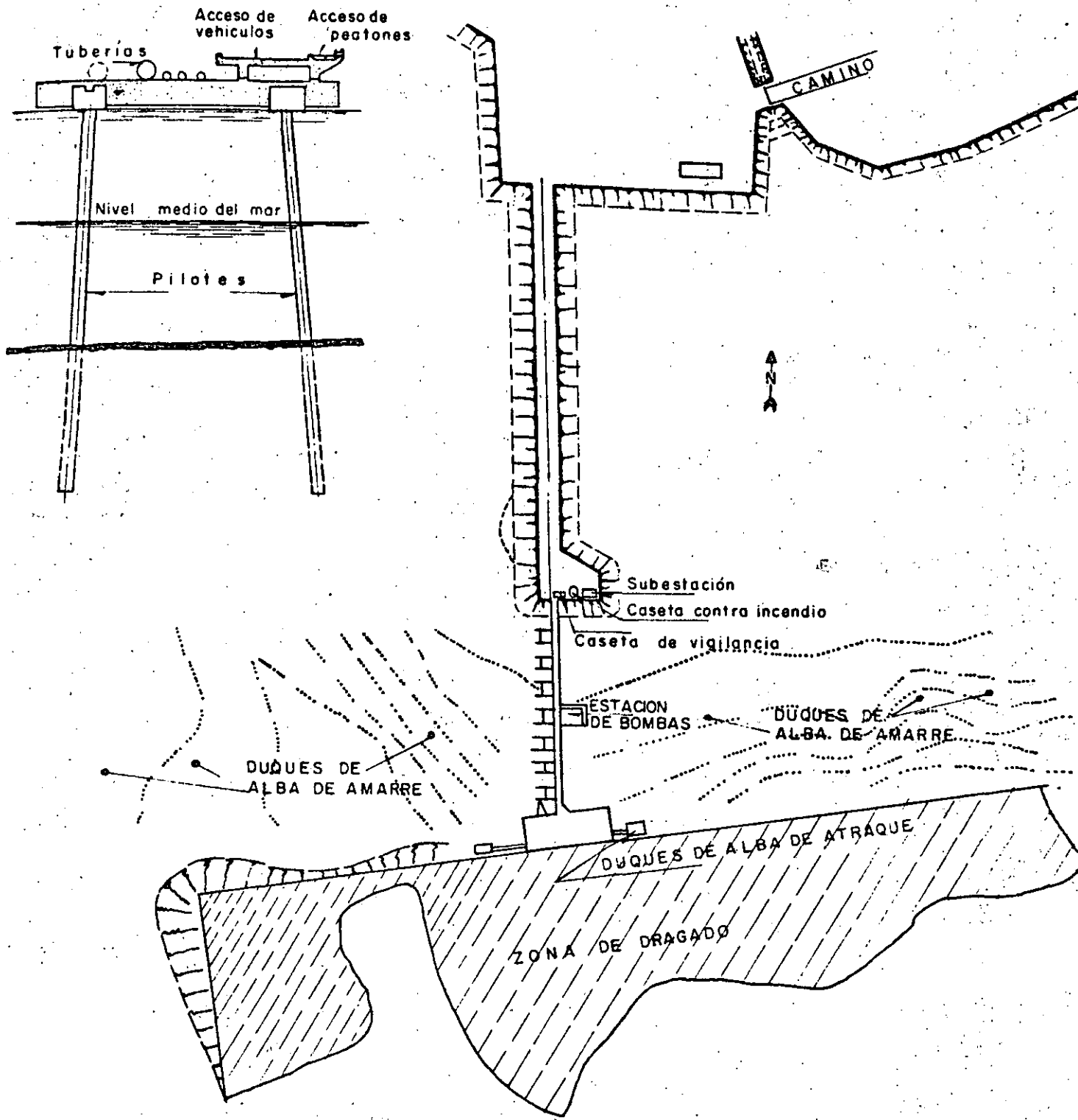


Fig. 42

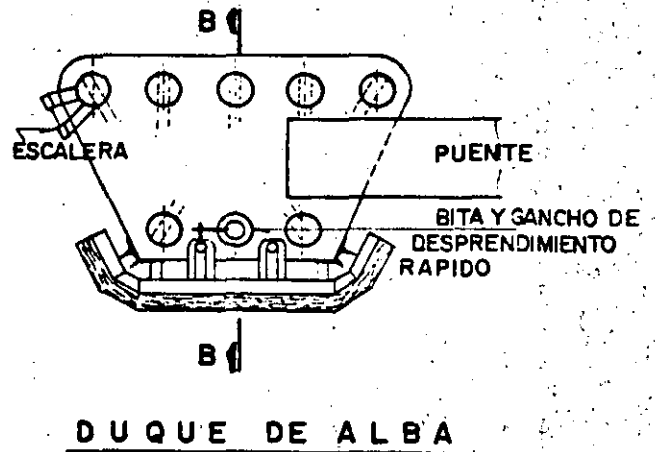
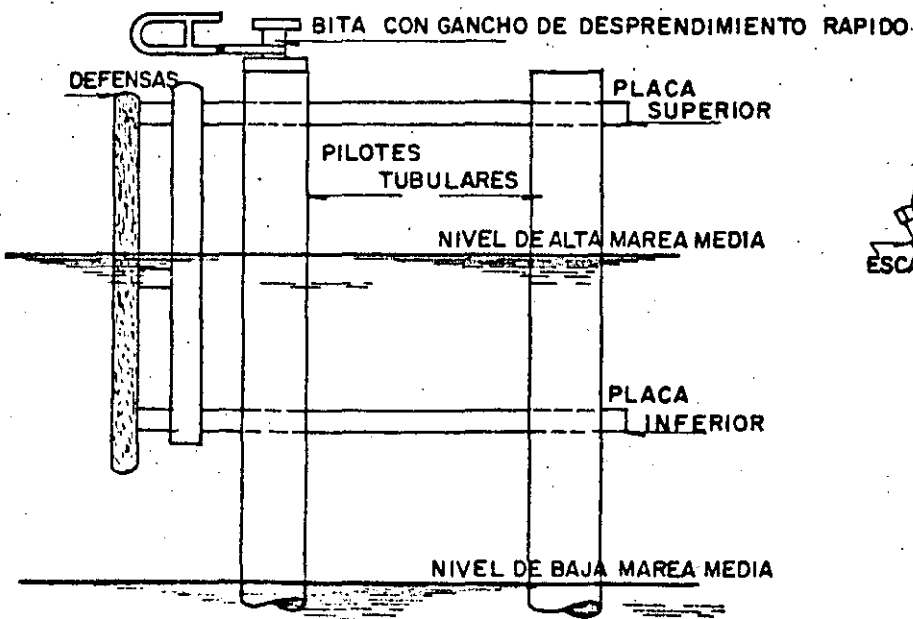
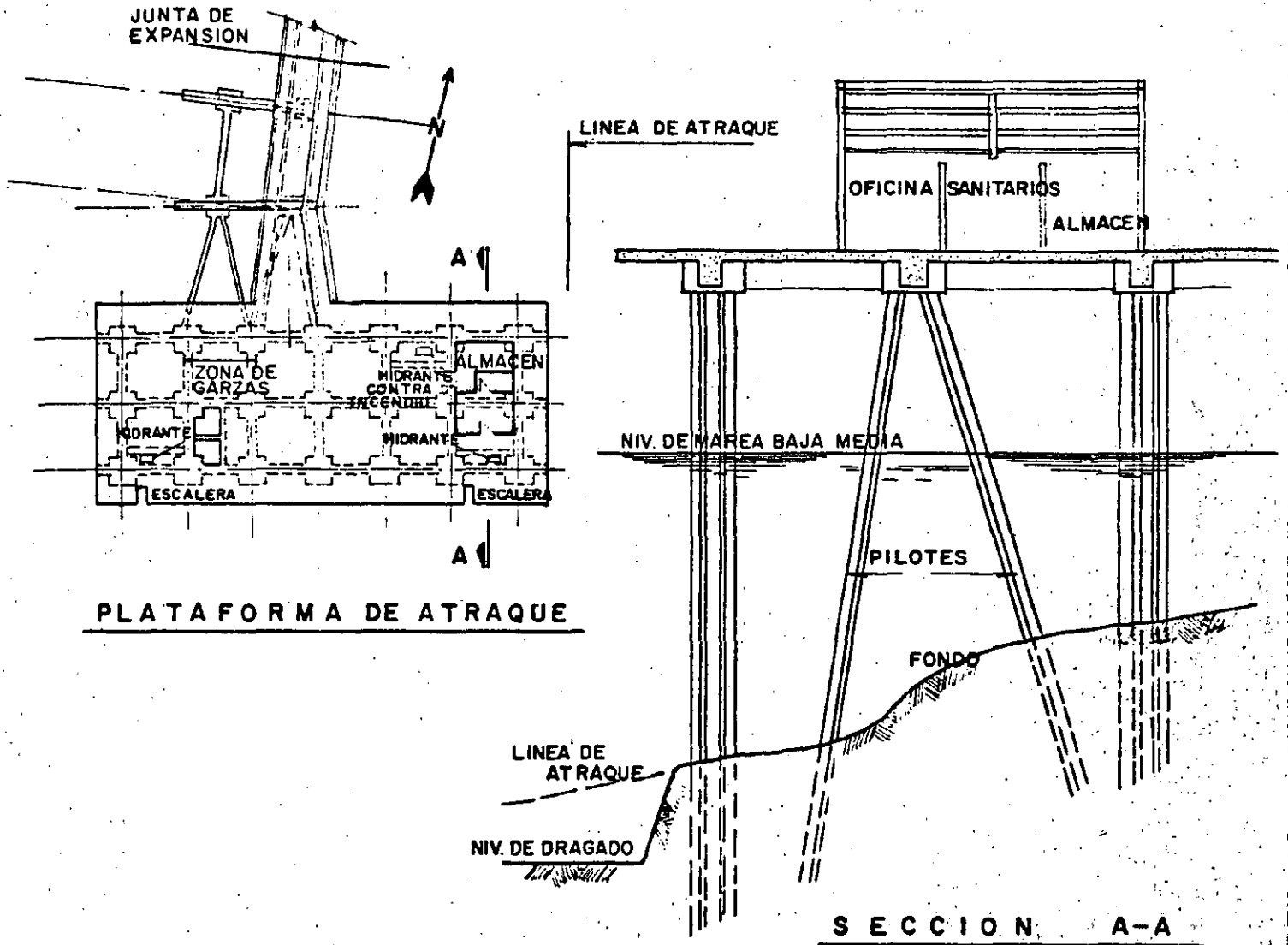


Fig. 43

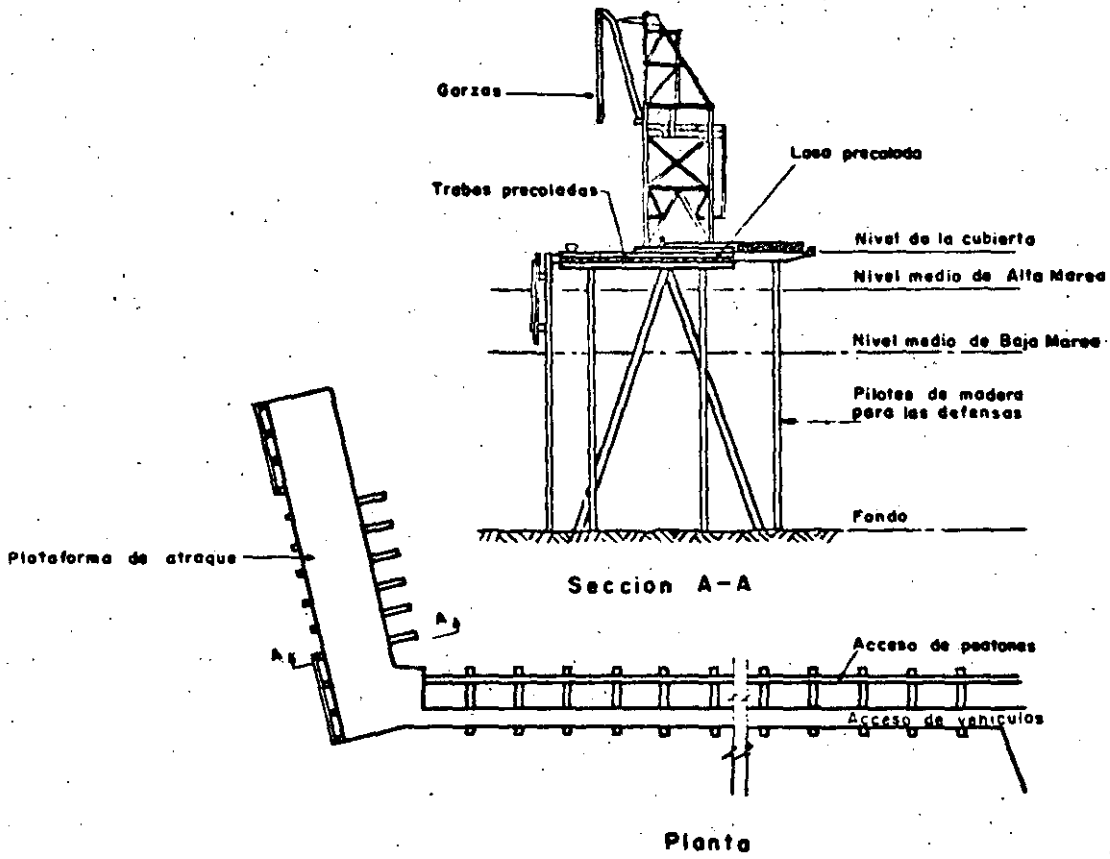


Fig. 44

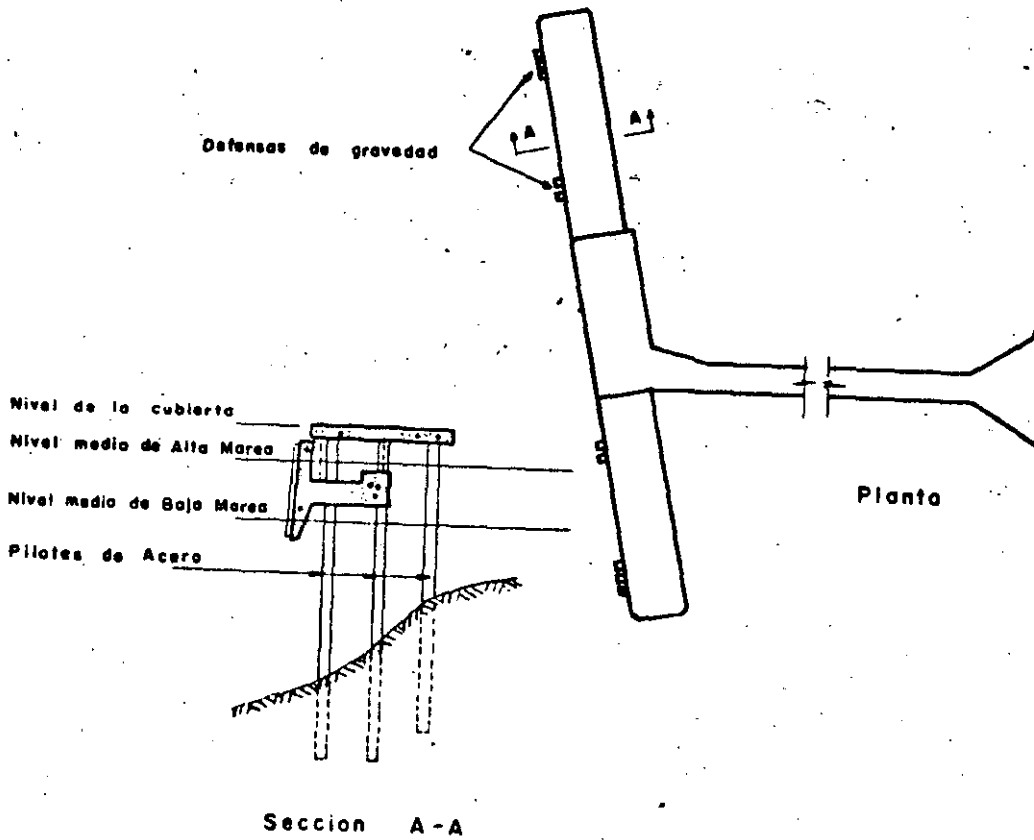


Fig. 45

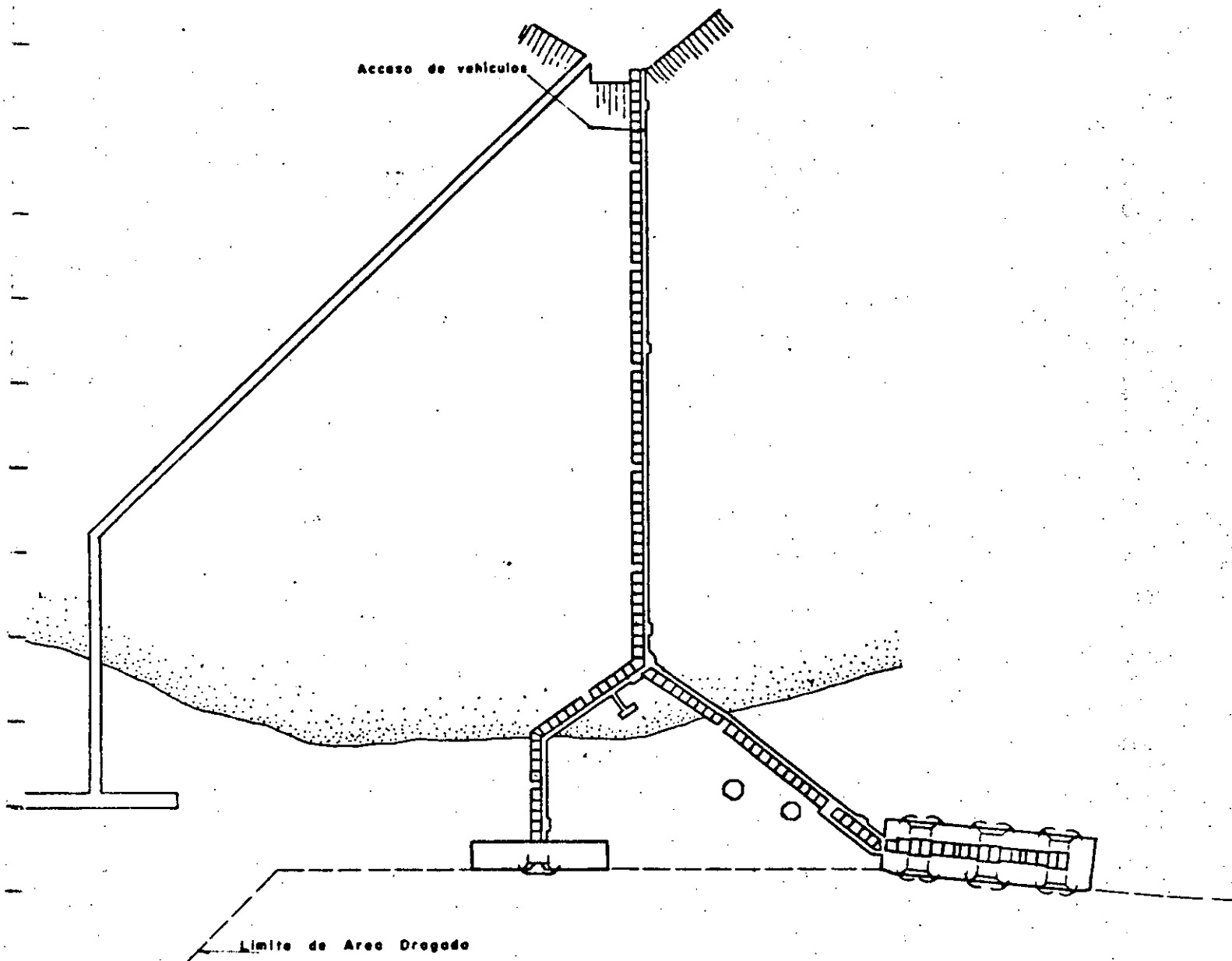


Fig. 46

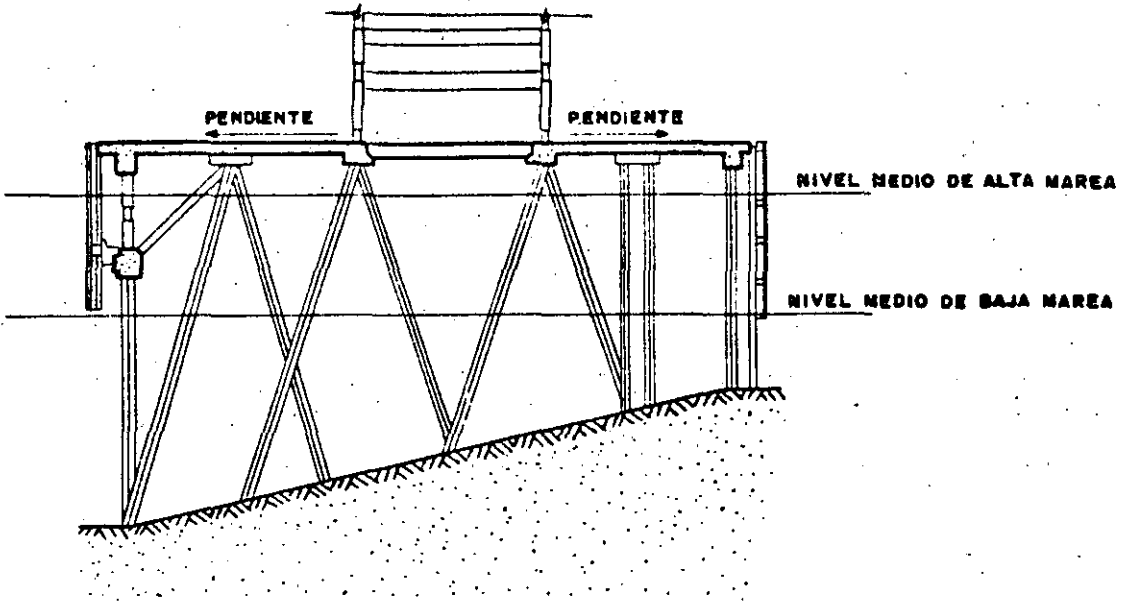
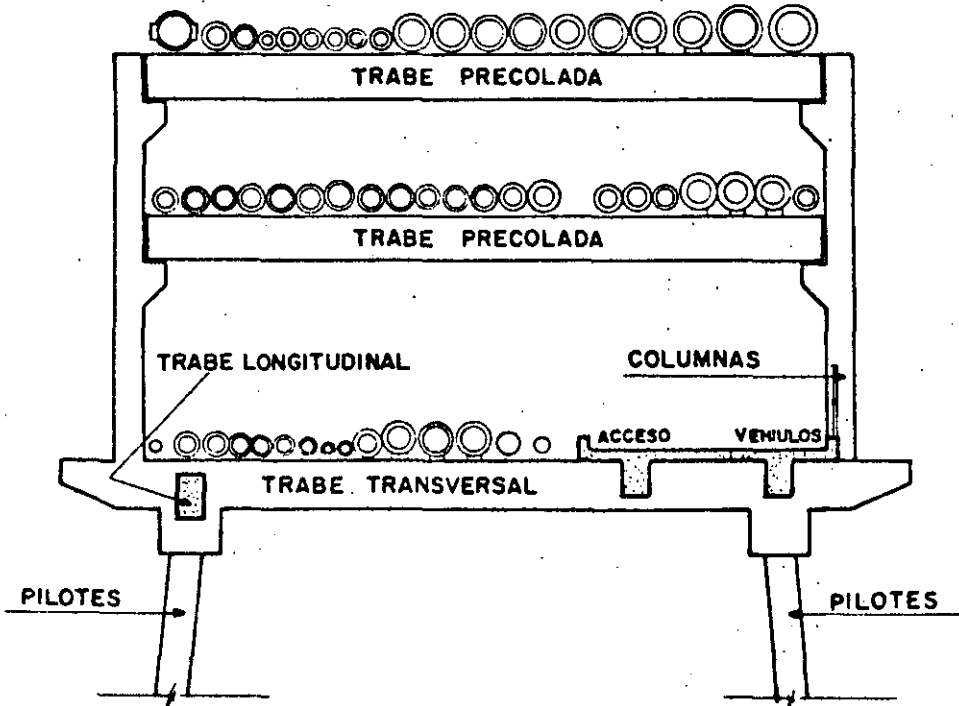


Fig. 47



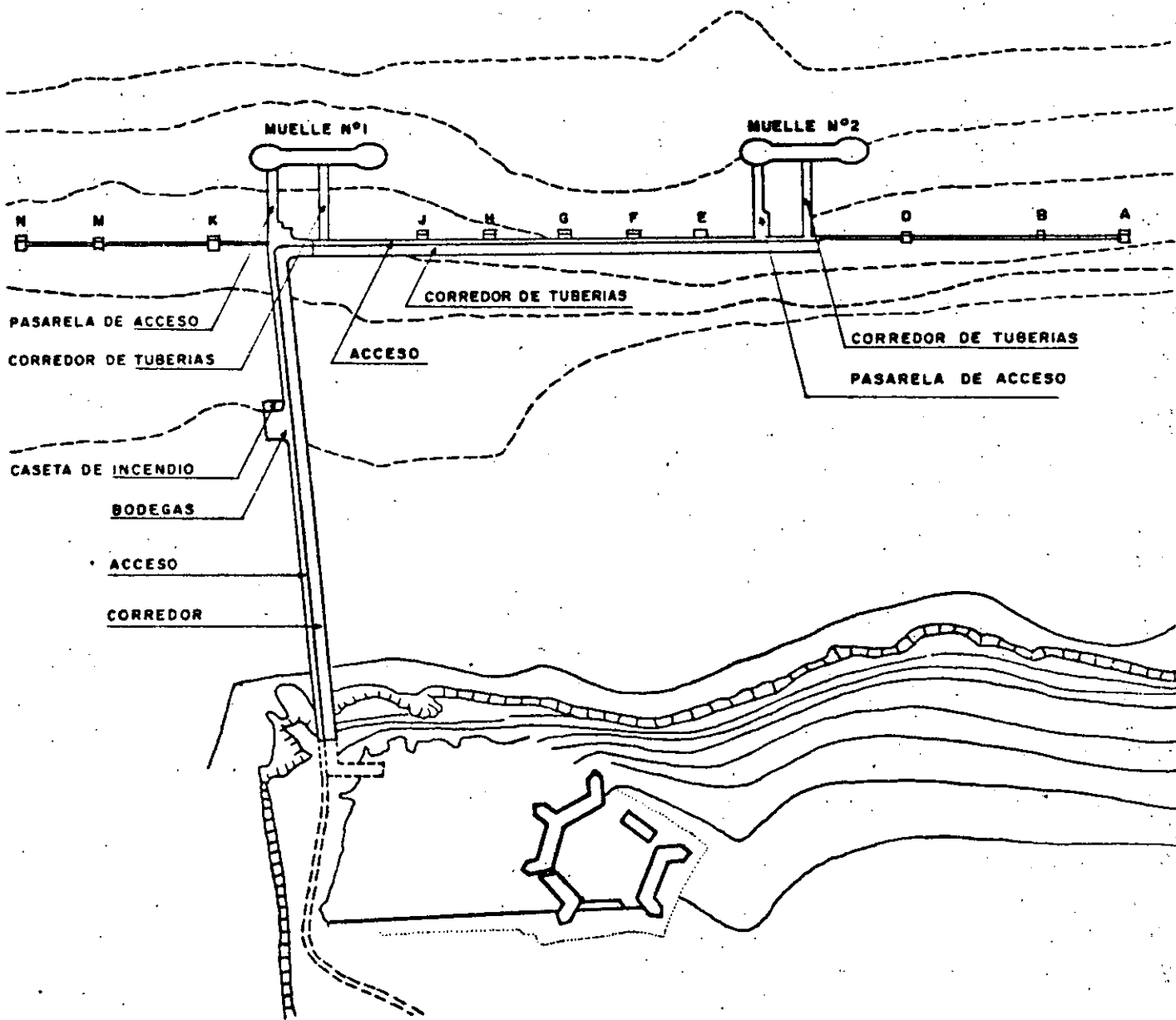
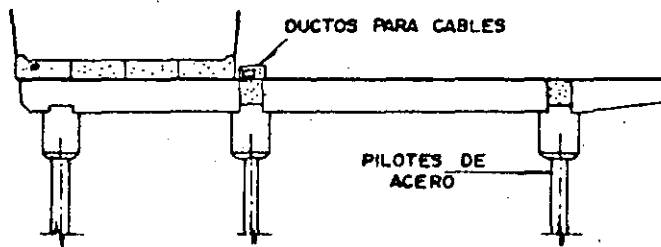
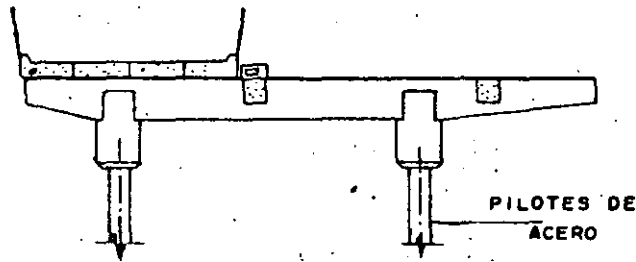
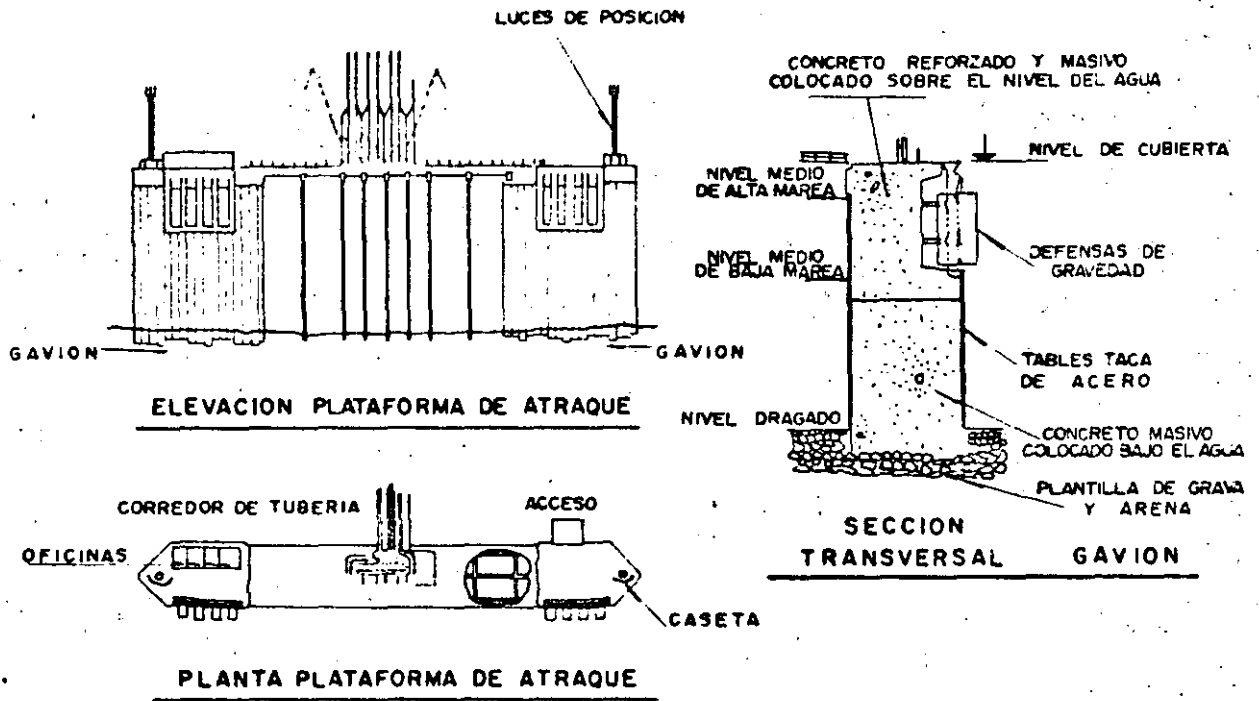


Fig. 48



SECCION TRANSVERSAL DE ACCESOS

Fig. 49

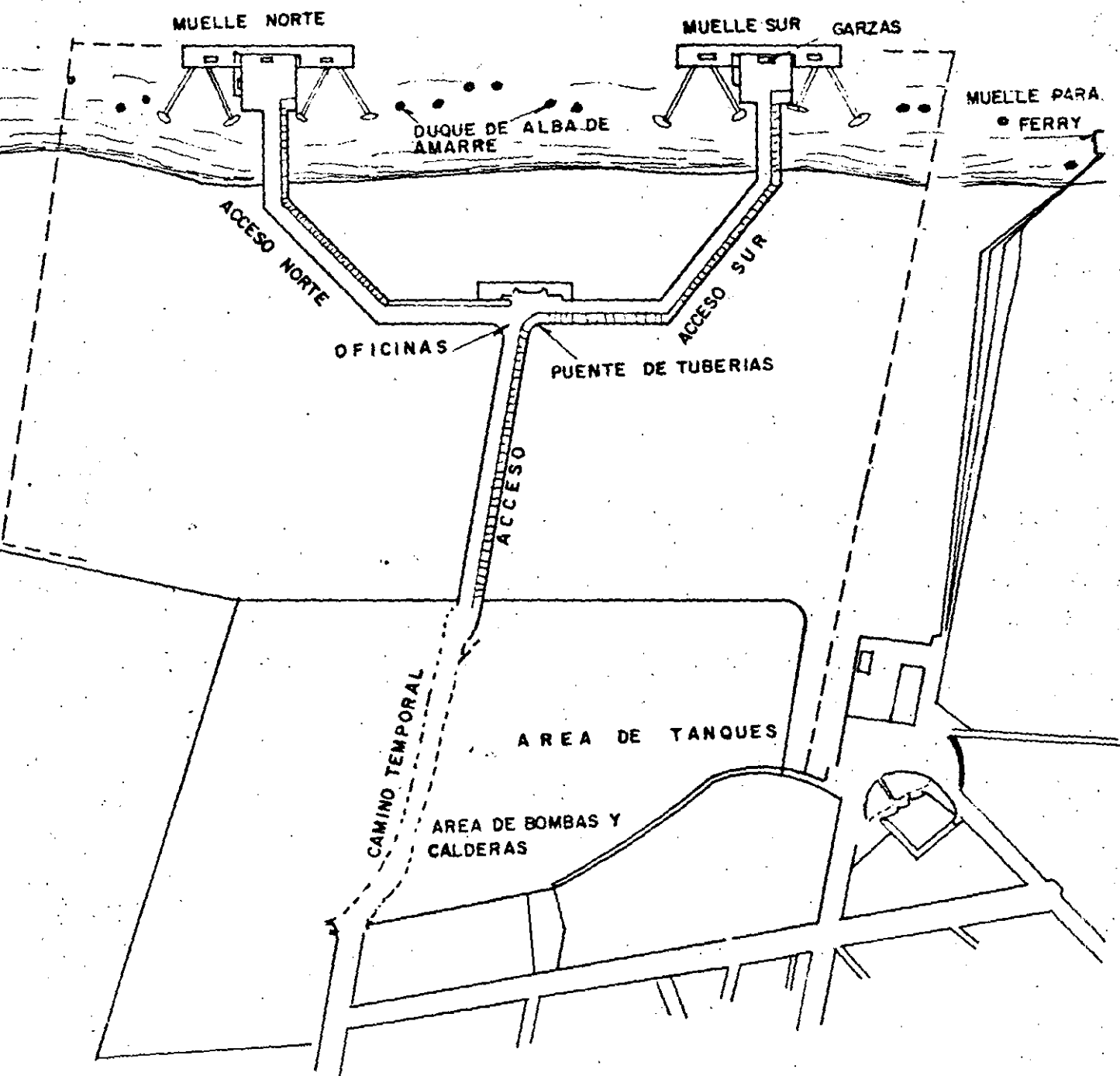


Fig. 50

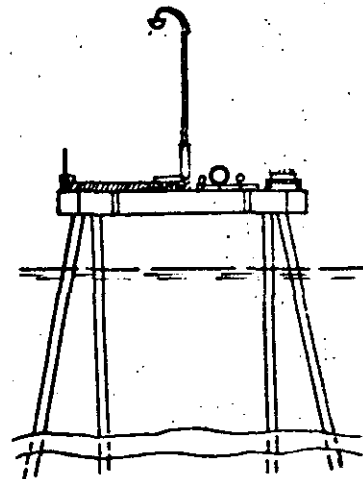
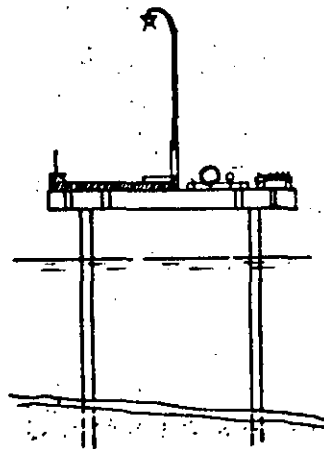
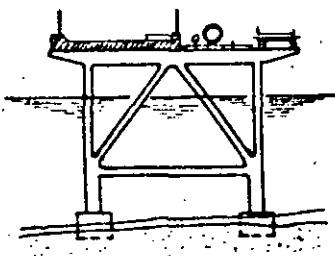
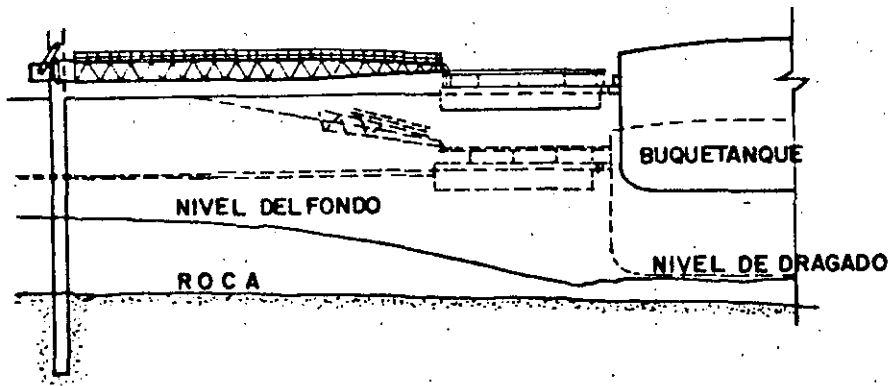
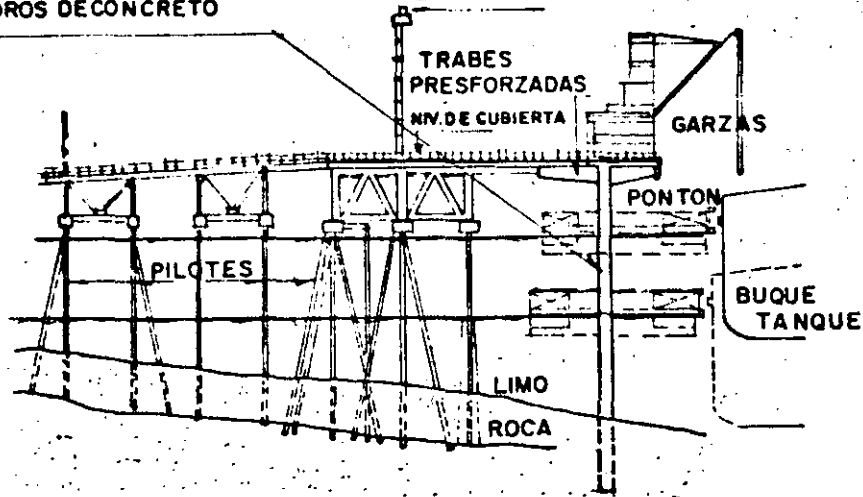
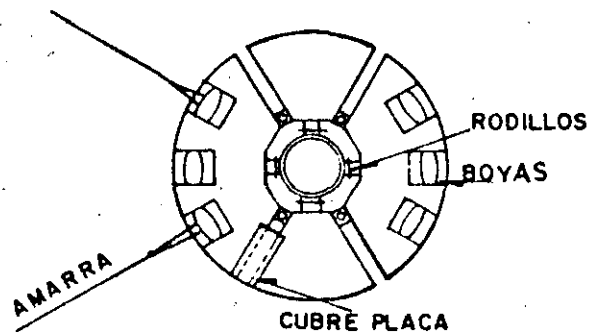
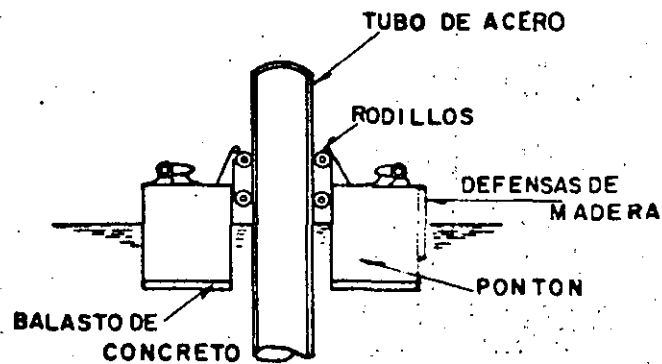


Fig. 51



PLANTA



ELEVACION

Fig. 52

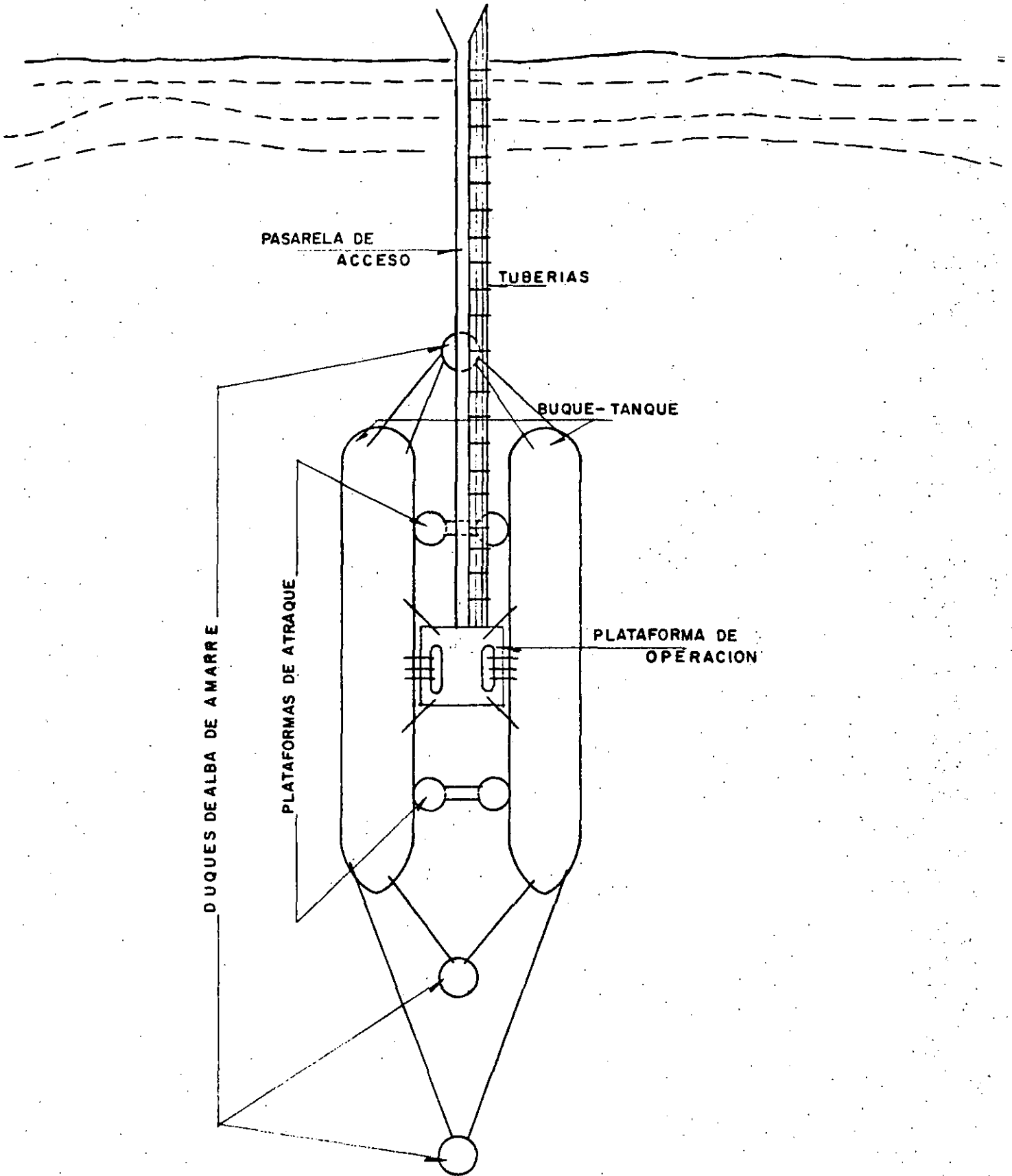


Fig. 53

MANIOBRAS DE CARGA Y DESCARGA ALEJADAS DE LA COSTA

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

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

Muy recientemente se ha comenzado a utilizar el tipo de boya de atraque anclada para impedir movimientos en cualquier dirección mostrada en la fig. 56, en sustitución a la operación de lograr la fijación del barco mediante varias anclas y boyas (fig. 55), cargándolo o descargando -- con una tubería que flota y cuyo extremo se indica, haciendo uso de otra boya. Este tipo de boya tiene varias ventajas: su instalación y manteni-- miento 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 con-- veniente, etc. En la figura 57 se presentan algunos detalles de la boya de atraque IMODCO.

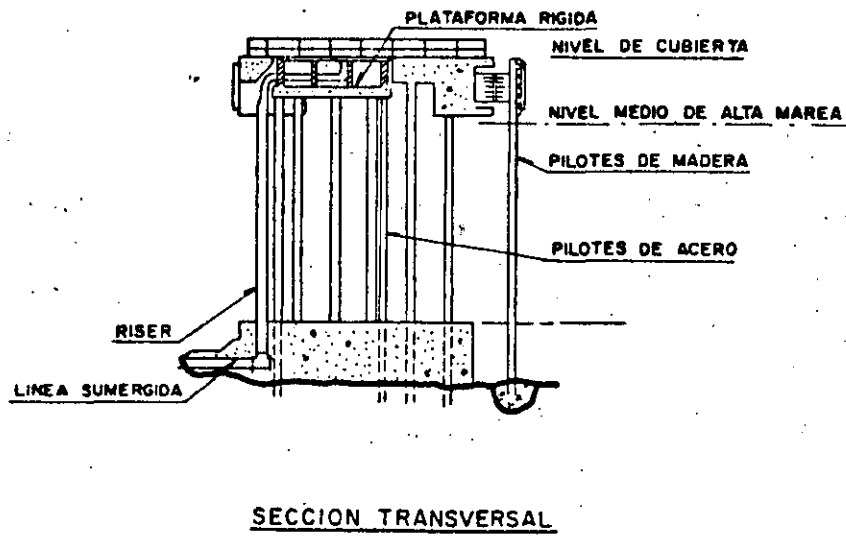
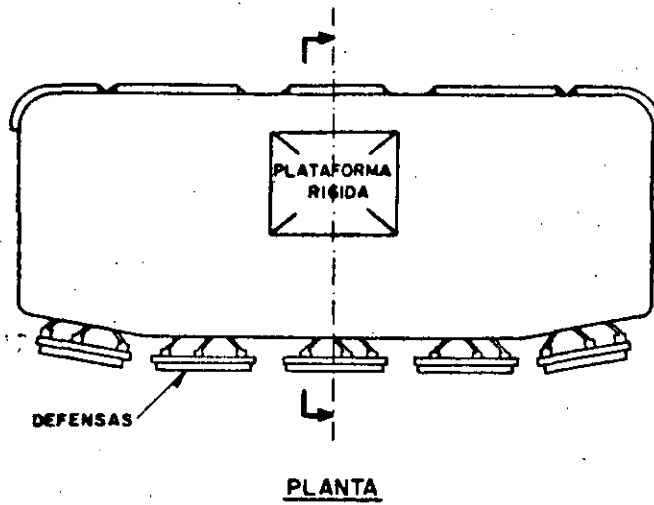


Fig. 54

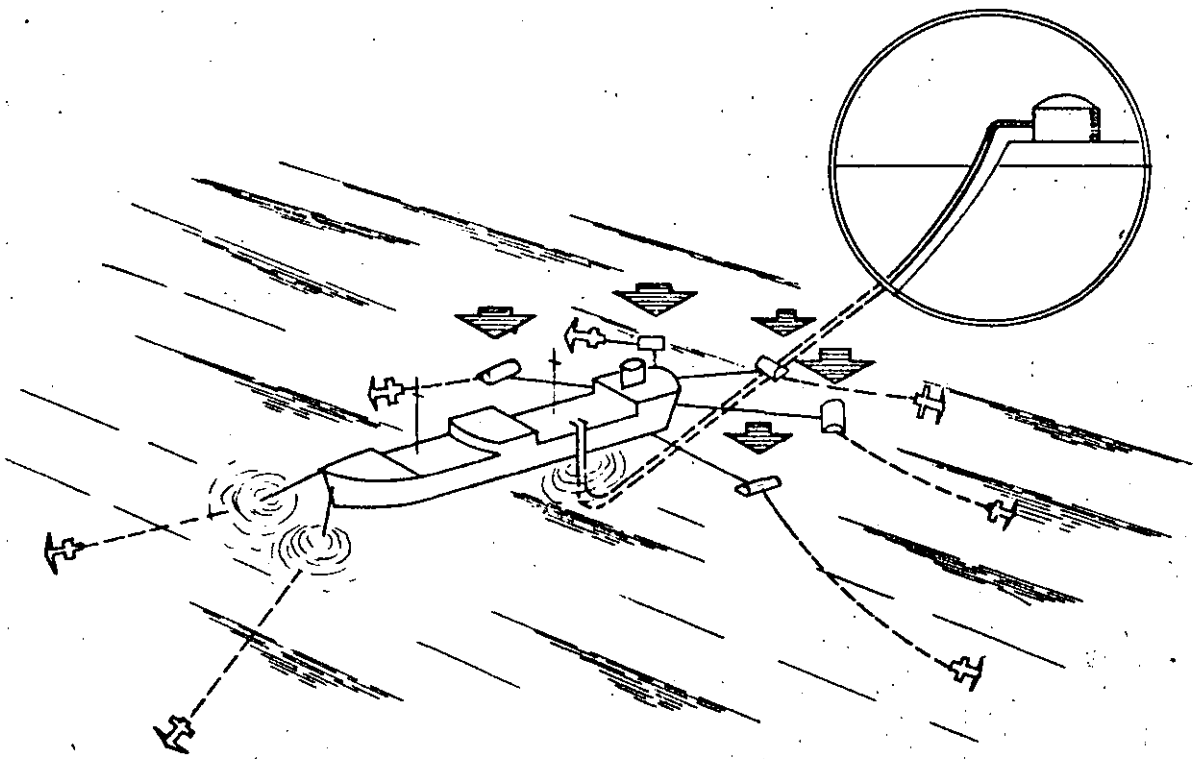


Fig. 55

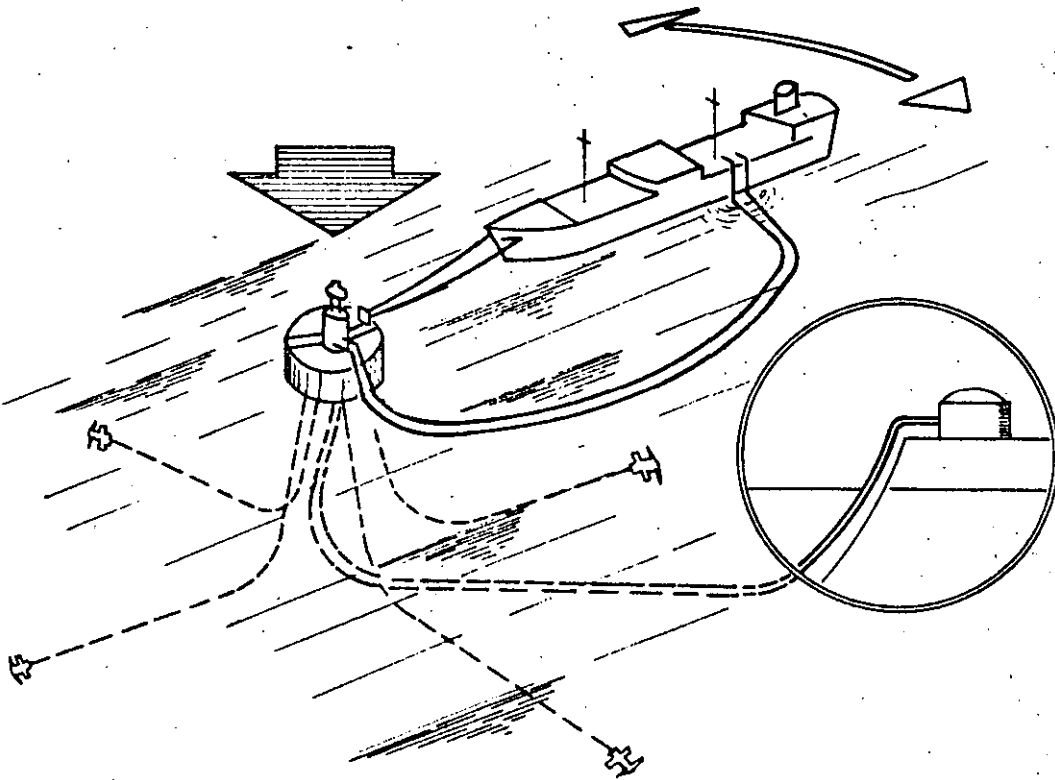


Fig. 56

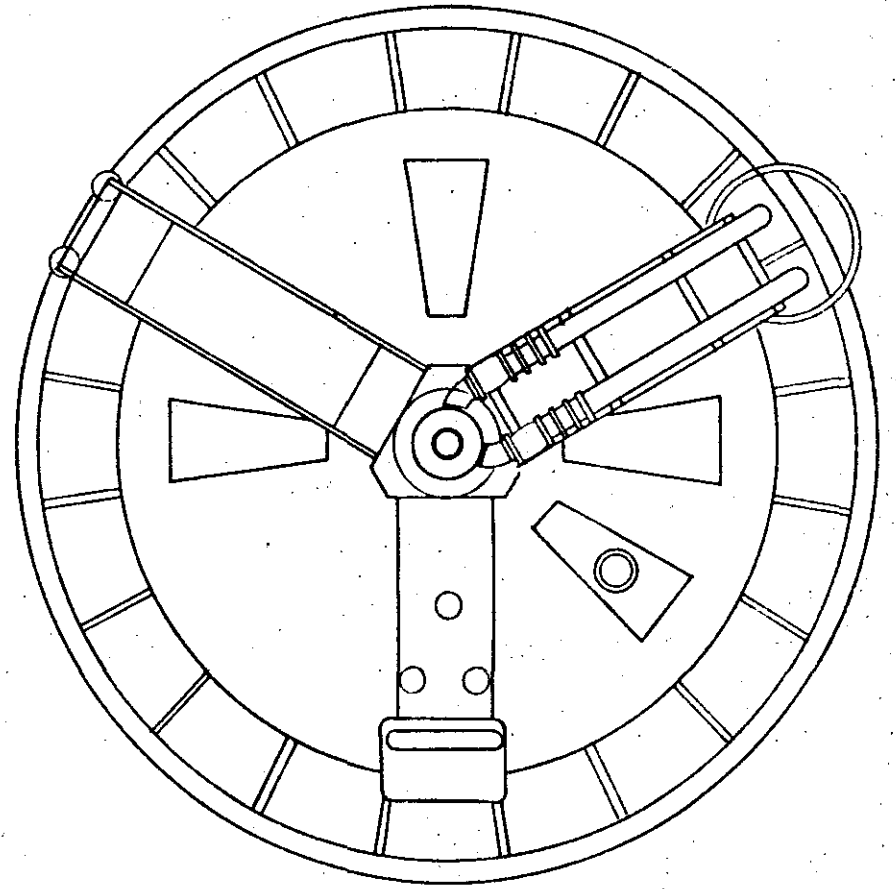
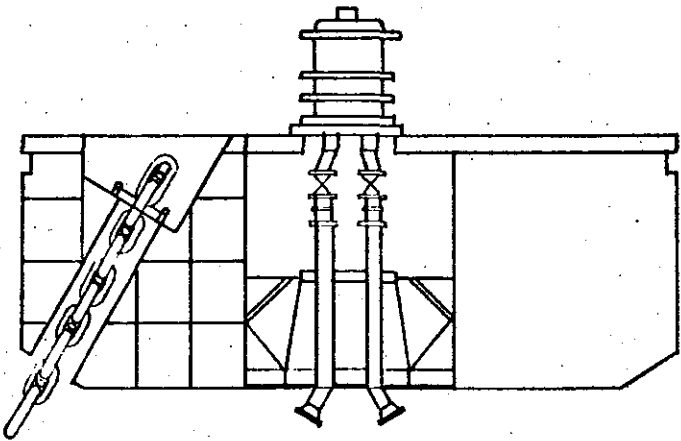
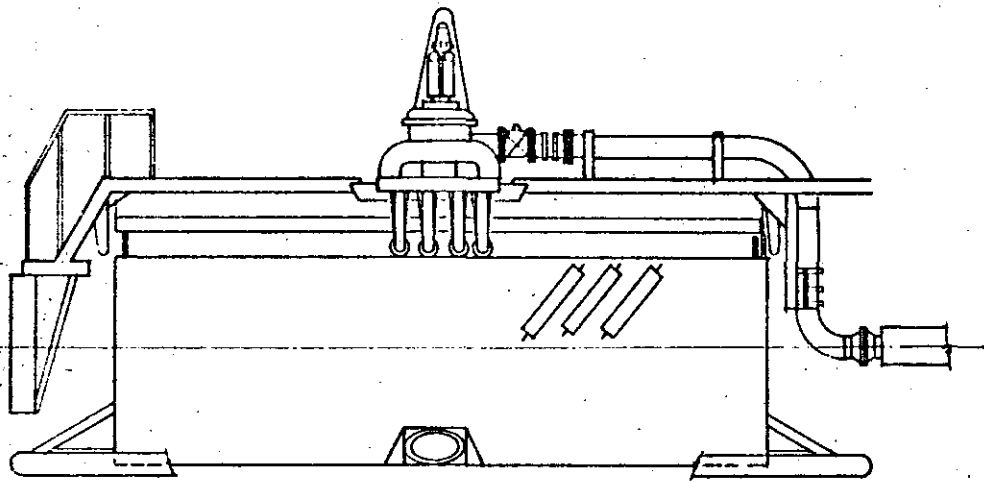


Fig. 57

ROMPEOLAS O ESCOLLERAS

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

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

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

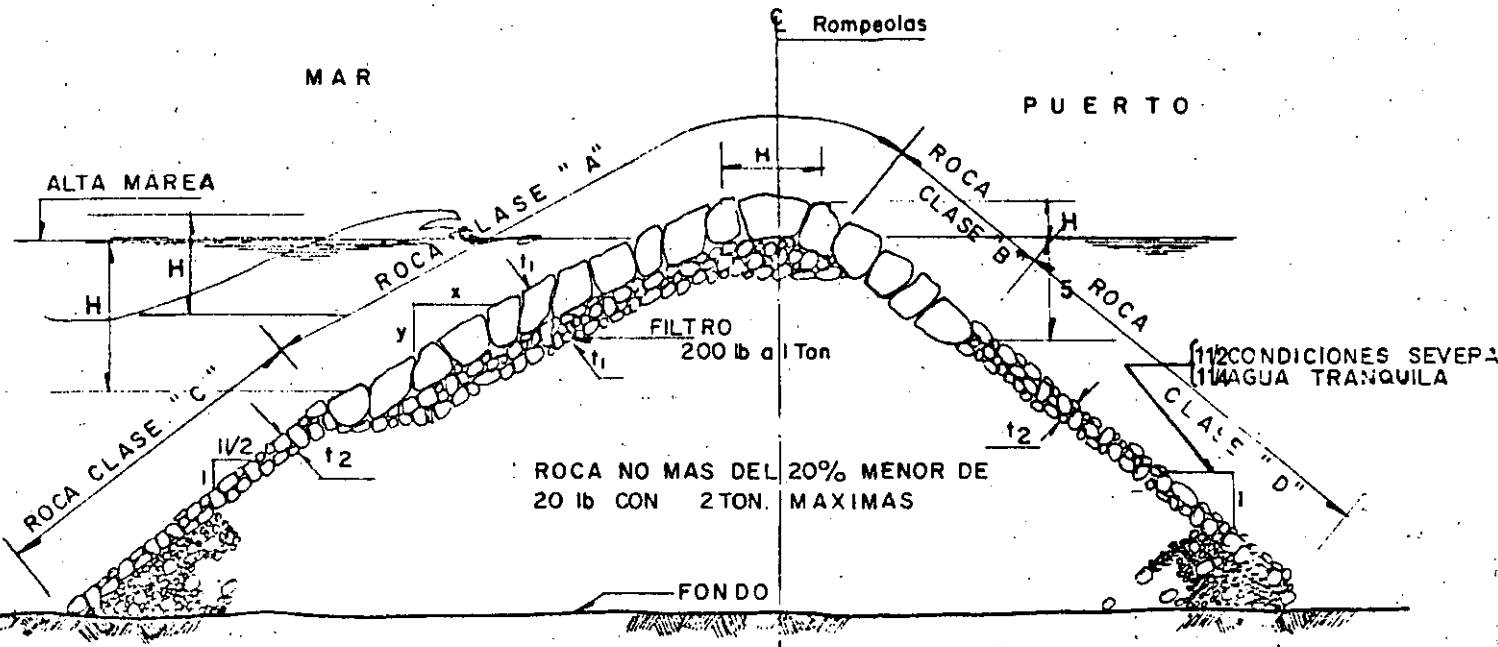
Muchos tipos de rompeolas se han construido en todo el mundo, pero un 95% de ellos han sido a base de roca natural, concreto o una combinación de ambos, teniéndose terraplenes de: roca natural, bloques de concreto, combinación de roca y bloques de concreto y tetrapodos de concreto o elementos semejantes;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

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

Puesto que el propósito principal de los rompeolas es proporció-

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

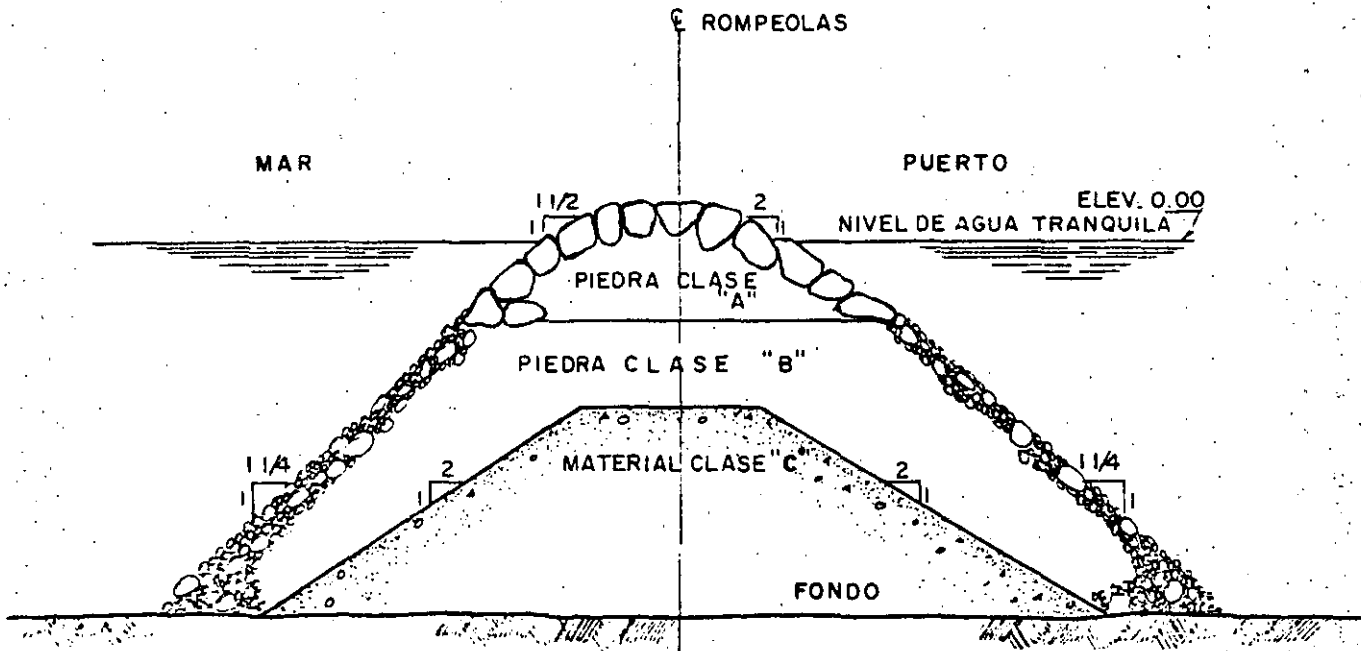
En las figuras 59 y 60 se presentan dos tipos de rompeolas cuyo uso ha sido muy común principalmente en el Continente Americano.



DIMENSIONES EN ft.

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

Fig. 59



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

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

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

Fig. 60

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

3) Agrietamiento excesivo del recubrimiento de concreto.

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

Adoptando la convención:

M - Momento flexionante en la sección Kg-cm

∇ - 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,

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

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

$$\nabla = \frac{Er}{R} < \nabla \text{ perm.} \quad (19)$$

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

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

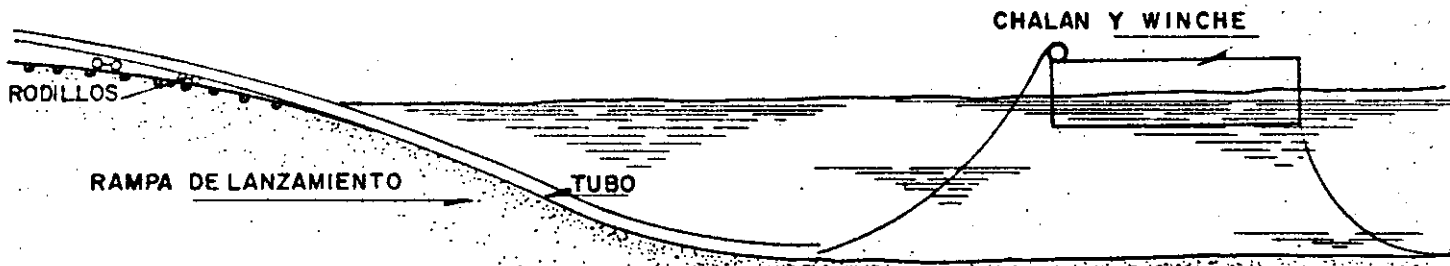


Fig. 61

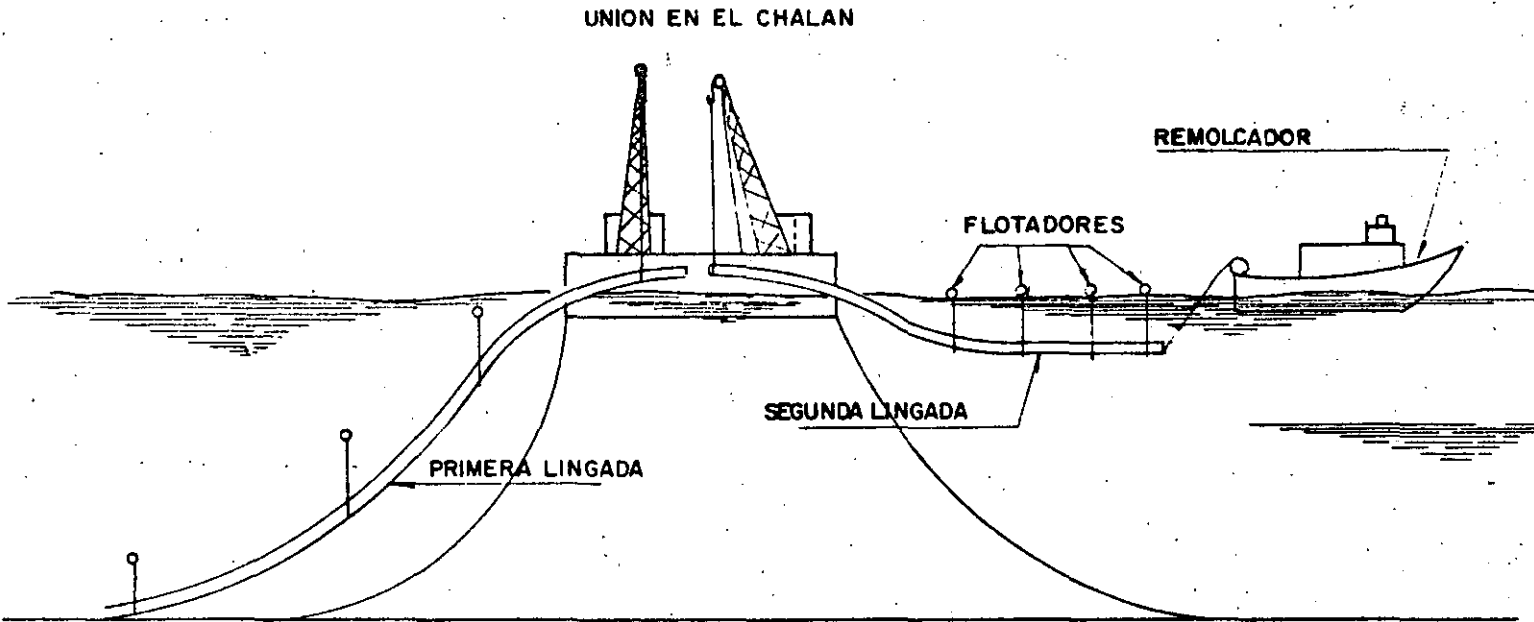


Fig. 62

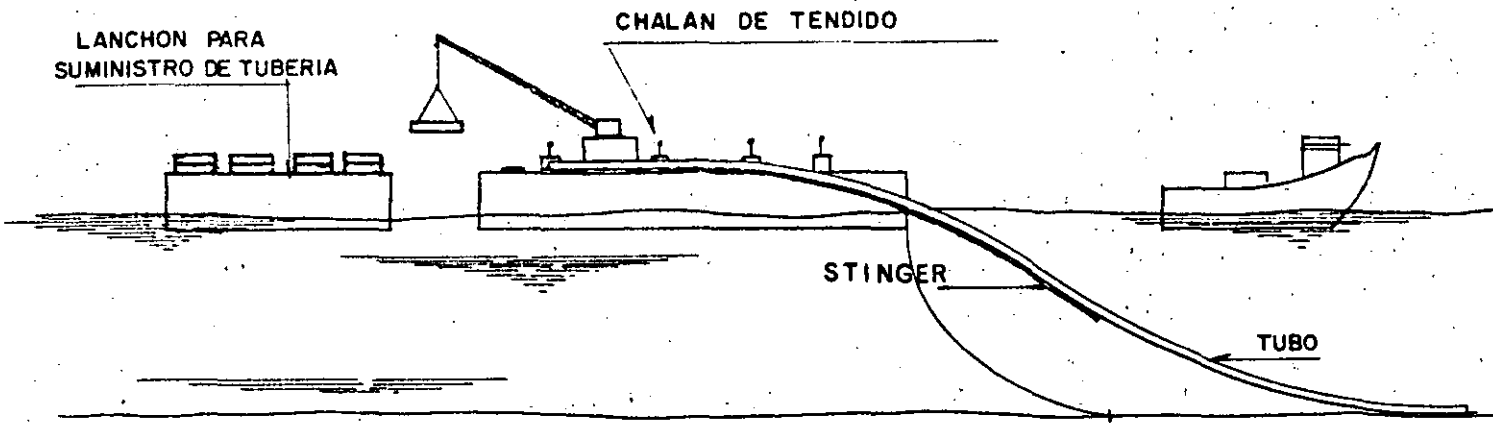


Fig. 63

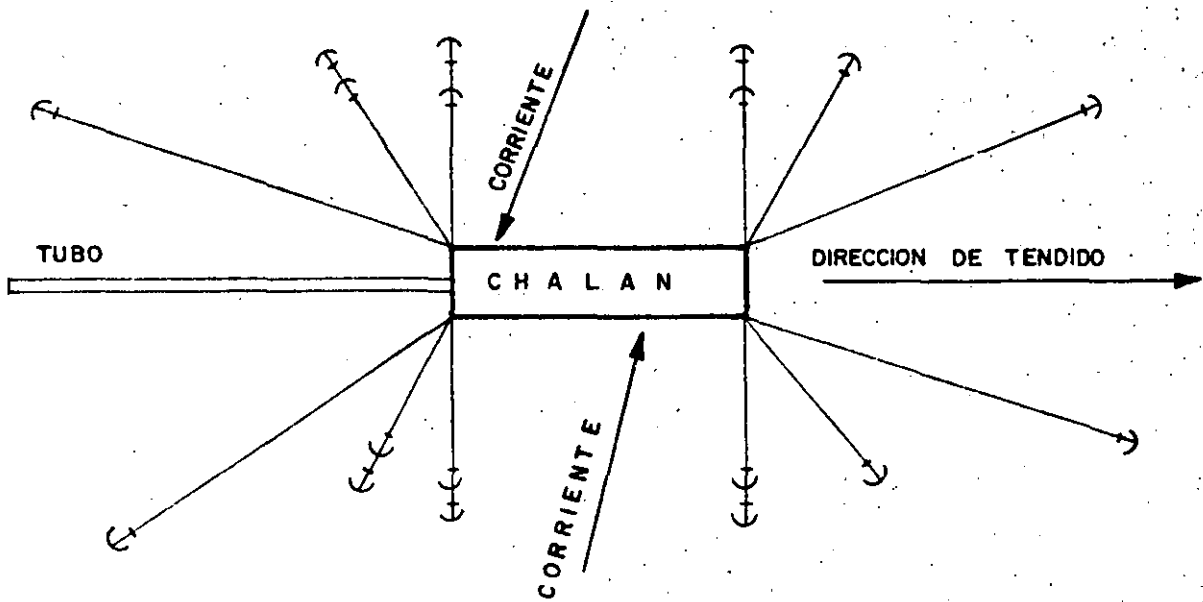


Fig. 64

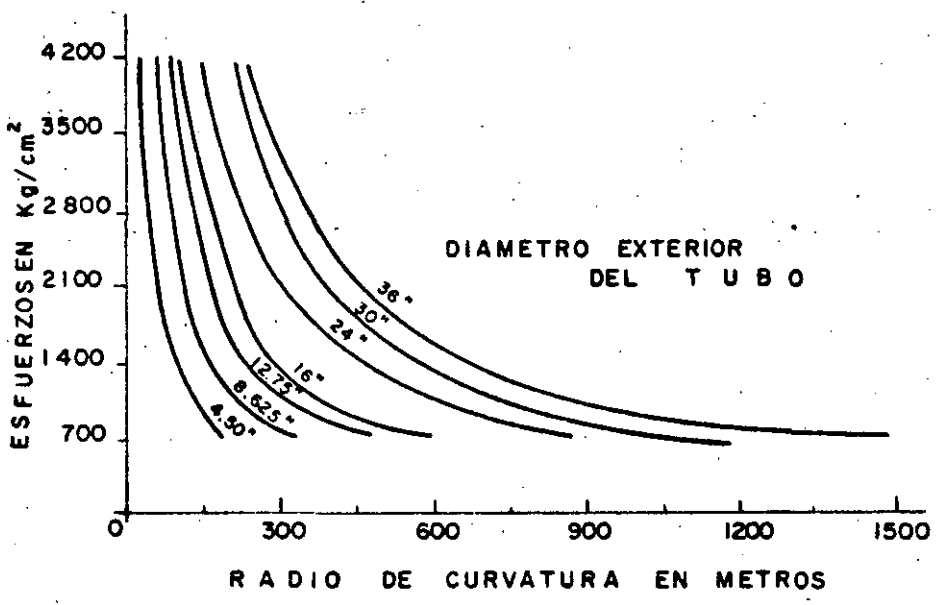


Fig. 65

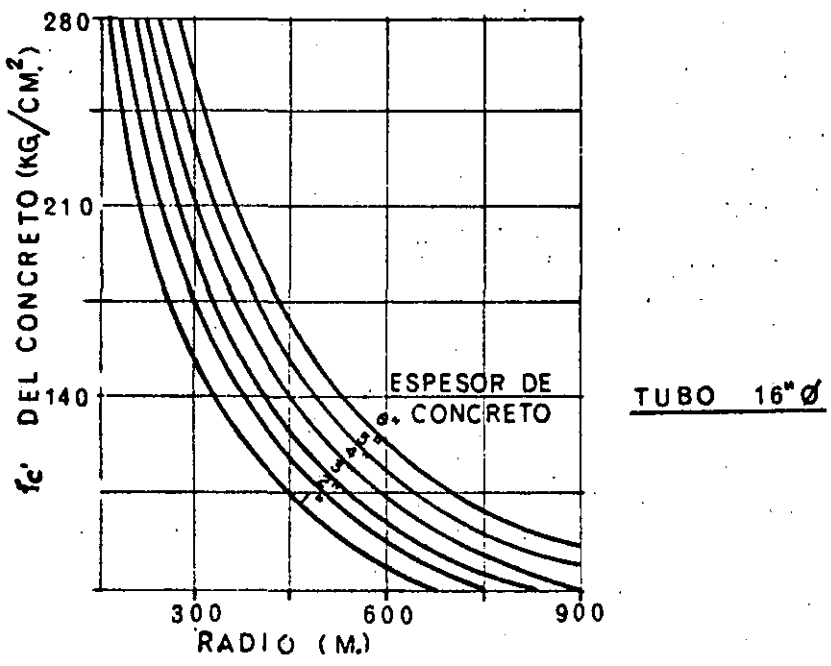


Fig. 66

h = espesor de la pared del tubo, cm'

μ = módulo de Poisson

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

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

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

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

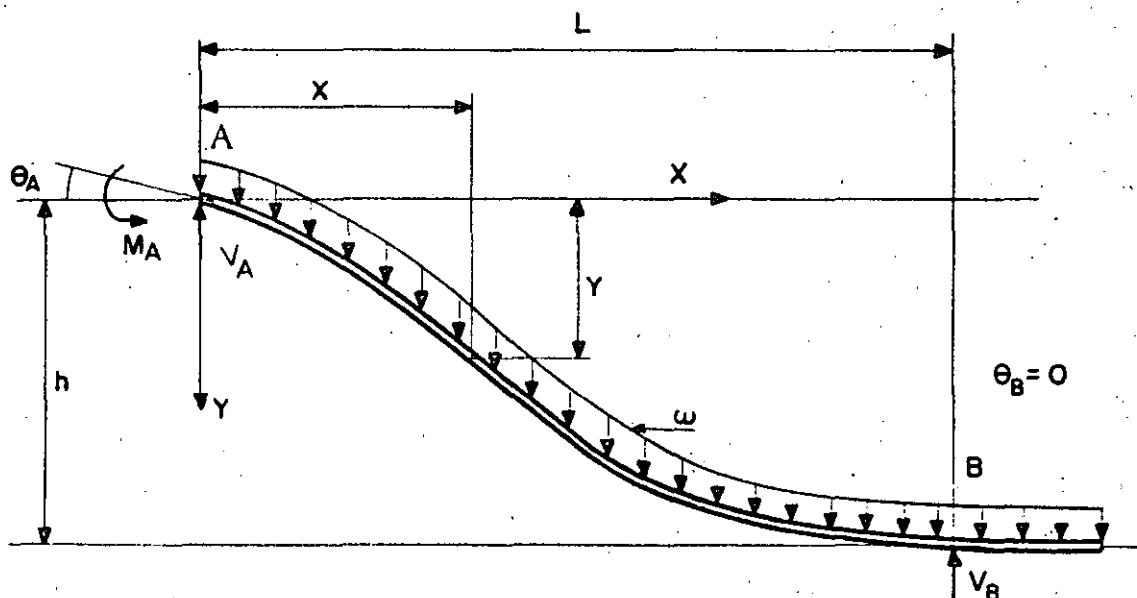


Fig. 67

Convinando que:

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

h - Profundidad del agua en cm.

L - Longitud no apoyada en cm.

θ_A y θ_B - Pendientes en A y B

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

R_A - Radio de curvatura en A en cm.

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

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

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

X - Distancia desde el apoyo izquierdo en cm.

Y - Flecha en cm.

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

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

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

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

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

Substituyendo en (21)

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

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

Puesto que

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

Integrando respecto a x

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

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

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

$$\text{Si } x=L, \quad \theta = 0$$

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

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

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

Integrando nuevamente respecto a x

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

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

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

$$\text{Si } x=L, \quad y=h$$

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

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

Sustituyendo el valor de (26)

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

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

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

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

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

Derivando respecto a "x" e igualando a cero

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

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

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

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

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

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

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

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

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

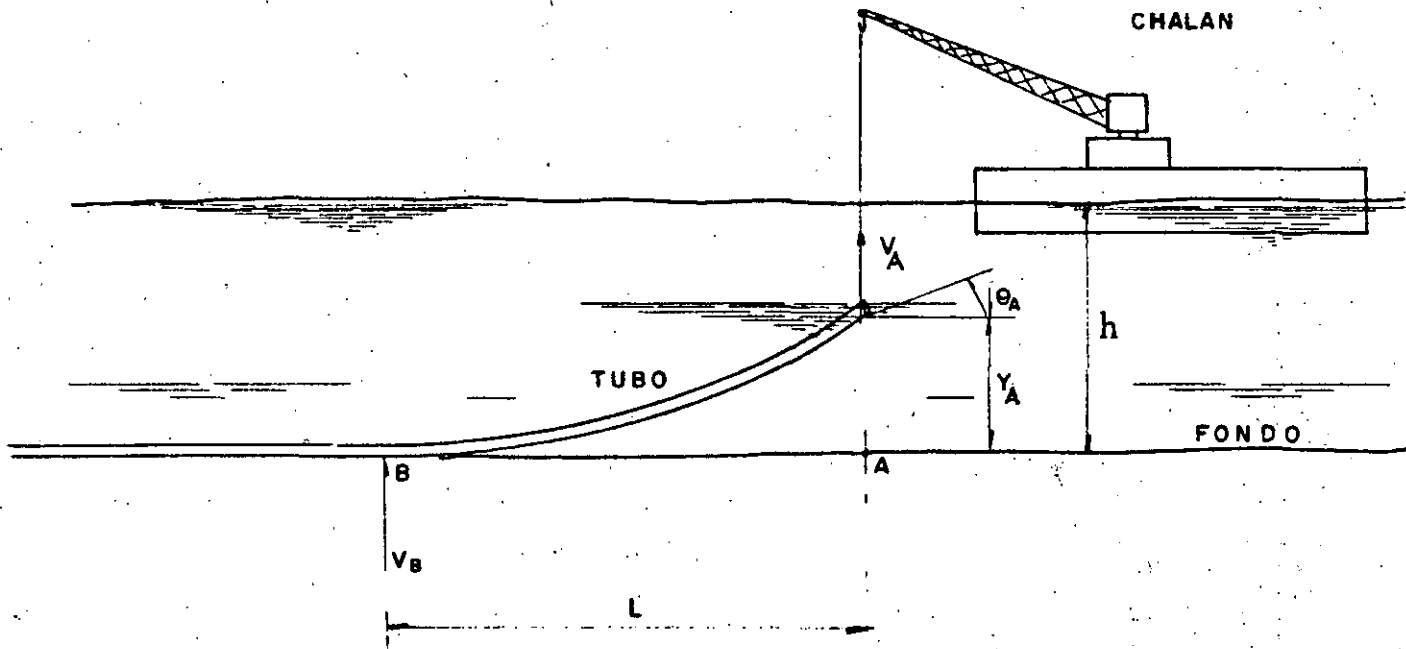


Fig. 68

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

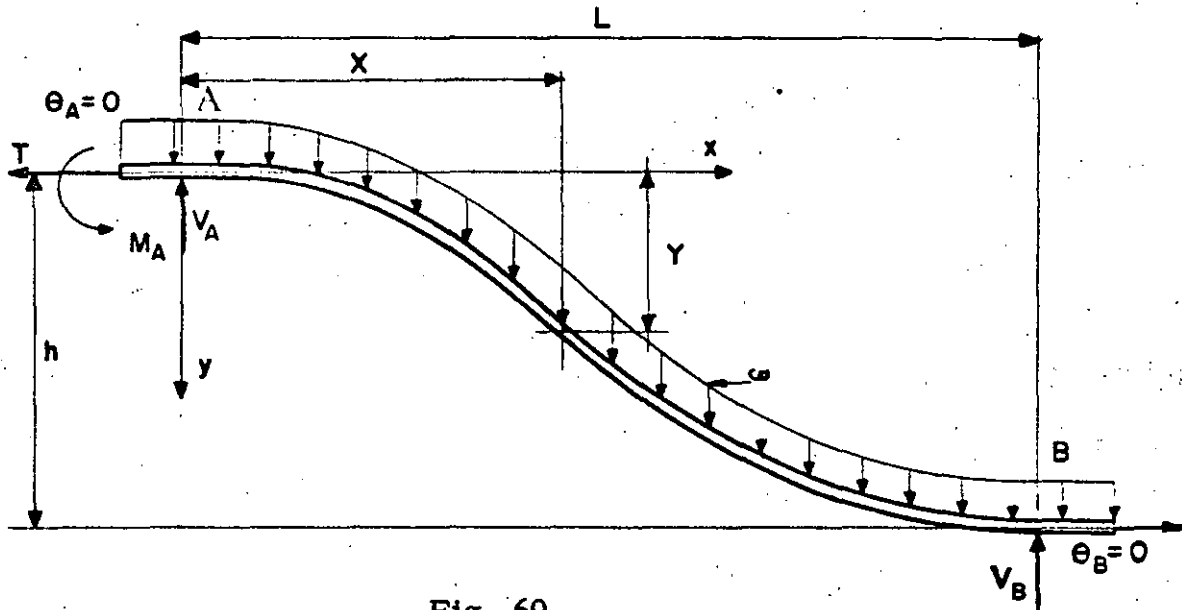


Fig. 69

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

Si $X=L, Y=h, M=0$

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

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

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

Puesto que

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

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

Ecuación diferencial cuya solución es :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Tomando en cuenta estos valores y los desarrollados en serie

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

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

Se puede obtener sustituyendo en (31)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

PLATAFORMAS MARITIMAS

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

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

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

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

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

EQUIPO DE PERFORACION

SUPERESTRUCTURA

SUBESTRUCTURA

CONTRAVIENTOS HORIZONTALES

CONTRAVIENTOS DIAGONALES

COLUMNAS

PILOTES

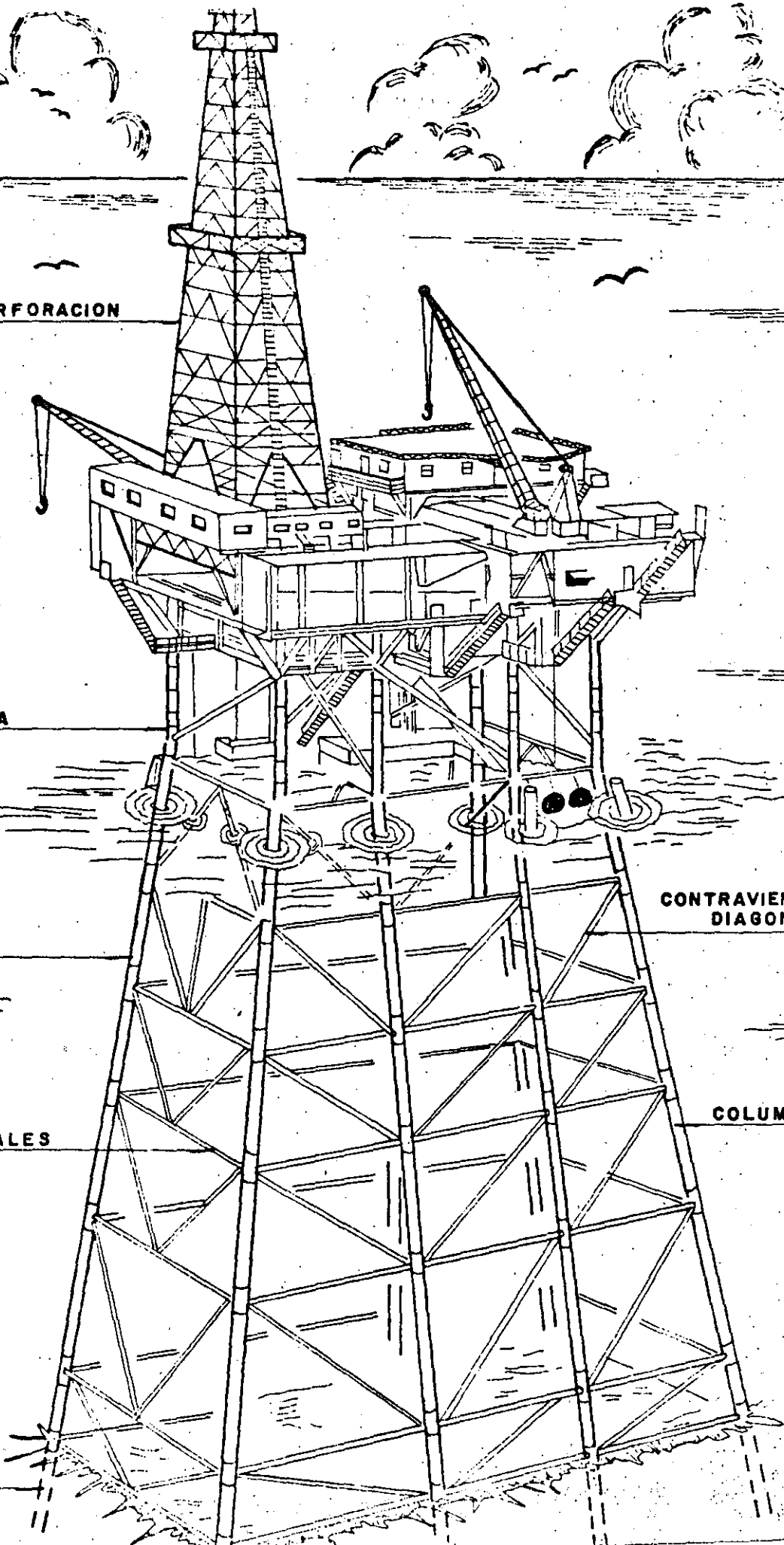


Fig.70

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

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

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

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

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

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

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

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

Ref. 12.

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

Distribución de fuerzas horizontales en las columnas Fig. 71

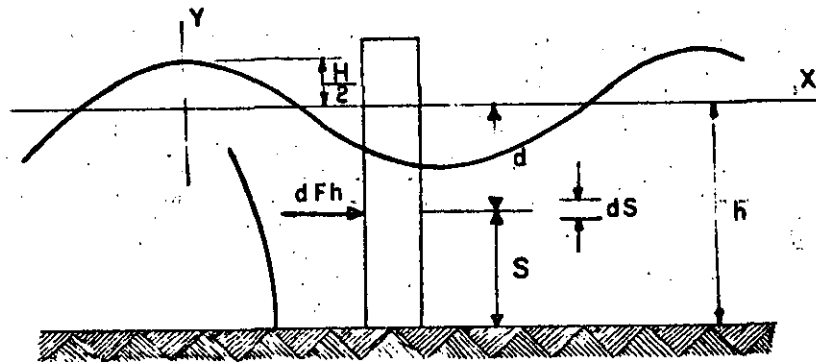


Fig. 71

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

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

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

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

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

GENERALIDADES

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

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

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

TOPOHIDROGRAFIA

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

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

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

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

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

W I E N T O S

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

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

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

M A R E A S

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

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

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

OLEAJE

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

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

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

MUESTREO DE LOS MATERIALES DEL FONDO

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

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

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

LEVANTAMIENTO ESTRATIGRAFICO

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

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

PRESENTACION DE RECOMENDACIONES.

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

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

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



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

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS

D R A G A D O

ING. MARIO RODRIGUEZ DE LA GALA V.

SEPTIEMBRE, 1985.

DRAGADO

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

MARIO R. DE LA GALA.

DRAGADO

DATOS HISTORICOS.

DIFERENTES TIPOS DE DRAGAS. SUS APLICACIONES.

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

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

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

Holanda e Italia reclaman la paternidad de haber introducido-

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

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

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

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

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

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

Se pueden resumir en cinco los objetivos principales del dragado:

- 1) Profundizar o mantener la profundidad de ríos, lagunas, canales o puertos marítimos.
- 2) Elevar el nivel de áreas bajas del terreno para mejorar sus condiciones.
- 3) Construir diques y otras obras de control de corrientes y de la línea de costa.
- 4) Explotar depósitos subacuáticos con valor comercial tales como minerales, plantas para productos alimenticios, coral, esponjas, grava, arena y fertilizantes.
- 5) El relleno de áreas ganadas al mar que sin ser necesariamen

te bajas, se requieren para determinado fin.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

(Fig.1).

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

4 m³ Dipper Dredger "Negishi Go"

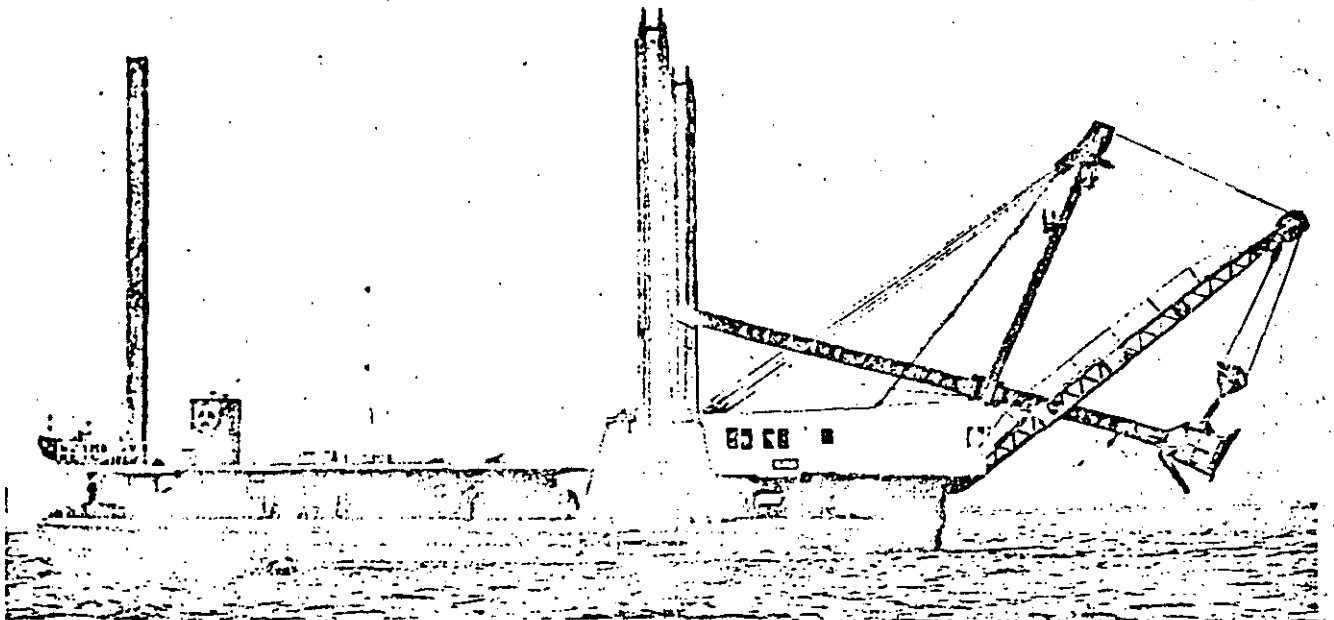


Fig. 2.

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

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

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

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

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

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

volumen que disminuirá rápidamente con la profundidad y la dure-

za del material.

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

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

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

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

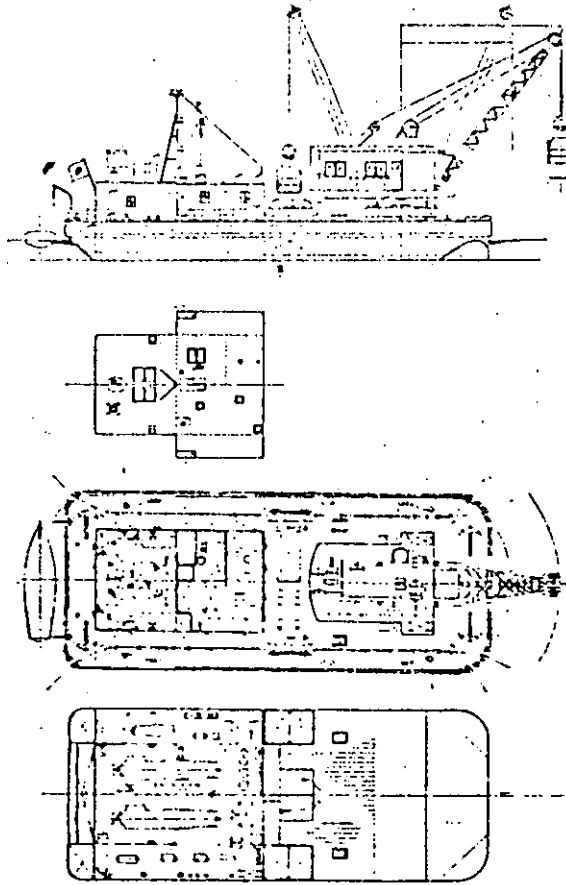
La eficiencia de las dragas de bote de arrastre es menor que la de pala.

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

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

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

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



Specifications

Max. dredging depth:	20 m
Dredging capacity:	240 m ³ /h
Grab capacity:	4 m ³ (half-jine type)
Hoisting capacity:	16 tons
Dredging radius:	10 m
Hoisting speed:	70 m/min
Lowering speed:	100 m/min
Slewing speed:	7.5 rpm
Hoisting speed:	2.3 m/min
lpp X B X D X d:	26.40 m X 11.00 m X 2.50 m X 1.30 m
Generator engine:	Diesel 320 PS X 600 rpm X 2
Generator:	DC 150 kw X 600 rpm X 2, DC 50 kw X 600 rpm X 1
Date of delivery:	November 1957
Owner:	Ministry of Transportation, Japan

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

Fig. 3

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

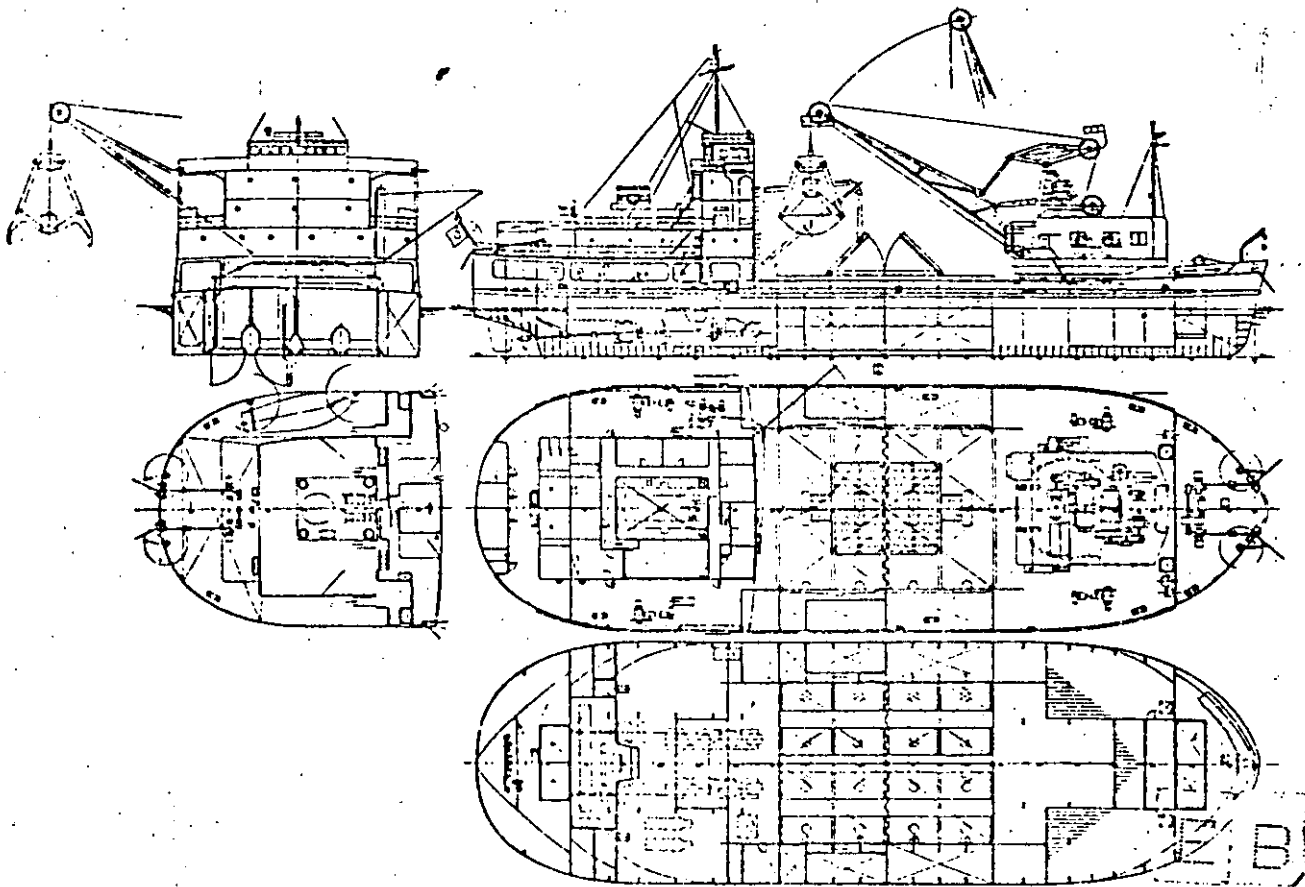


Fig. 4

Specifications

Max. dredging depth:	24 m
Dredging capacity:	160 m ³ /h lat a 10 m cepht
Hooper capacity:	1,107 m ³
Grab bucket:	10 m ³ (orange peel type), 13 m ³ (clamshell)
Hoisting capacity:	60 tons
Dredging radius:	9-20 m
Hoisting speed:	60 m/min
Lowering speed:	70 m/min
Slowing speed:	1 rpm
Turning speed:	Approx. 25 m/min
lca X lpp X B X D X d:	21.9 m X 39.00 m X 19.50 m X 5.00 m X 3.79 m
Gross tonnage:	1,992 tons
Navigation area:	Greater coasting
Speed at trial:	8.5 knots
Propulsion motor:	DC 400 kw X 350 rpm X 2
Propellers:	3 blade solid X 2
Main generator engine:	Diesel 900 PS X 400 rpm X 2
Main generator:	DC 450 kw X 2
Hoisting motor:	Ward-Leonard DC 400 kw X 600 rpm X 2
Date of delivery:	March 1964
Owner:	Ministry of Transportation, Japan

Builder: Uruga Heavy Industries, Ltd.

Fig. 4

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

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

Su forma de trabajar es estacionaria.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Uno de 20.0 m³. y 100 tons. de peso

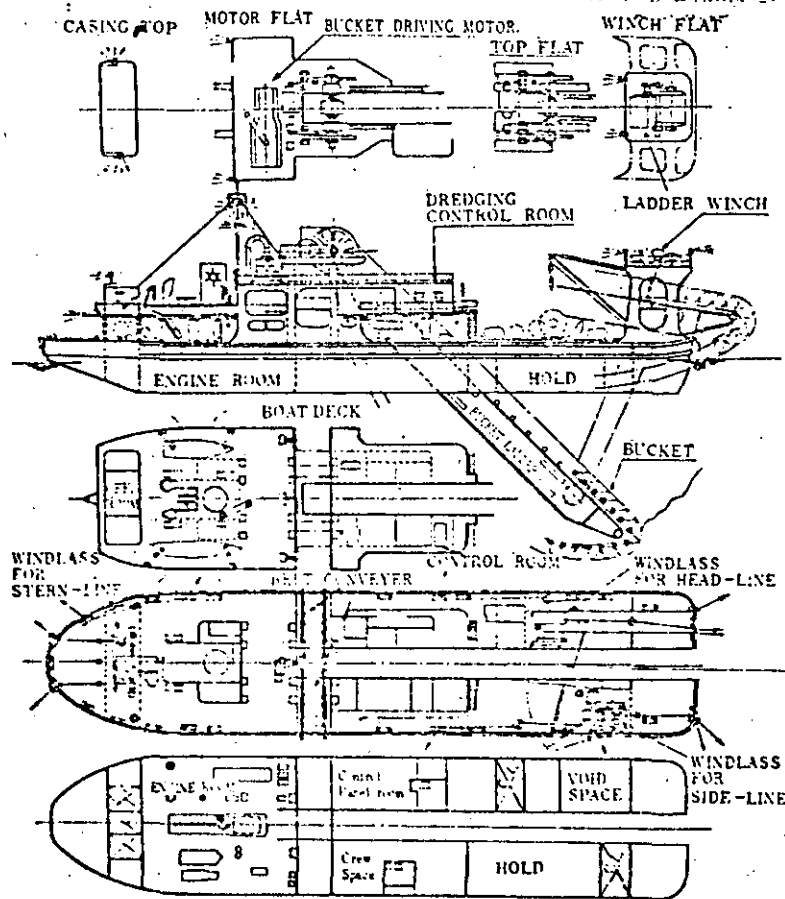
Los pesos son sin material.

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

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

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

Esta escala es arriada hasta adquirir un ángulo máximo de 45° 6- menor, de acuerdo a la profundidad de dragado. (Ver fig. No. 5)



Specifications

Max. dredging depth:	14.5 m
Dredging capacity:	630 m ³ /h
Bucket:	0.5 m ³ X 68 pcs. 20-30 pcs per min
Loa X lpp X B X D X d:	59.50 m X 54.00 m X 12.00 m X 4.20 m X 2.70 m
Main generator engine:	Diesel 1,000 PS X 525 rpm X 1
Main generator:	No. 1 DC 450 kw. 450 V X 1 No. 2 DC 200 kw. 225 V X 1
Bucket driving motor:	DC 400 kw X 1
Head line winch motor:	DC 60 kw X 1
Side line winch motor:	DC 35 kw X 2
Stern line winch motor:	DC 35 kw X 1
Ladder hoist winch motor:	DC 90 kw X 1
Date of delivery:	August 1942
Owner:	Harbor Bureau, Tokyo Metropolitan Office

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

Fig. 5

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

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

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

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

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

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

Sus desventajas se pueden resumir en:

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

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

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

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

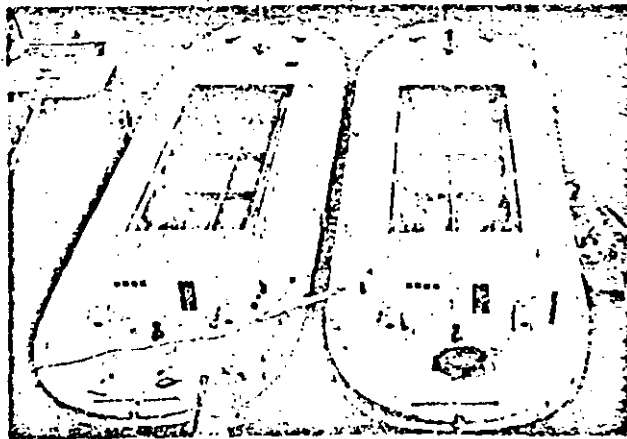
Los chalanes tolva pueden ser, de acuerdo a la forma de transpor te:

- 1.- Remolcadores
- 2.- Empujados

3.- Propulsión propia

y de acuerdo a la forma de descarga:

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



Specifications

Length: 40.00 m
 Breadth: 10.25 m
 Depth: 7.4 m
 Draft: 2.50 m
 Date of delivery: 1960
 Owner: Ministry of Agriculture and Forestry, Japan

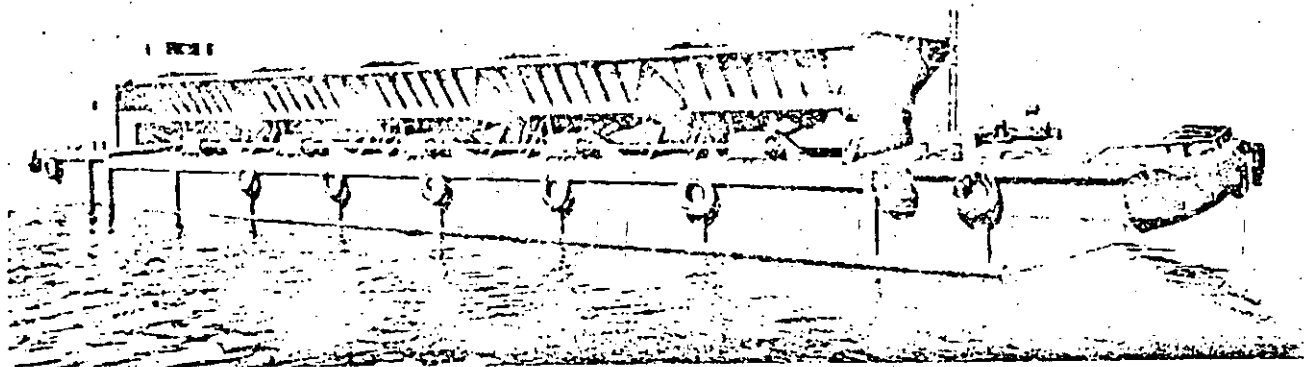
Builder: The Hakodate Dock Co., Ltd.

Fig. 6

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

B U

Stone Dump Barge "Sekium Go No. 1"



Characteristics

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

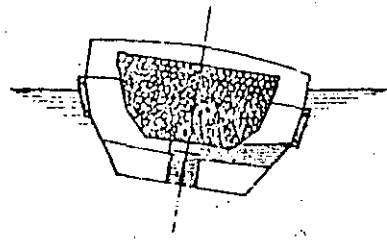
Specifications

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

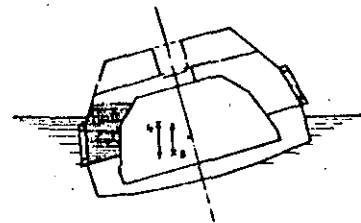
Builder: .. The Hakodate Dock Co., Ltd.

Fig. 7

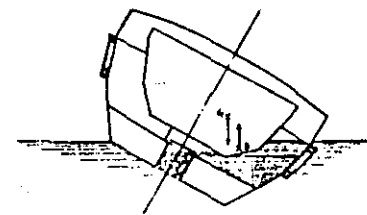
Giro completo de la embarcación. (Ver fig. No. 8.)



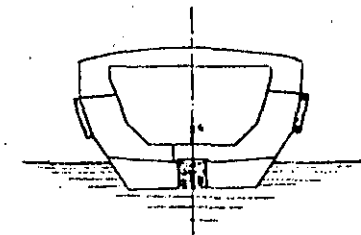
注排水弁を開いた後の状態
で片舷のタマコに水が入り船
は平衡を失って傾倒を始め
める



傾斜が90度未満となり、船
は直立となり、搭載
物を完全に放棄し空船となる
軽くなった船は重心と浮力
位置が逆になり復元を始め



約30度に復元した状態でタ
コ内の水の一部は既に注排水
弁より流出し船体の復元力
タココ内の傾斜力に勝って次第
に水を流出しながら復元する
(船はこの状態の儘復元する)



タココ内の水が完全に流出し
切った時、船は完全に復元し
元の空船状態に戻り、注排水
弁を閉鎖して次の搭載を持つ
ことになる

Fig. 8

Con respecto a la forma de la tolva:

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

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

Para las del tipo de remolque o empuje se utilizan remolcadores--
(Ver Fig. No. 9)

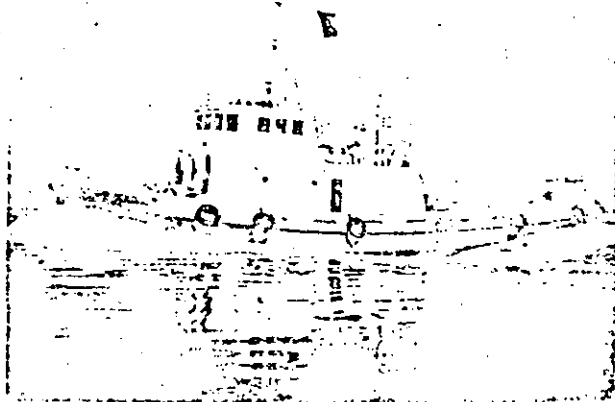


Fig. 9

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

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

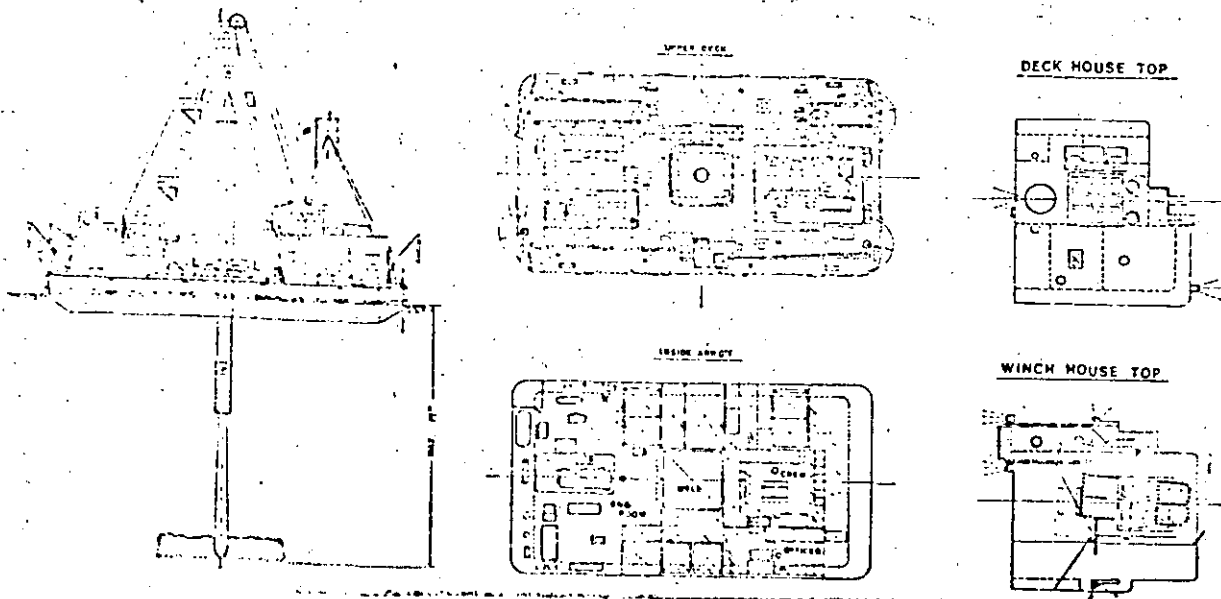
Aunque en la mayor parte de los casos el material extraído puede ser llevado hasta el mismo lugar de depósito y ahí vertirlo, en algunas ocasiones no es accesible a la embarcación por requerirse el depósito en lugares expuestos o tierra adentro, en lugares bajos, por lo que puede presentarse el caso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

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

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

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

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



Specifications

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

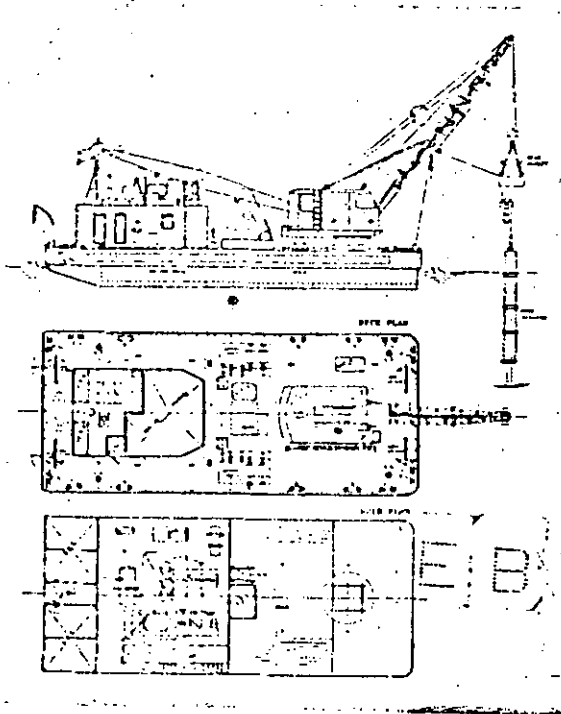
Builder: ... Sasebo Heavy Industries Co., Ltd.

Fig. 10

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

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

(Ver fig. 11)



Specifications

Type of rock breaker:	Compressed air driven percussion hammer type
Maximum rock-breaking depth:	15 m under water
Rock breaking capacity:	Striking force 1,800 kg/m Number of blows 105/min
Use X B X D X di:	19,40 m X 8,40 m X 2,00 m X 1,00 m
Generator:	AC 30 kVA X 225 V, 40 cycle X 1
Generator engine:	Diesel 40 PS X 1,200 rpm X 1
Dredging equipment:	
Air compressor:	2 cylinder double acting, 2 stage type X 1
Air compressor engine:	Diesel 220 PS X 1,800 rpm X 1
Diesel aspirator:	1
Pine mover:	Diesel 125 PS X 1
Maximum lift above W.L.:	9 m
Maximum lift under W.L.:	15 m
Working radius:	8.5 m
Working load:	8 tons
Working speed:	3 rpm
Grab bucket capacity:	1.3 m ³
Date of delivery:	March 1960
Owner:	Hokkaido Development Agency

Fig. 11

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

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

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

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

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

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

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

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

Specifications

Max. dredging depth:	17 m (drag arm inclination 40°)
Hopper capacity:	2,050 m ³
Dredging pump:	5,000 m ³ /h X 17.0 m X 210 rpm X 2
Max. discharge distance:	2,000 m
Suction and discharge pipe dia:	Suction 630 mm, Discharge 560 mm
Loa X lpp X B X D X d:	91.05 m X 85.00 m X 16.00 m X 7.00 m X 5.20 m
Gross tonnage and deadweight:	3,212 tons and 3,521 tons
Speed at trial:	13.27 knots
Dredging spread:	About 3 kncls (against the tidal current of 3 kncls for soft mud)
Navigation area:	Greater coasting
Class:	Japanese Government
Propulsion motor:	AC 1,000 kw X 1,200 rpm X 2
Propeller:	3 blade controllable pitch propeller 2.7 m diameter X 240 rpm X 2
Main generator engine:	Diesel 2,400 PS X 514 rpm X 2
Main generator:	AC 1,900 kVA X 514 rpm X 3,300 V X 2
Dredging pump motor:	AC 500 kw X 1,200 rpm X 2 Static Kramer control
Bow thruster:	3 blade, reversible, adjustable pitch propeller type driven by a 3 stage pole change 220/110/55 kw AC motor
Drag arm:	Side trawling type X 2
Drag head:	Self adjustable type and adjustable type 2 sets each
Trunnion:	Sliding type X 2
Oil hydraulic motor:	
Drag head winch:	50 kw X 1,100/550 rpm X 2
Ball joint winch:	20 kw X 1,680/840 rpm X 2
Trunnion winch:	20 kw X 1,680/840 rpm X 2
Complement:	61 persons (3 shifts)
Date of delivery:	March 1964
Owner:	Ministry of Transportation, Japan

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

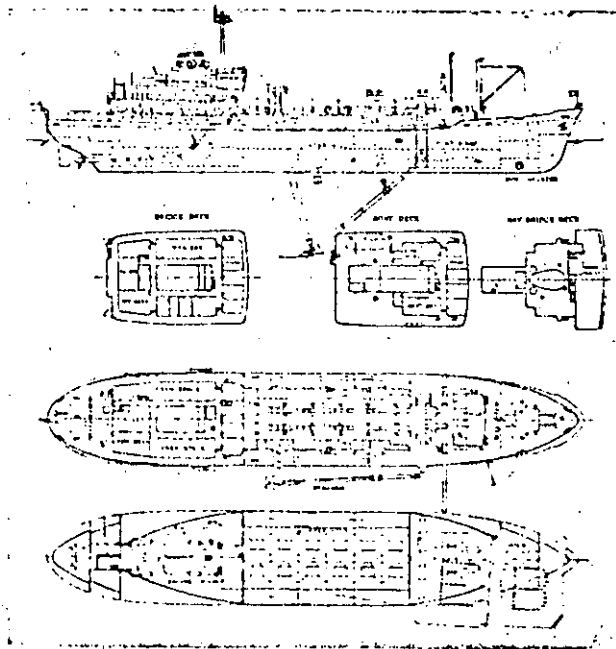


Fig. 12

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

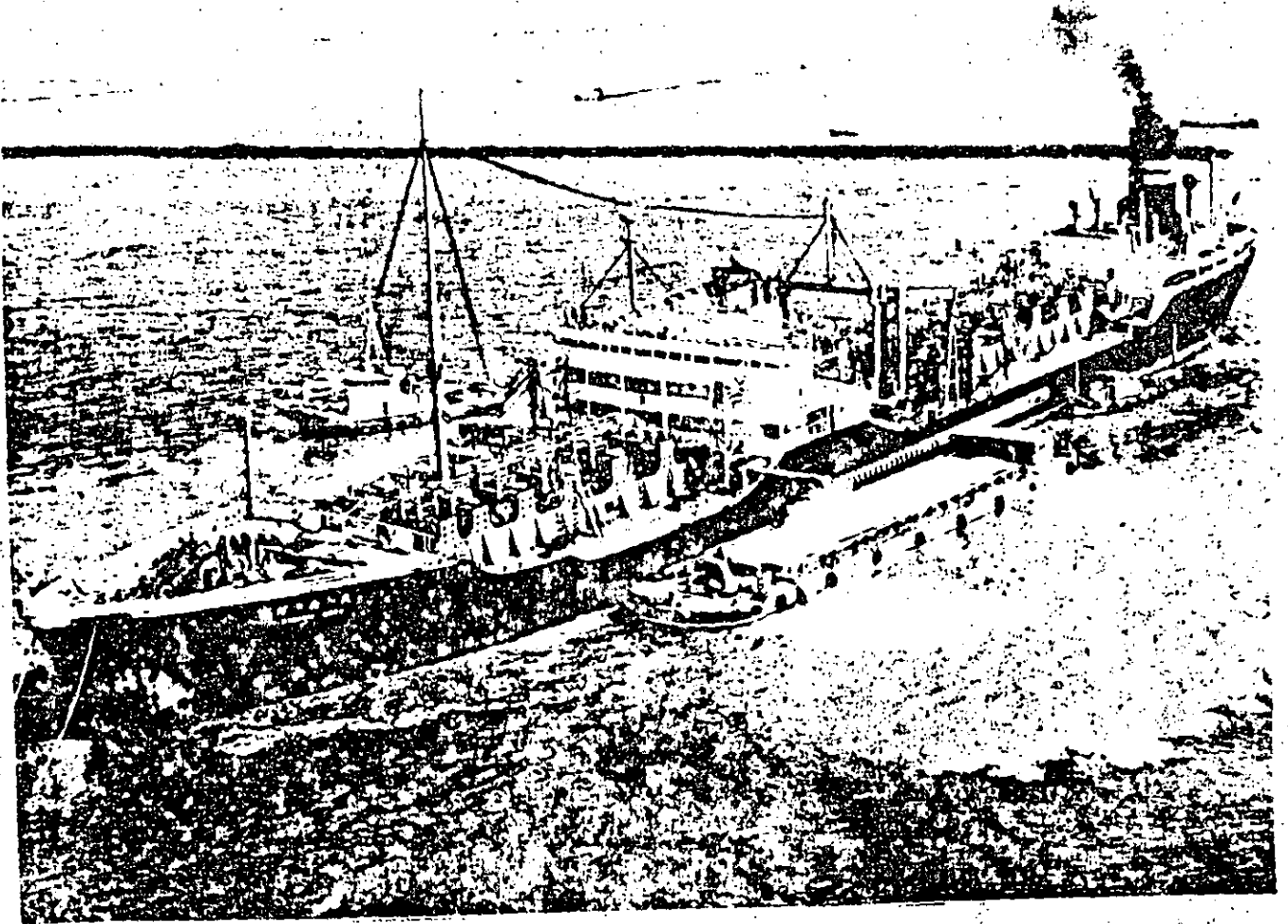
El material es levantado del fondo mediante una tubería que en su extremo inferior tiene una rastra o cabeza, ascendiendo aquel por el tubo debido a la acción de una bomba centrífuga instalada a bordo de la embarcación.

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

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

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

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



Specifications

Main pump: Vertical, single suction, single stage spiral pump.
 4,200 m³/h X 18 m X 220 rpm X 2
 Suction pipe dia: 580 mm
 Discharge pipe dia: 580 mm
 Pump engine: Diesel, 600 PS X 600 rpm
 Jet pump: Vertical, double suction, single stage spiral pump.
 3,800 m³/h X 20 m X 2
 Suction pipe dia: 450 mm
 Discharge pipe dia: 450 mm
 Pump engine: Diesel 450 PS X 550 rpm X 2
 Vessels fitted with the equipments: Kudo Shoji Ryokan, Hiro
 Date of completion: January 1963
 Owner: Mitsui O.S.K. Lines, Ltd.

Builder: Watanabe Steel Works, Ltd.

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

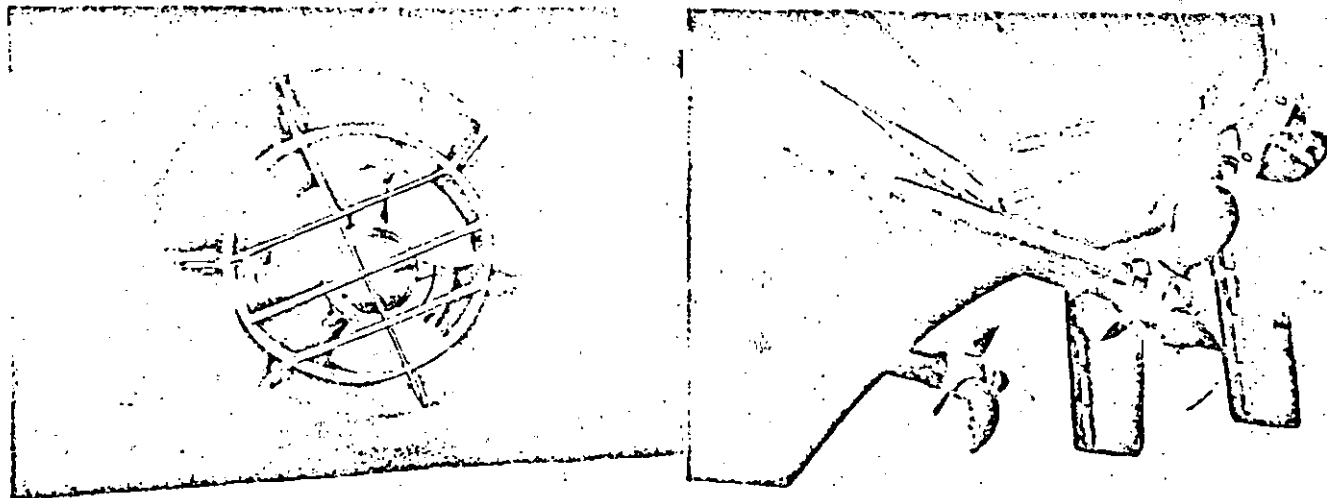
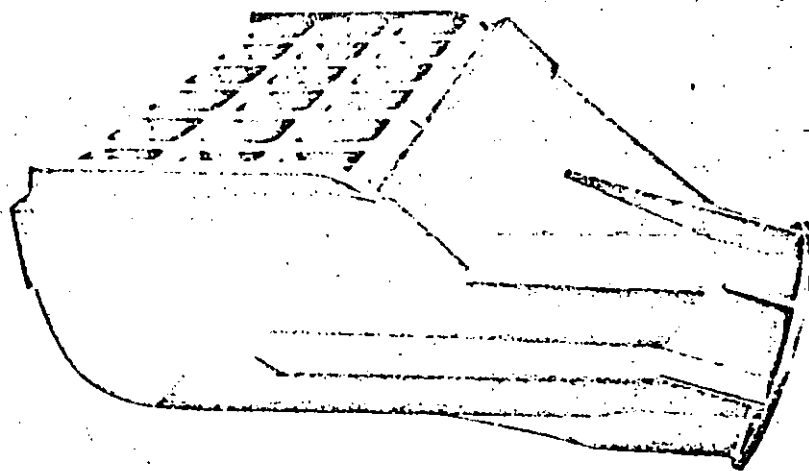


Fig. 14

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

Las cabezas de succión están divididas en dos tipos principales:

1.- Coral (Ver fig. 15)



ドラッグサクシオン 浅深船ドラッグヘッド

Fig. 15

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

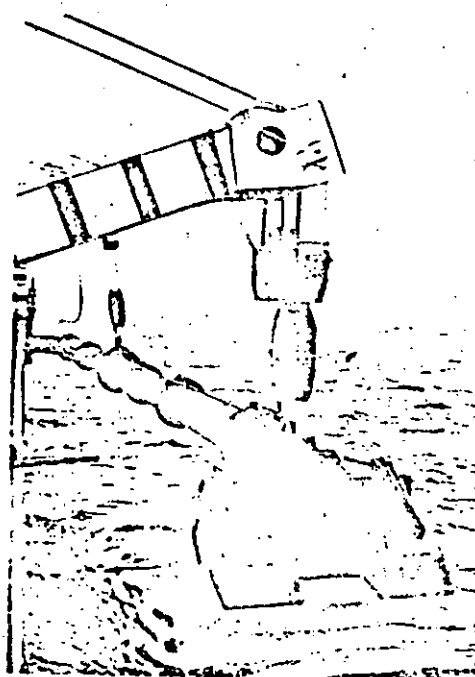


Fig. 16

La primera destinada al dragado de material suave.

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

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

Existen dos métodos para dragar:

1.- Sistema Americano

2.- Sistema Europeo

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

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

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

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

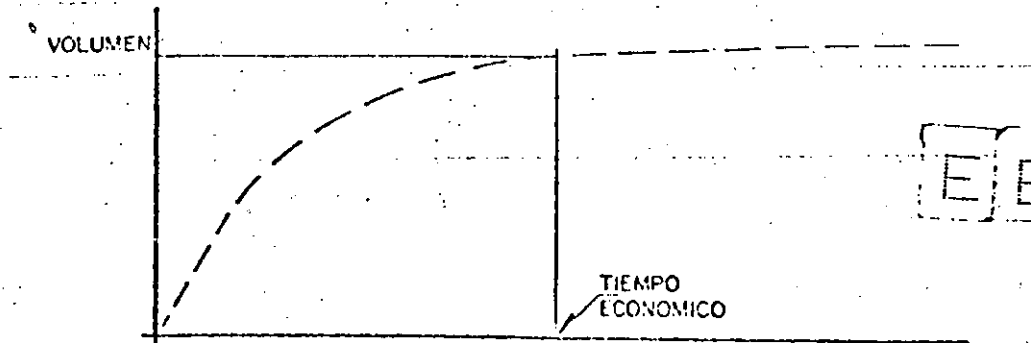
Con respecto a la eficiencia de estas dragas por su trabajo continuo mientras draga, es alto. Sin embargo, se ve afectada por la necesidad de suspender el dragado para ir al lugar de tiro -- donde deposita el material mediante la apertura de las compuertas que forman la parte inferior de la tolva.

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

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

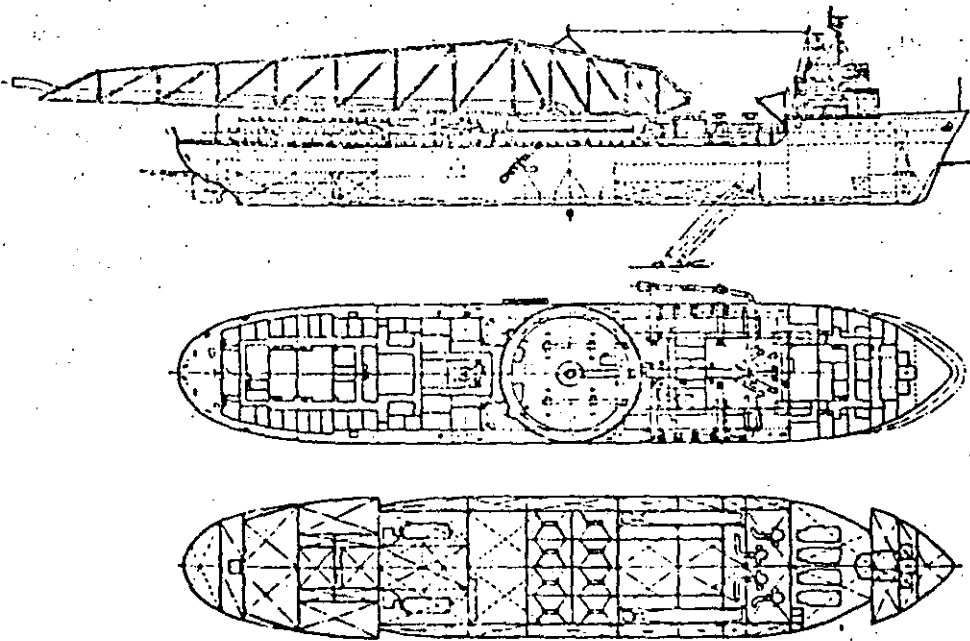
Aún cuando existen ecuaciones para determinar este tiempo, se puede aplicar una forma práctica de hacerlo, que consiste en son dar la tolva cada determinado tiempo; cuando el volúmen ya no -- tiene incrementos importantes para los mismos intervalos, se de-

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



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

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



Specifications

Max. dredging depth:	18.3 m
Hopper capacity:	2,330 m ³
Dredging pump:	19,300 m ³ /h X 235 rpm X 4
Suction and discharge pipe dia:	Suction 510 mm, Discharge 440 mm
100 X 100 X 8 X 10 X d:	142.20 m X 149.40 m X 29.06 m X 12.20 m X 7.20 m
Gross tonnage:	15,000 tons
Deadweight:	10,279 tons
Speed at trial:	13.98 knots
Speed while dredging:	3-4 knots
Navigation area:	Ocean going
Propulsion engine:	Diesel 5,250 PS X 255 rpm X 2
Main generator engine:	Diesel 2,000 PS X 514 rpm X 4
Main generator:	AC 1,250 kw X 4
Dredging pump engine:	Diesel 3,420 PS X 235 rpm X 4
Bow thruster:	Electric 170 kw X 2
Drag arm:	Side drag type 2, center drag type X 2
Drag head:	California type X 4
Trunnion:	Sliding type X 2 fixed type X 2
Date of delivery:	June 1961
Owner:	Universal Tankership Inc.

Fig. 17.

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

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

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

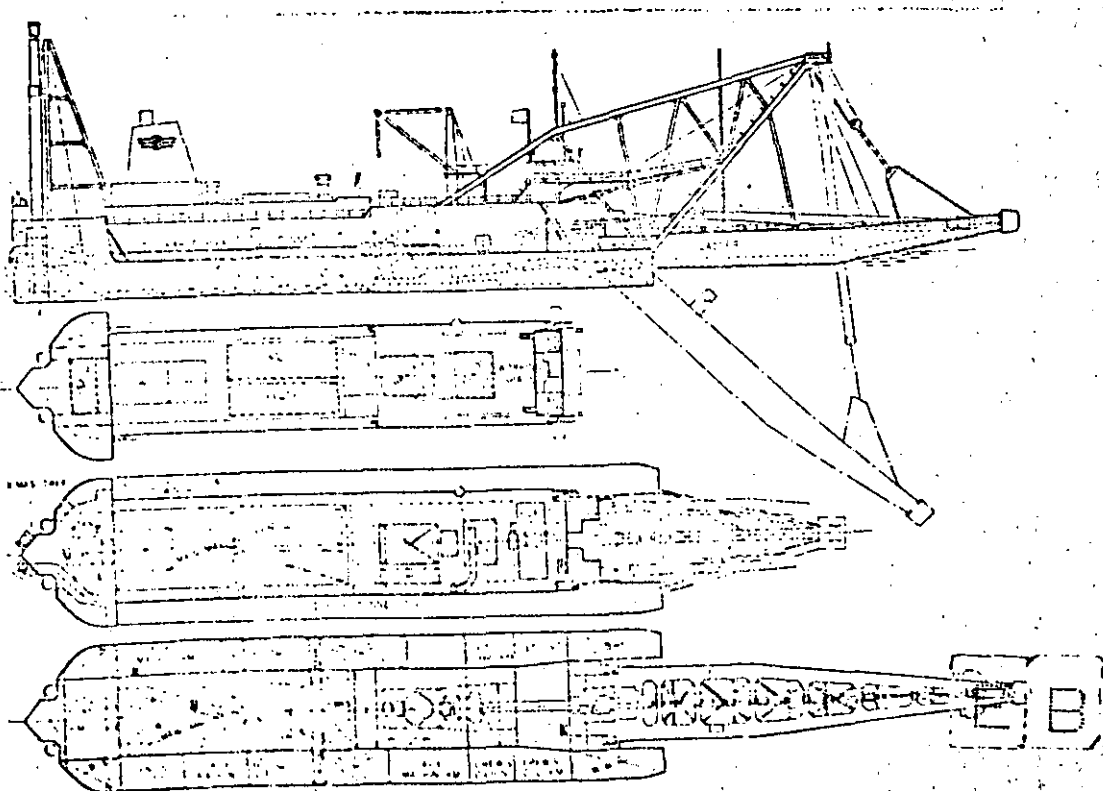


Fig. 18

Specifications

Max. dredging depth:	30 m
Nominal discharge distance:	4,000 m
Max. discharge distance:	8,000 m
Nominal dredging capacity:	1,500-2,000 m ³ /h
Ice X lpp X B X D X d:	114.00 m X 72.57 m X 17.50 m X 4.27 m X 3.10 m
Dredging pump:	10,000 m ³ /h X 100 m X 360 rpm X 1
Suction and discharge pipe dia.:	Suction 915 mm, Discharge 760 mm
Dredging pump motor:	AC 6,000 kw X 270-360 rpm X 1
Cutter:	5 or 6 blade enclosed type max. 36 rpm
Cutter motor:	Ward-leonard DC 1,500 kw X 1
Ladder and swing winch motor:	Ward-leonard DC 260 kw X 1
Spud and Christmas-tree winch motor:	Ward-leonard DC 140 kw X 1
Main generator:	AC 13,520 kVA X 6,600 V X 60 c/s X 3,600 rpm X 1
Main generator steam turbine:	12,650 kw X 3,600 rpm X 1
Main boiler:	44 kg/cm ² X 440°C X 55,300 kg/h
Date delivered:	April 1964
Owner:	Japan Development & Construction Co., Ltd.

Builder: Mitsubishi Heavy Industries, Ltd.

Fig. 18

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

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

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

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

6.- Plumas para los cables través (opcional)

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

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

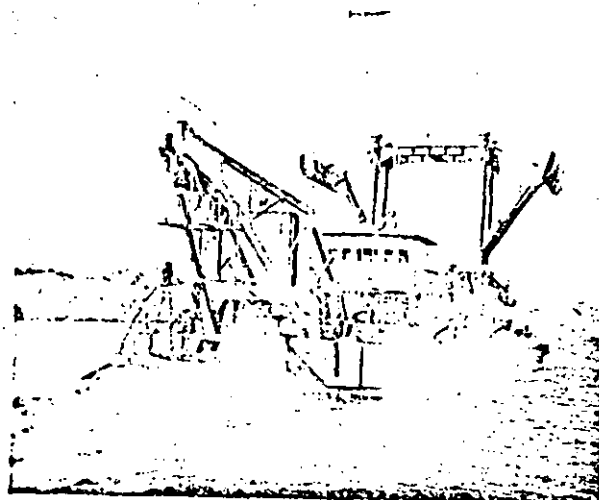


Fig. 19

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

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

(Ver figs. 20, 21 y 22).

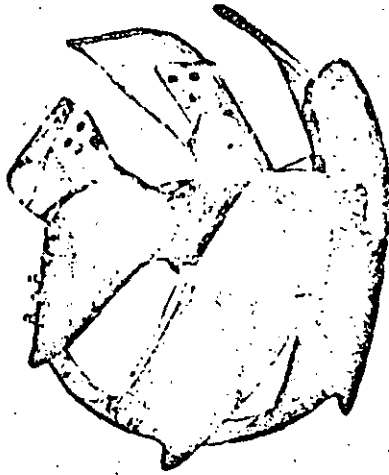


Fig. 20

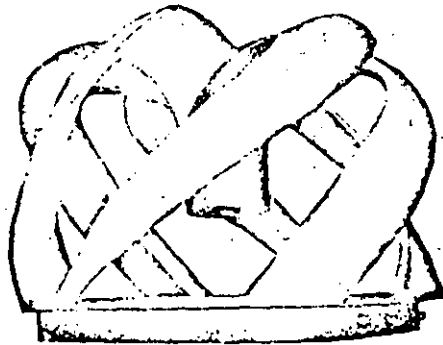


Fig. 21

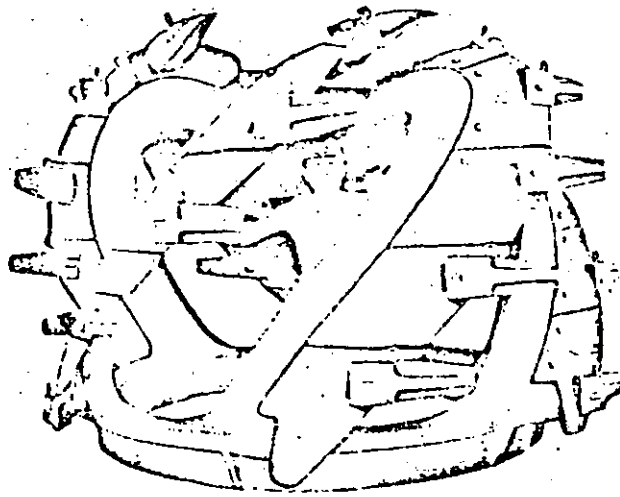
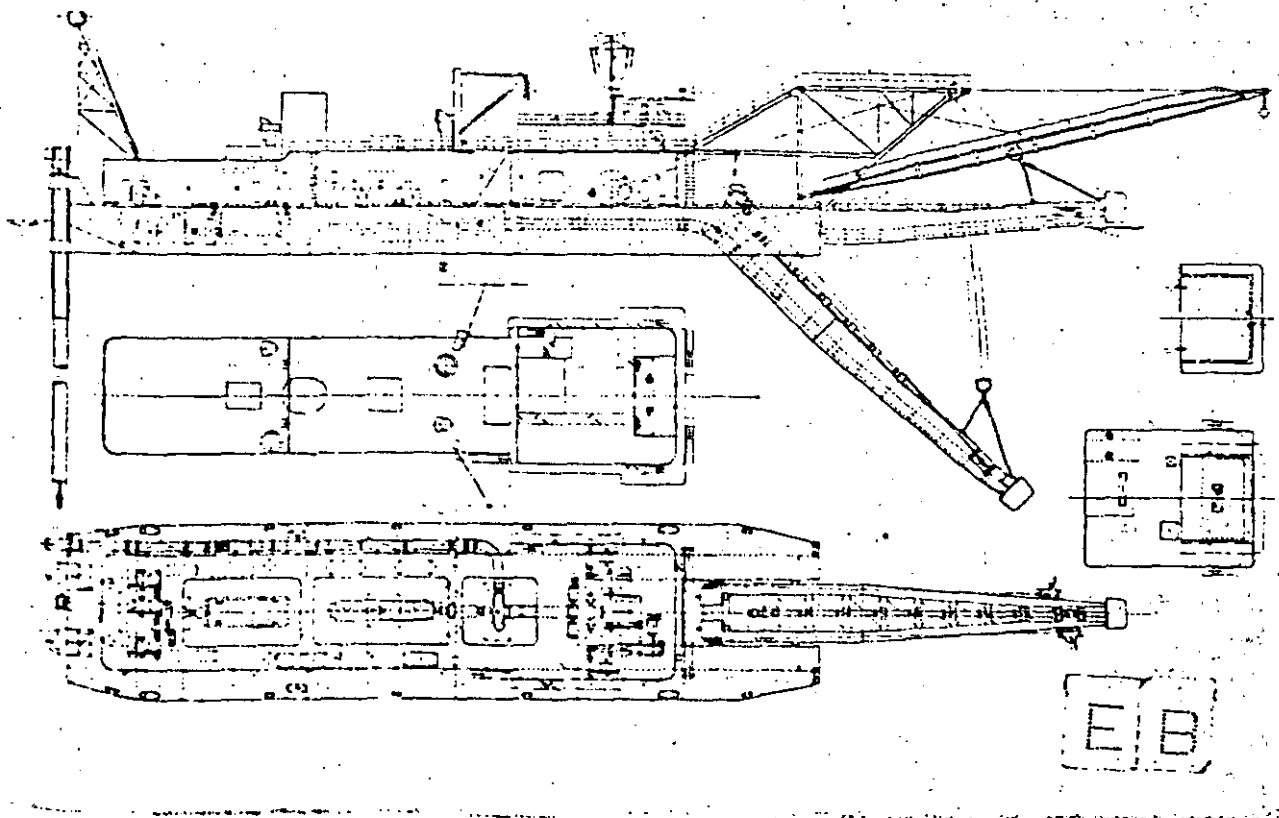


Fig. 22

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



Specifications

Max. dredging depth:	25 m
Nominal discharge distance:	2,000 m
Max. discharge distance:	4,000 m
Suction and discharge pipe dia:	Suction 915 mm, Discharge 760mm
Loa X lpe X B X D X dr:	97.60 m X 47.10 m X 15.86m X 4.27 m X 2.80 m
Dredging pump engine:	7,000 PS X 330 rpm X 1
Dredging pump:	8,000 m ³ /h X 85 m X 1
Main generator engine:	3,850 PS X 600 rpm X 1
Main generator:	AC 875 kVA X 1, DC 1,200 kw X 1, DC 300 kw X 1
Cutter:	Basket sheath type X 1, Basket teeth type X 1
Cutter motor:	DC Ward-Leonard 570 kw X 2
Swing motor:	DC 140 kw X 1
Spud motor:	AC 150 kw X 1
Ladder motor:	AC 270 kw X 1
Date of delivery:	September 1942
Owner:	Toy Harbor Works Co., Ltd.

Builder: Nippon Kokan K.K.

Fig. 23

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

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

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

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

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

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

ría .

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

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

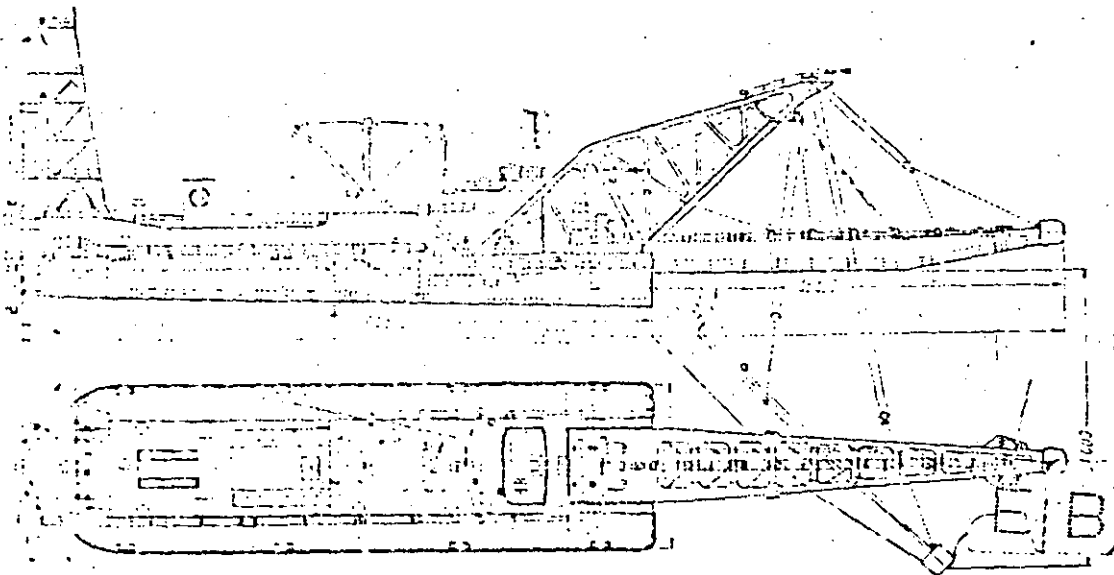
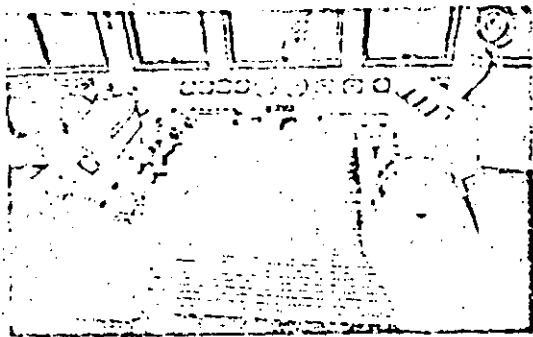
Plumas para los cables través.- Las dragas estacionarias se han dotado en la proa y por ambas bandas, de dos plumas que sirven para enmendar las anclas de los cables través con que abanica, - eliminando así el chalán grúa encargado de esta operación.

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

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

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

24).



Specifications

Max. dredging depth	30 m
Nominal discharge distance (fine sand)	4,000 m
Loa X Ipp X B X D X d	107.50 m X 44.80 m X 17.20 m X 4.50 m X 2.84 m
Dredging pump engine	Diesel 4,000 PS X 330 rpm X 2
Dredging pump	7,200 m ³ /h X 105 m X 330 rpm X 1
Main generator engine	Diesel 3,400 PS X 514 rpm X 1
Main generator	AC 2,500 kw X 1
Suction pipe dia.	900 mm
Discharge pipe dia.	780 mm
Carrier revolution	24, 16, 12 rpm
Carrier motor	AC 800 kw X 2
Swing winch motor	200 kw X 1
Spud winch motor	150 kw X 1
lesser winch motor	260 kw X 1
Date of delivery	June 1963
Owner	Soeki Kensetsu Kogyo Co., Ltd.

Builder:Uruga Heavy Industries, Ltd.

Fig. 24

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

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

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

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

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

La eficiencia de estos equipos está regida por la profundidad de-

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

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

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

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

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

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

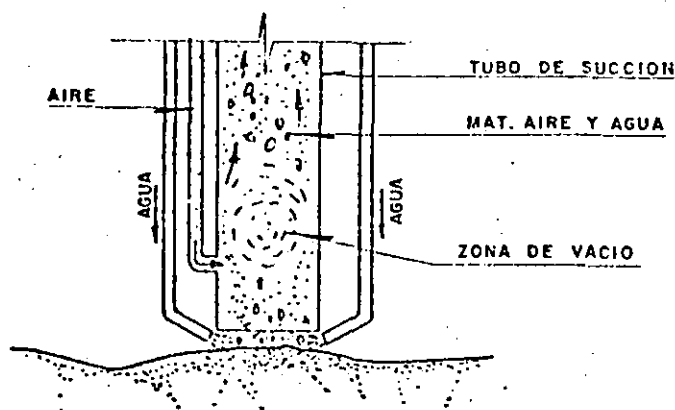
EQUIPOS DE DRAGADO PARA GRANDES PROFUNDIDADES. - Aún cuando por mucho tiempo la función primordial del dragado fue la de extraer material del fondo a fin de hacer la navegación segura dentro de los puertos y accesos a éstos, la Ingeniería ha aceptado el reto de extraer minerales, materiales pétreos para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

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

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

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

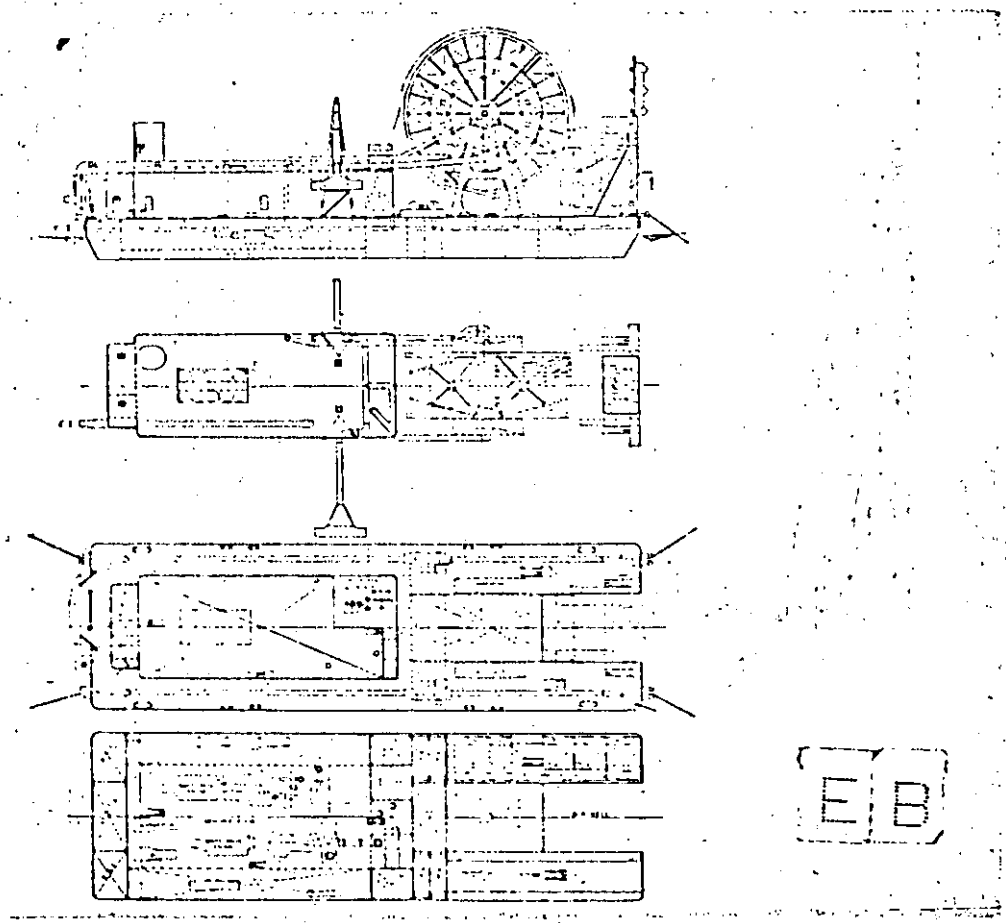
El sistema consiste de un tubo con una conexión lateral para - - una tubería de aire que enrarece el ambiente interior del tubo - y por diferencia de presiones ascienden las partículas sólidas. Se han aplicado chorros de agua en el extremo de la tubería para ayudar a desprender los materiales del fondo,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



Asímismo, para la explotación de bancos de arena ó grava, se utilizan las dragas dotadas del sistema de chorro de agua y succión.

El chorro de agua sirve para retirar la capa de fango que se encuentre sobre la arena o grava y la succión toma el material de buena calidad depositándolo en chalanes tolva, auxiliándose con-

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



Specifications

Max. dredging depth:	100 m
Normal discharge distance (using a booster pump):	2,000 m
Normal dredging capacity (gravel content 11.5%):	240m ³ /h
Main pipe dia:	
Jet and ejector water line:	300mm each
Mud line:	145 mm
Toe X Ipp X B X D X di:	49.00 m X 47.40 m X 14.30 m X 3.50 m X 2.10 m
Ejector pump:	1,200 m ³ /h X 160 m X 1,880 rpm X 1
Jet pump:	1,100 m ³ /h X 180m X 2,010 rpm X 1
Ejector and jet pump engine:	Diesel 2,500 PS X 540 rpm X 1
Booster pump:	2,200 m ³ /h X 90 m X 485 rpm X 1
Booster pump engine:	Diesel 2,000 PS X 500 rpm X 1
Main generator:	AC 125 kVA X 225 V X 2
Main generator engine:	Diesel 150 PS X 900 rpm X 2
Hose reel winch motor:	60 kw X 1
Moorings winch motor:	1 st kw/10 kw X 2
Date of delivery:	October 1963
Owner:	Ajia Shunetsu Co., Ltd.

Fig. 25

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

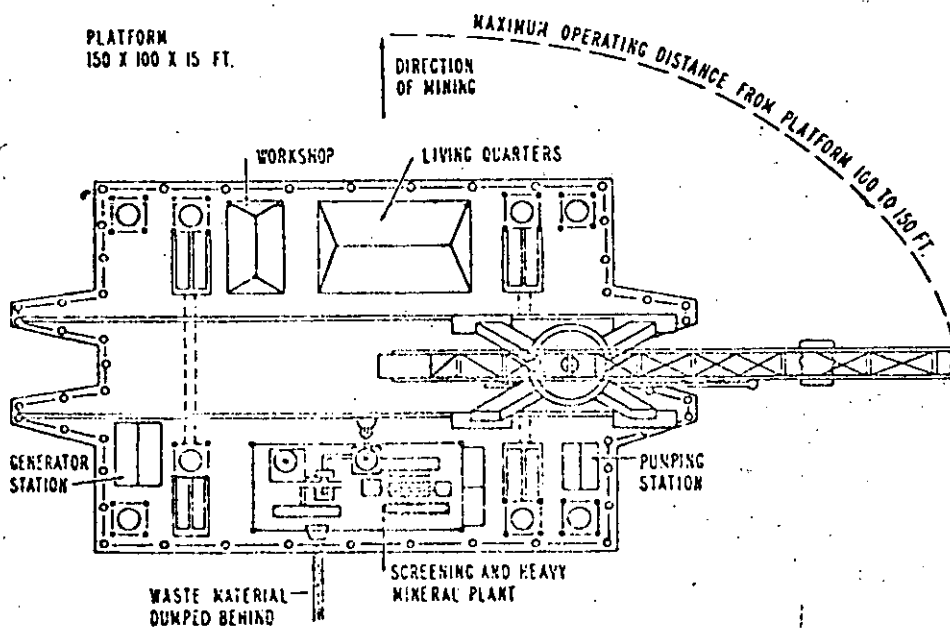
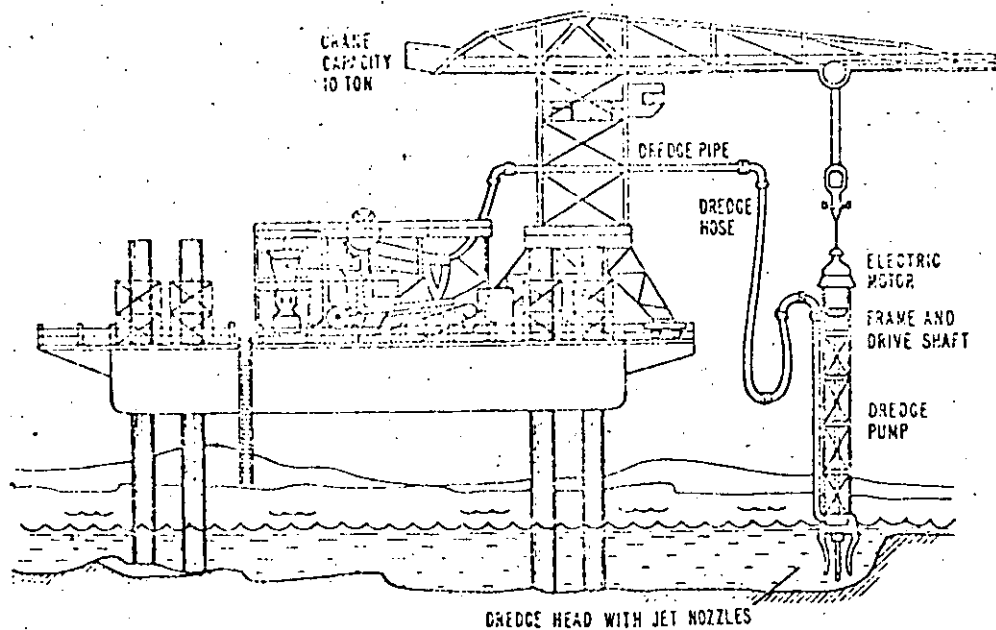


Fig. 27

Walking platform for mining in shallow water.

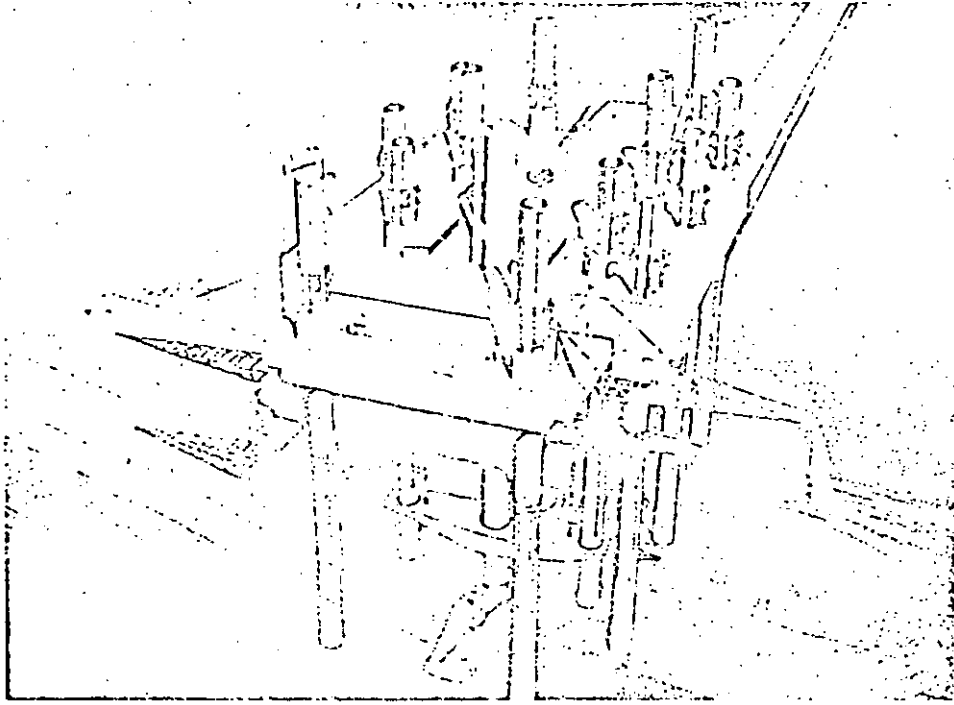


Fig. 29

Walking platform developed for digging a tunnel trench.

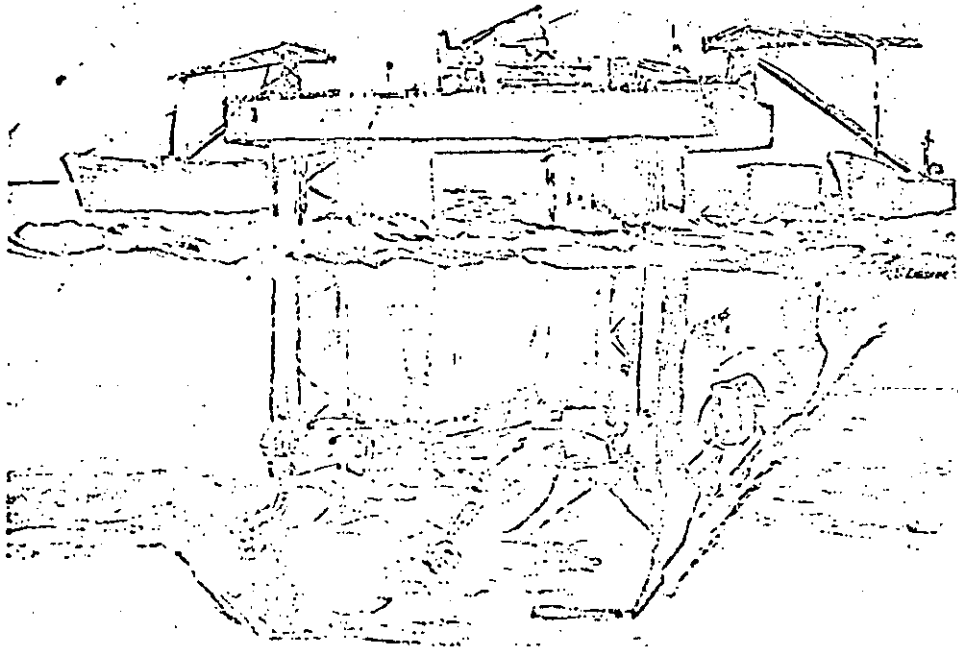
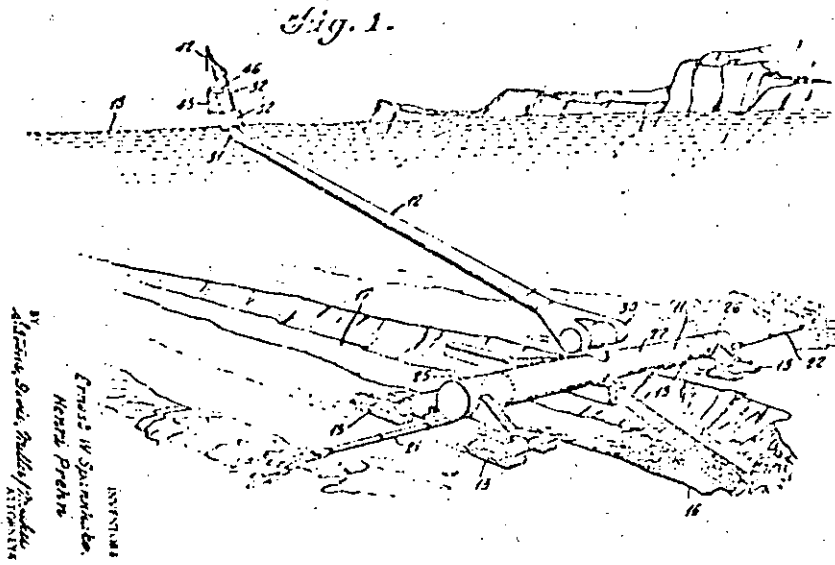


Fig. 28

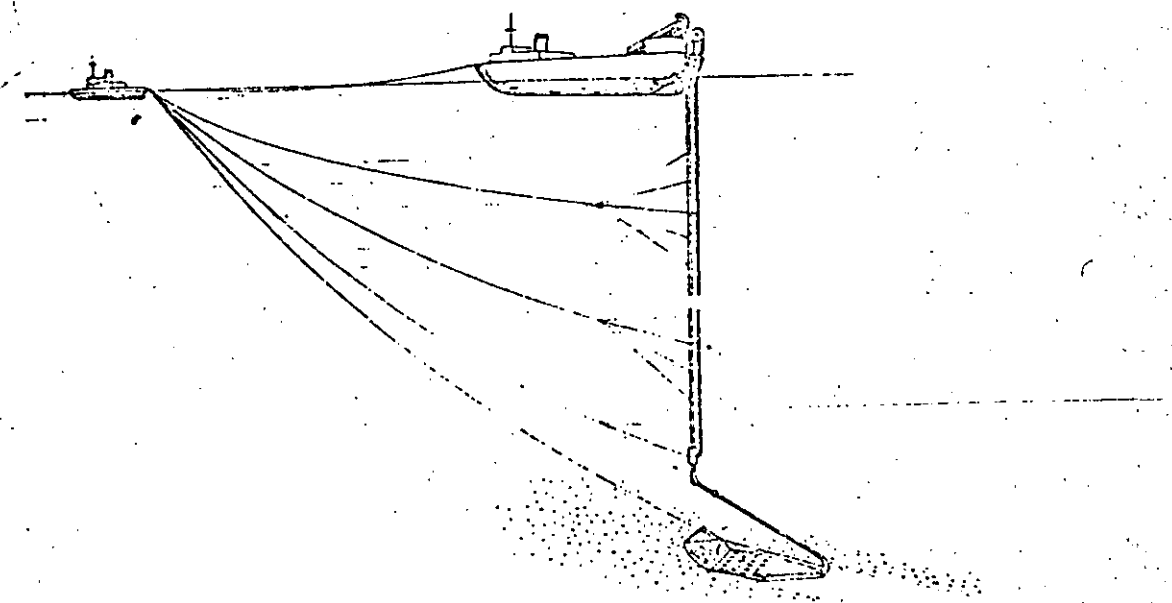
Bottom crawling dredge for digging tunnel trench.



MARCH 28 1967
 Filed Dec. 31, 1963
 E. W. SPANNAHAKE ET AL
 SUBMARINE DREDGE
 3,310,892
 Sheet 1 of 1

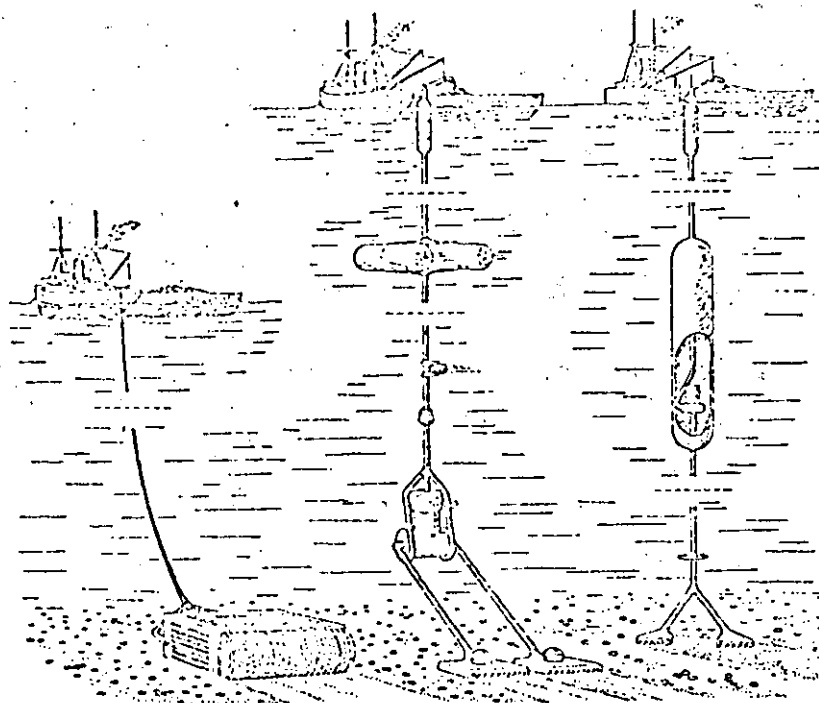
Bottom crawling dredge with access pipe.

Fig. 30



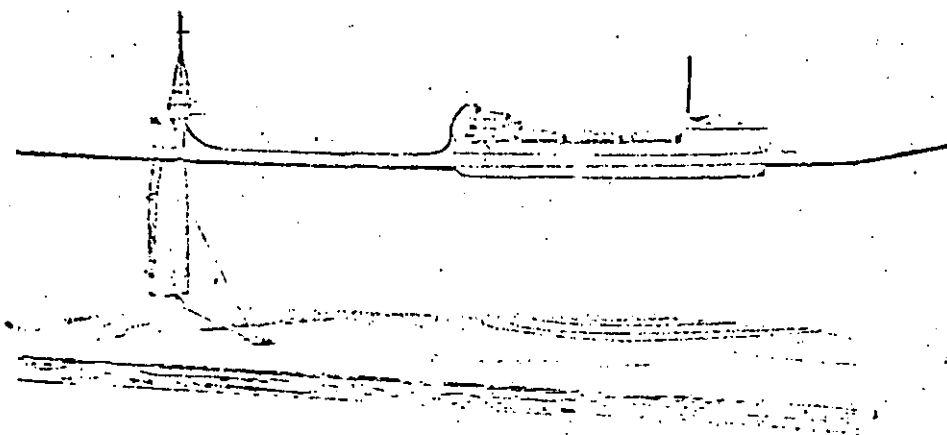
J. Ball proposed module mining by use of light-media lifting system.

Fig. 31



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

Fig. 32



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

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

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

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

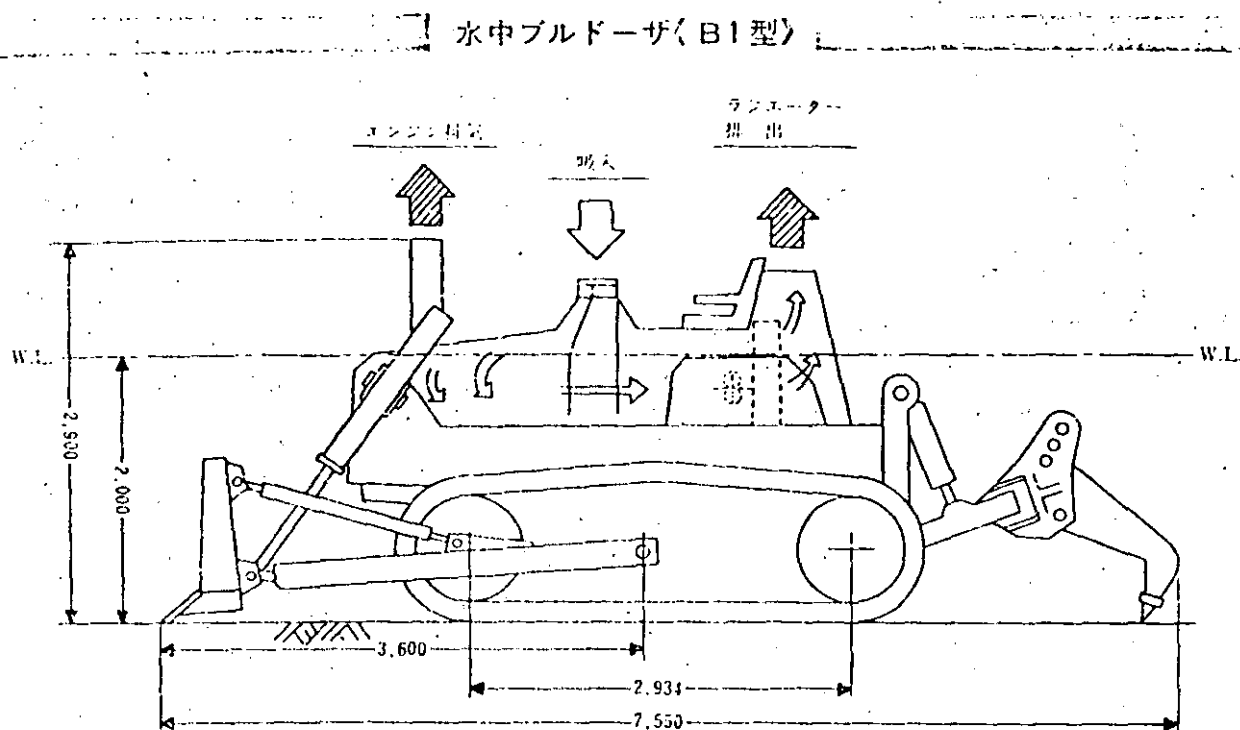
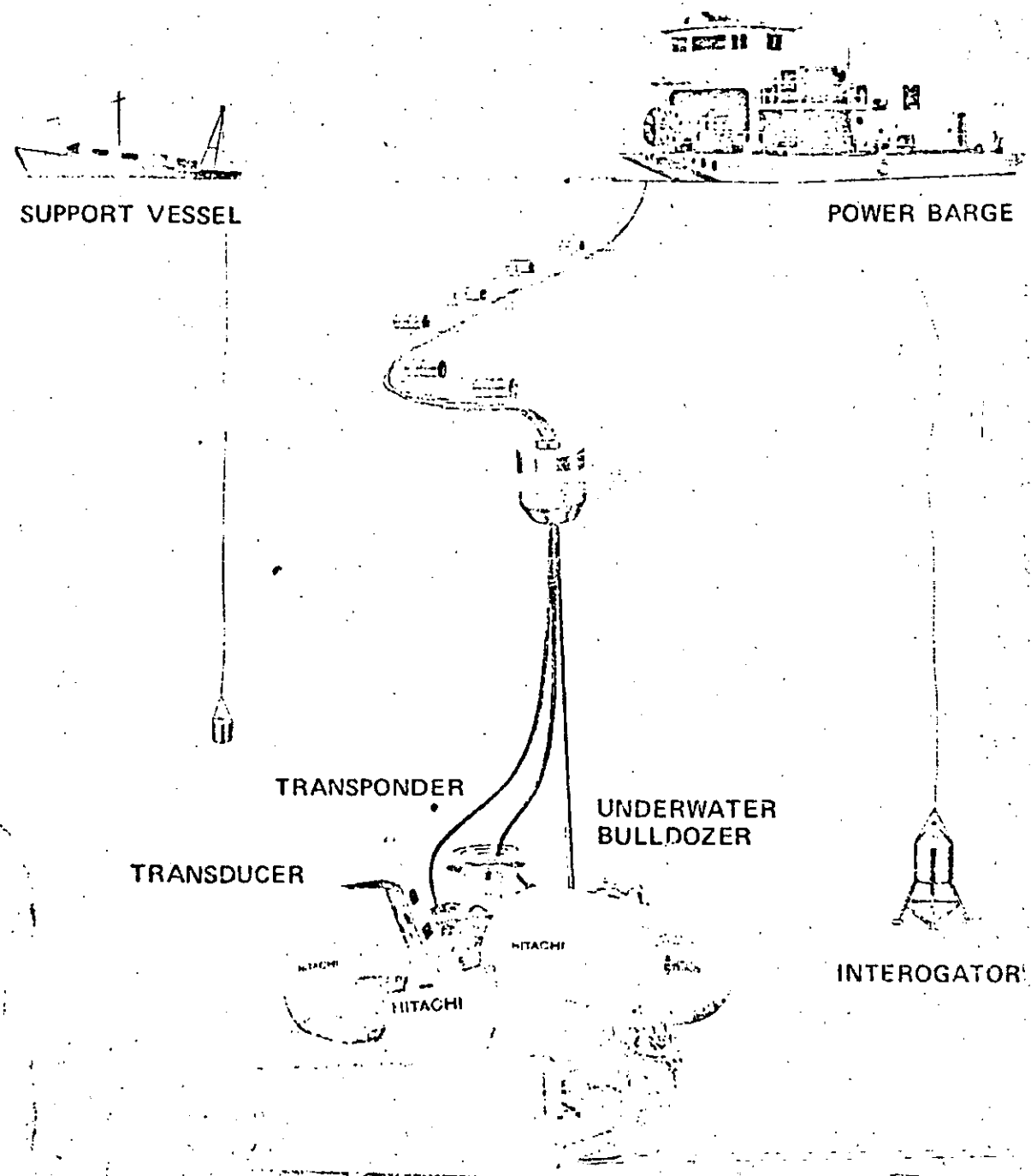


Fig. 35

y submarinos (Ver fig. 36).

JH360 UNDERWATER BULLDOZER SYSTEM



EB

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

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

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

表-5 土質 (砂) - 砂

($\sigma_{IL} = 19/3$)

Type of Drageon	clayey soil			sandy soil			gravel	boulder	round- stone	alt- stone	
	Soft N=2~5	medium 5~20	hard 30~50	soft N=2~5	medium 10~30	hard 30~50	L=1000mm	L=2000mm	L=1000mm		
Water Section (2000ms)	215	345	825	275	405	645	800	1400	2485	7780	
Grab (5m ³)	390	525	2625	535	605	1025	890		1715		
Bucket (0.5m ³)	325	500	1085	400	510	720	720		1725		
Dip-net (0m ³)	300	600	1335	635	635	1110	855		5725	2780	9450

Yues

DRAGADO

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

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

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

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

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

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

Las zonas de tiro pueden ser:

- a) Bajo el agua
- b) En tierra

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Los aparatos para determinar la profundidad pueden ser tan sim-

ples o complicados como lo requiera el trabajo.

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

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

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

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

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

aparatos electrónicos mismos que se describirán más adelante.

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

Las formas de registro de un ecosonda puede ser:

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

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

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

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

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

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

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

a) Métodos topográficos Convencionales

b) Utilizando el Shoran, Loran ó sistema Decca.

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

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

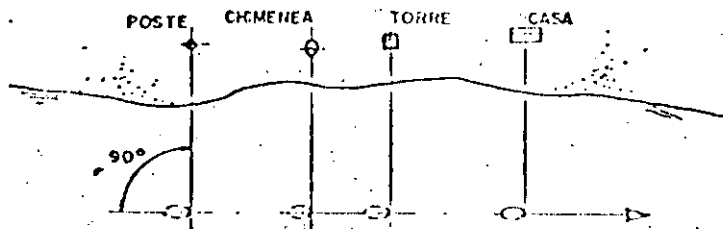


Fig. 1

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

(Fig. 2).

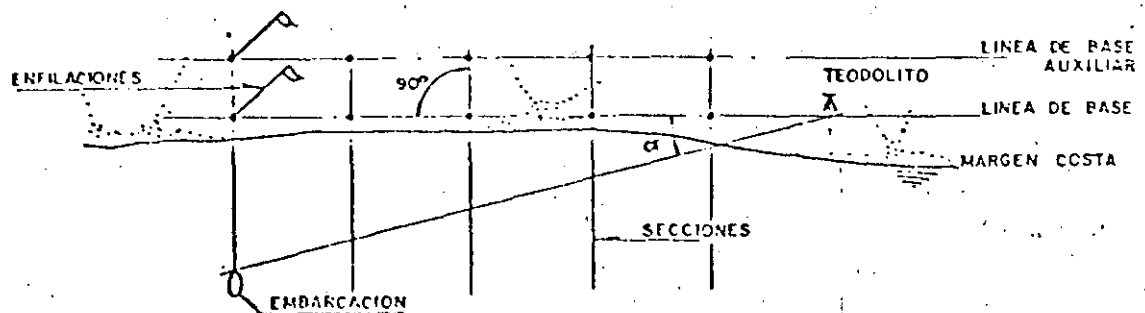


Fig. 2

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

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

cuenta con una gráfica continua.

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

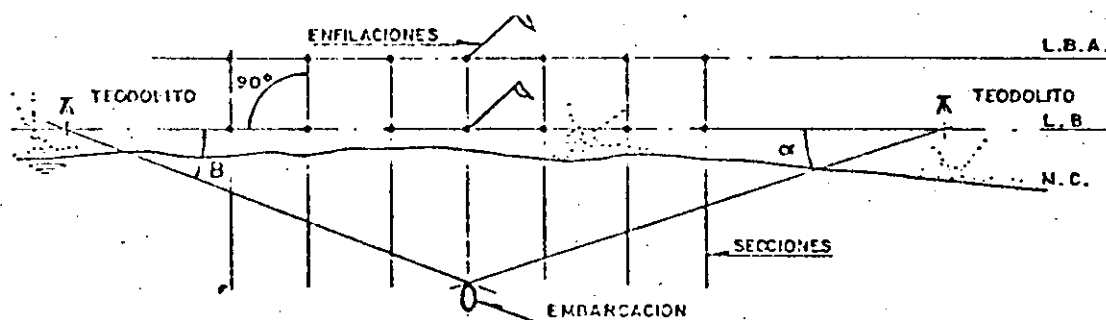


Fig. 3

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

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

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

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

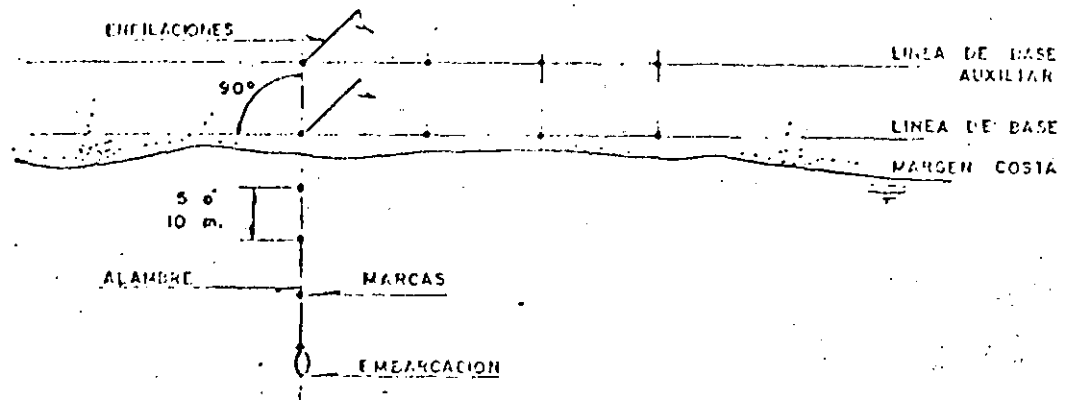


Fig. 4

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

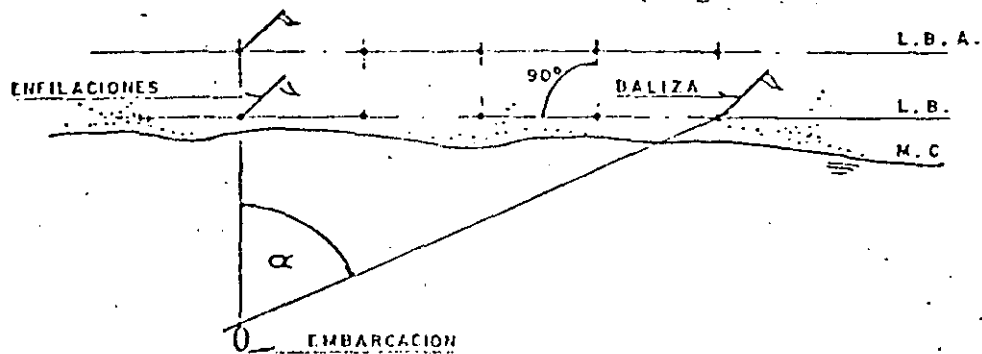


Fig. 5

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

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

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

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

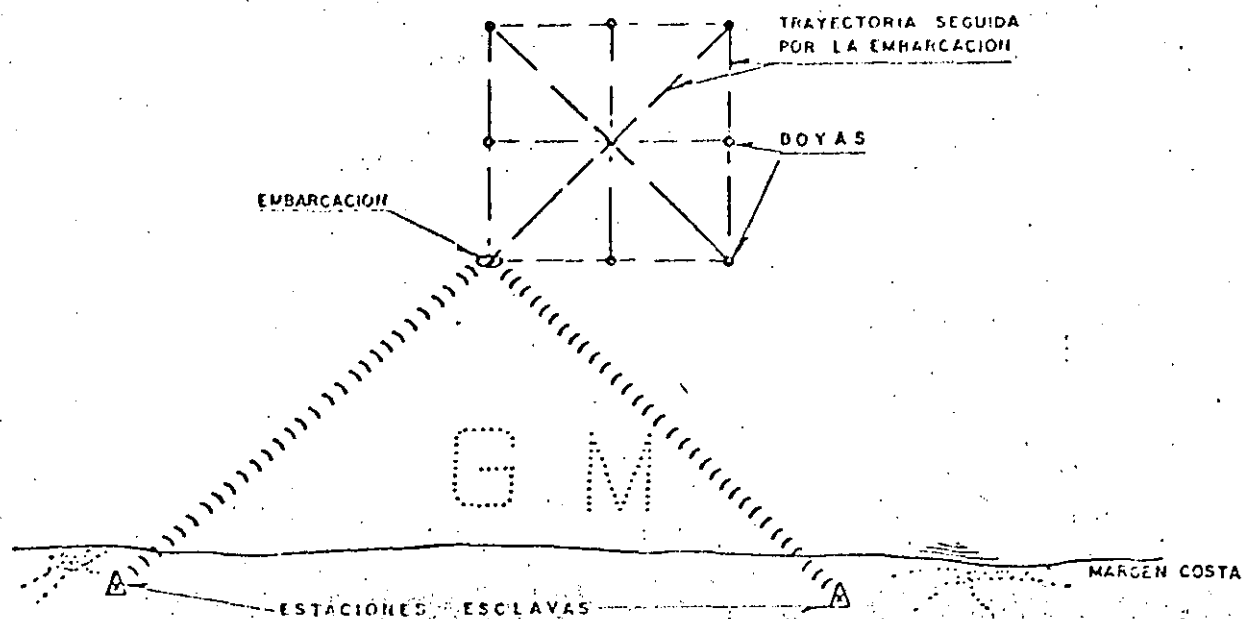


Fig.6

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

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

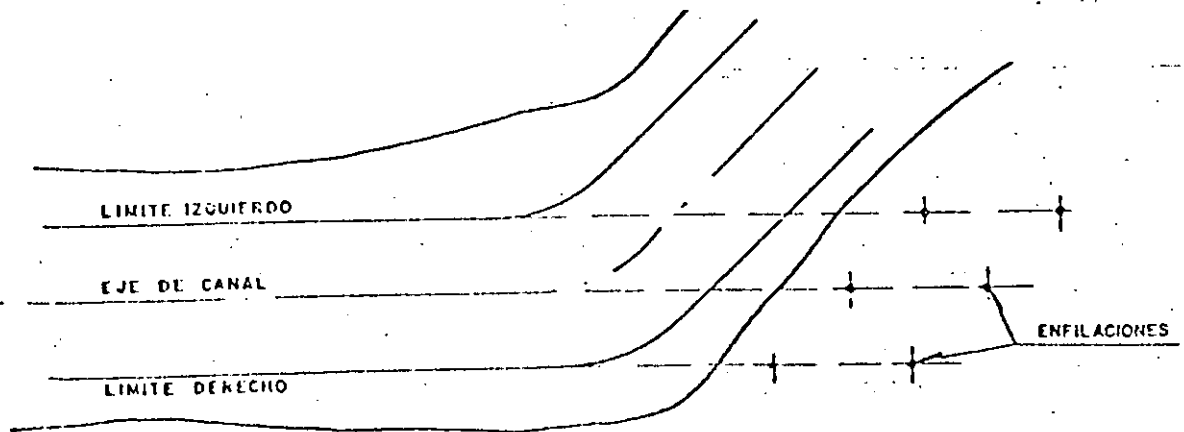


Fig. 7

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

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

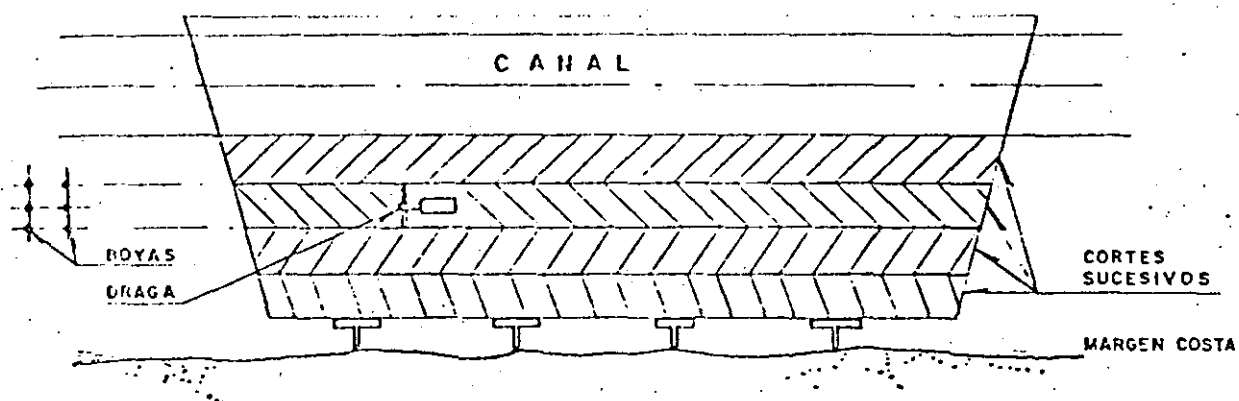


Fig. 8

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

mera etapa del complejo.

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

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

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

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

1.- Método mecánico

a) Precarga simple (superficial y en sandwich)

b) Con pilotes de arena y precarga

c) Con papel de drenado y precarga

2.- Método químico

a) Pilotes de carbonato de cal

b) Carbonato de cal mezclado con la arcilla

1.- Método mecánico

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

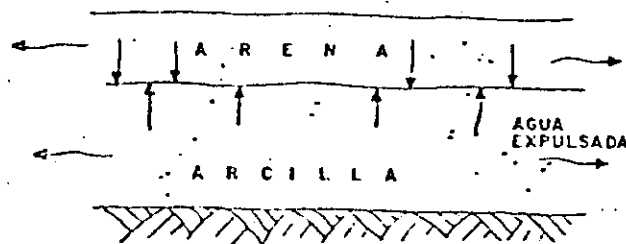


Fig. 9

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

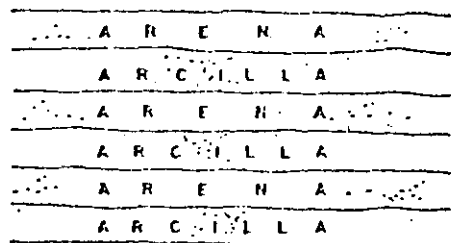


Fig. 10

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

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

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

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

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

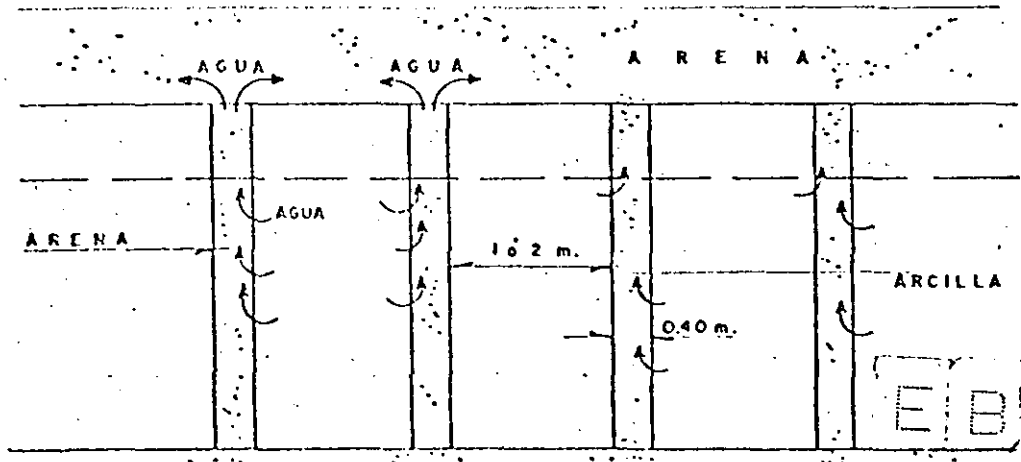


Fig. 11

c) Con papel de drenado y precarga.- El lugar de pilotes de arena, se hinca una tira de papel absorbente con la misma separación aproximadamente de los pilotes (1 ó 2) metros), que servirá de dren al agua que contiene la arcilla. Se usa una sobrecarga formada por una capa de arena. (Fig. 12)

(Fig. 12)

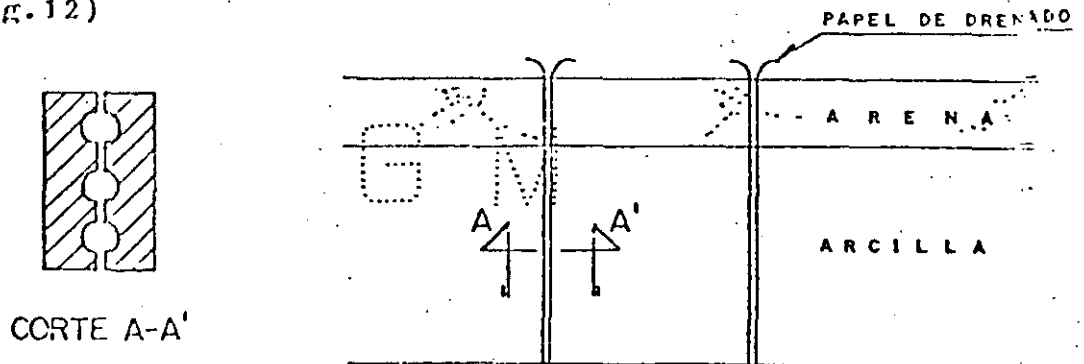
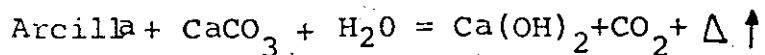


Fig. 12

2.- Métodos químicos.

a) Pilotes de carbonato de cal.- Aún en vías de experimentación, funciona a base de la reacción química que se genera al entrar el CaCO_3 en contacto con el agua, en la siguiente forma:



Se perfora con espaciamentos similares a los de los métodos anteriores y se llenan con CaCO_3 .

b) Carbonato de cal mezclado con la arcilla.- También aún en experimentación. En este método no solo se incluye la cal en las perforaciones sino que se mezcla con la arcilla adyacente, logrando la eliminación del agua y mejorando la resistencia del terreno.

A la fecha el método más económico y eficiente es el del papel de drenado.

Estos sistemas son costeables siempre y cuando el espesor del relleno arcilloso sea de 10 m. como mínimo.

Existen en muchos países del mundo áreas reclamadas; Estados Unidos, Holanda, Japón, etc., cuya utilidad puede ir desde la localización de refinerías, aeropuertos, hasta áreas portuarias comerciales.

Se construyó una Isla artificial en el puerto de Kobe, Japón, cuyo costo fue de 389 millones de dólares habiéndose programado su terminación para 1975. Su área fue de 4.364 millones de m², destinada para la operación de 9 muelles de contenedores y 21 muelles de carga general con una profundidad de 12 m. lo cual arroja un volumen de relleno de 70 millones de metros cúbicos aproximadamente.

Estando en proyecto la construcción de otra Isla similar en el mismo puerto.

Como obras de dragado importantes mundialmente, se puede citar el Canal de Suez, el de Panamá y el de Corinto en Grecia.

IV.- GENERALIDADES SOBRE EL DRAGADO DE LOS PUERTOS MEXICANOS.-

El dragado de los puertos en México es efectuado, ya sea con equipo propio o de contratistas, por la Dirección General de Dragado, dependiente de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes quien controla y aprueba las obras a ejecutar en las aguas mexicanas.

Los puertos mexicanos principales en la Costa del Golfo de México, en su mayoría se encuentran localizados en las vías fluviales por ser éstas las que en forma natural comunican centros de población y zonas de producción. Con el aprovechamiento del río y construyendo obras exteriores, así como con un dragado de poca importancia, se contaba con un lugar abrigado para construir - -

instalaciones portuarias mismas que en algunos casos se encuentran a una distancia considerable río arriba de la desembocadura. Tales es el caso de los puertos de Minatitlán 40 kms. aguas arriba en el río Coatzacoalcos y Tampico 14 kms. río arriba del Pánuco.

Esta solución generalizada en todo el mundo, aquí en México empezó a dejar sentir sus efectos negativos, al arribar embarcaciones de porte cada vez mayor que no sólo tuvieron problemas con el calado sino también con las dimensiones físicas de canales y dársenas.

Sirva de ejemplo en canal de navegación del río Coatzacoalcos hasta Minatitlán que por las características del torno de Paso Nuevo (de 180°), la eslora de los barcos que por él navegan, está limitada a 143 m., ya que embarcaciones mayores no alcanzan a librar, varándose indefectiblemente.

Visto desde éste punto de vista, el problema se reduciría a dragar los canales a la profundidad y ancho requeridos por los barcos; sin embargo, por ser puertos de ría, el río recibe de sus afluentes y através de todo su recorrido, una gran cantidad de aporte de sólidos que se depositan en los últimos kilómetros de su desembocadura debido, fundamentalmente, a la escasa pendiente de su lecho y a lo bajo de las márgenes, dando como resultado la disminución de la velocidad del agua y la sedimentación del azolve.

En la época de avenidas que se presente anualmente, pueden suceder dos fenómenos: si la velocidad de la corriente se mantiene constante y de cierta intensidad durante su período más o menos largo (una semana o algo así), su enorme caudal unido a la velocidad, tiene efectos positivos arrastrando la corriente los sólidos depositados con anterioridad, profundizando el río considerablemente; pero si la velocidad tiene un valor máximo y decrece con rapidez, el resultado es un depósito que puede llegar a disminuir la profundidad en uno ó dos metros en sólo unos días, volumen que para retirarlo mediante dragado, toma varias semanas y en algunas ocasiones meses, dependiendo de la cantidad de material depositado.

Si al dragado permanente de mantenimiento de los puertos fluviales, se agrega el de emergencia y los dragados de obra, la situación se torna realmente crítica y a veces con resultados catastróficos para aquellos barcos de itinerario fijo que se ven obligados a disminuir notablemente su calado y con ello su capacidad de carga, haciendo sus travesías con flete muerto lo que resulta a todas luces incosteable para el armador, viéndose obligado a elevar las tarifas o a evitar la escala en ese puerto.

Aunque la Secretaría de Comunicaciones y Transportes a últimas fechas ha puesto especial atención al problema del dragado de los puertos, adquiriendo varias dragas de autopropulsión sumamente modernos para subs

tituir equipos ya ineficientes, son muchos los puertos que tiene que atender en los aspectos de mantenimiento y de dragado de obra, siendo pocos los que su calado oficial sobrepasa los 10 metros, en algunos casos referidos a la pleamar del día.

Si bien esto no nos deja a la zaga con respecto a otros puertos-
extranjeros (ya que los hay con condiciones más desfavorables) --
si pone en desventaja competitiva a nuestra flota mercante en --
cuanto a fletes se refiere, los cuales serán menos redituables --
comparados con las que tienen barcos de mayor porte para el mis-
mo tipo de producto, así como para nuestras exportaciones que no
se realizan a tarifas bajas y con las cualidades del transporte-
moderno.

Citemos el ejemplo del transporte mediante contenedores que tanta
difusión tiene en el mundo por su eficiente servicio y que en
México se lleva a cabo en solo un puerto con embarcaciones cu-
ya capacidad está muy por abajo del barco contenedor media actual,
que transporta entre 400 y 700 cajas.

Como éste, pueden mencionarse los casos de barcos graneleros, mi
neraleros, petroleros, etc.

Una solución acertada y que ya se ha puesto en práctica aquí en-
México, que es un país con escasos recursos económicos, es la de
aprovechar parte de las obras de infraestructura de los puertos-
existentes (escolleras por ejemplo) y construir puertos río arri

ba o internos lo más próximo posible a la bocana minimizando los trabajos de dragado de mantenimiento. Este es el caso del puerto de Pajaritos en la margen derecha del río Coatzacoalcos, ya en operación y el que se planea construir en la margen derecha del río Pánuco aguas abajo del canal de Chijol.

Quizá también el puerto de Tuxpam, por ser la terminal marítima actual más próxima a la Capital de la República (100 kms. más cerca que Veracruz), se habilite bajo la misma solución.

MGV/ias

BIBLIOGRAFIA

- * Ingeniería Marítima. Ing.R.Bustamante y Coautores
- * Dredging of Harbours and Rivers. E.C. Shankland
- * American of Civil Engineer Prac
tice. Abbett
- * Enciclopedia Británica
- * Existing and Proposed ore Lift-
ing Devices of Ocean Mining. M.G. Krutein
- * Ocean Industry Agosto 1970
- * The JG360 underwater Bulldozer. Hitachi Ltd. Sept. 1971
- * Drag Suction Dredger C.H.I.
- * Watanabe Steel Works Ltd. Publication anual
- * Dredgers of Japan (1965) The Japan Dredgers Technical
Society.
- * Diversas publicaciones del Ins-
tituto de Investigación de Puer
tos y Bahías. Japón
- * Proceedings of Wodcon. World Dredging Conference.
- * Port Engineering. Per Bruun.

References on Soil Stabilization
written in English

Sept. 1970, T. Okuma

1. General

- 1) Leonards, G. A., Editor (1962): Foundation Engineering. Chap. 3 & 4
De-watering & Soil Stabilization. p.p. 241 - 437. McGraw-Hill
- 2) Lambe, T. W. & Whitman, R. V. (1969): Soil Mechanics, Chap. 34 The
Improvement of Soil. p.p. 514 - 522

G M

2. Preloading

- 1) Johnson, S. J. (1970): Precompression for Improving Foundation
Soils. Proc. ASCE Vol. 96 No. SM-1 p.p. 111-144
- 2) Kotzias, P. C. & Stamatopoulos, A. C. (1969): Preloading for Heavy
Industrial Installations. Proc. ASCE Vol. 95 No. SM-6 p.p. 1335-1355
- 3) Goodman, L. J. & Faltyn, N. E. (1965): Preloading Results in Tank
Foundation Economics. Proc. ASCE Vol. 91 No. CO-1

3. Sand Drains

- 1) Foundation Precompression with Vertical Sand Drains (Johnson, S. J.,
1970), Proc. ASCE Vol. 96 No. SM-1 p.p. 145-175
- 2) Boutsma, K. & Jorvat, E. (1967): The Advantages and Disadvantages of
the Application of Sand Drains and Preloading at an Excavation in
Rotterdam, Proc. Geotech. Conf., Oslo, Vol. 1 p.p. 9-
- 3) Jonas, E. (1964) Subsurface Stabilization of Organic Silty Clay
by Precompression. Proc. ASCE SM p.p. 363-376 (Sept. '64)
- 4) Design and Construction of the Kingsferry Lifting Bridge, Isle
of Sheppy. Proc. ICE. Aug. '64 p.p. 449-470
- 5) Sowers, J. F. (1964): Fill Settlement despite Vertical Sand Drains.
Proc. ASCE Vol. 90 No. SM-5 p.p. 289-302
- 6) Bishop, A. W. & Vaughan, P. F. (1962): Selsat Reservoir: Design and
Performance of the Embankment. Proc. ICE Vol. 21 (Feb. '62)
- 7) Kennard, J. & Kennard, H. F. (1962): Selsat Reservoir: Design and
Construction. Proc. ICE Vol. 21 (Feb. '62)

EB

B

8) Hansbo, S. (1960): Consolidation of Clay with Special Reference to Influence to Vertical Sand Drains. SGI Proc. No.18

9) Hart, F. L., & Feyer, (1958): Analysis for Partially Penetrating Sand Drains. Proc. ASCE SM (Oct. '58) *Vol. 84, No. 4 p.p. 1312-1~15*

10) Richart, F. E., Jr. (1957): A Review of Theories for Sand Drains. Proc. ASCE Vol.83 No.SM-3 p.p. 1301-1 - 38 or Trans. ASCE (1959) p. 709

11) Ishii, Y. (1957) Estimation of M_v and C_v Values for the Design of Sand Drains. Proc. 4 ICSMFE Vol.1 p.312

12) Takagi, S. (1957): Determination of the Process of Consolidation by Sand Drains under Variable Loading. Proc. 4 ICSMFE Vol. 1 p.p.444~47

4. Paper Drains

1) Aboshi, H., Yoshikuni, H. & Uchibayashi, T. (1969): Stability of Soft Clay Foundations underneath Embankment, Consolidated by Means of Card-board Drains. Soils & Foundations Vol.9 No.2 p.p.1-14

2) Aboshi, H. & Yoshikuni, H. (1967): A Study on the Consolidation Process Affected by Well Resistance in the Vertical Drain Method. Soil & Foundation Vol.7 No.4 p.p.39-58

5. Lime Stabilization

1) Esmer, E., Walker, R. D. and Krebs, R. D. (1969): Freeze-thaw Durability of Lime Stabilized Clay Soils. Highway Research Rec. No.263 p.p. 27-36

2) Diamond, S. & Kinter, E. E. (1966): Mechanisms of Soil-Lime Stabilization --- An Interpretive Review. Highway Research Rec. No. 92 p.p. 83-92

3) Slocum, E. L. (1965): Early Reactions in the Kaolinite-Hydrated Lime-Water System. Proc. 6 ICSMFE Vol.1 p.p.121

4) Handy, L. L. et al (1965): Mechanisms of Soil-Lime Stabilization Discussion. Highway Res. Rec. No.86 p.p.97-98

5) Ho, C. & Handy, L. L. (1963): Characteristics of Lime Reaction by Nonmorillonitic Clays. Highway Res. Rec. No.29 p.p.55-69

6) Handy, L. L. & Williams, W. W. (1967): Chemical Stabilization of an Active Landslide. Civil Engineering-ASCE, Aug. '67 p.p.62-65

EB

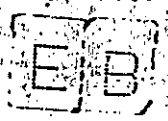
Heat

6. Thermal Treatment

- 1) Wöhlbier, H. and Henning, D. (1969): Effect of Preliminary Heat Treatment on the Shear Strength of Kaolinitic Clay, Highway Res. Board, Special Rep. No. 103 p.p. 287 - 300
- 2) Aylmore, I. A. G., Quirk, J. P. and Sills, I. D. (1969): Effects of Heating on the Swelling of Clay Minerals, Highway Res. Board, Special Rep. No. 103 p.p. 31-38
- 3) Chandrasekharan, E. C., Boominathan, S., Sadayan, E. and Narayanaswamy Setty, K. R. (1969): Influence of Heat Treatment on the Pulverization and Stabilization Characteristics of Typical Tropical Soils, Highway Res. Board, Special Rep. No. 103 p.p. 161-172
- 4) Post, J. L. and Paduano, J. A. (1969): Soil Stabilization by Incipient Fusion, Highway Res. Board, Special Rep. No. 103 p.p. 243-253
- 5) Mitchell, J. K. (1969): Temperature Effects on the Engineering Properties and Behaviour of Soils, Highway Res. Board, Special Rep. No. 103 p.p. 9-28
- 6) Radhakrishnan, M., Katti, R. K. and Hussain, M. (1967): Studies on Thermal Stabilization of Black Cotton Soils, Proc. 3rd Asian Reg. Conf. SMFE Vol. 1 p.p. 111-115
- 7) Yamada, G., (1962): The Effective Range of Strengthening Soil Thermal Treatment, Soil & Foundation, Vol. 2 No. 2
- 8) Litvinov, I. M., Rzhantzin, B. A. and Bezruk, V. M. (1961): Stabilization of Soil for Construction Purposes, Proc. 5th ICSMFE Vol. 2 p.p. 773-780
- 9) Beles, A. A. and Stanculescu, I. I. (1978): Thermal Treatment as a Means of Improving the Stability of Earth Mass, Geotech. Vol. 8 No. 4 p.p. 158-165

7. Sand Compaction Pile

- 1) Basore, C. F. and Boitano, J. D. (1969): Sand Densification by Piles and Vibroflotation, Proc. ASCE Vol. 95 No. 5 No. 6 p.p. 1303-1323
- 2) Ogawa, M. and Ichimoto, E. (1963): The Vibro-Composer Method as Applied to Stabilization of Cohesive Foundation Soils, Soils and Foundations, Vol. 4 No. 1 p.p. 57-64



B

96

8. Vibroflotation

- 1) Sebb, B. L. and Hall, B. T. (1969): Effects of Vibroflotation on Clayey Sands. Proc. ASCE Vol. 95, No. SM6 p.p. 1365-1378
- 2) Watt, A. J., de Boer, B. B. and Greenwood, D. A. (1967): Loading Tests on Structure Founded on Soft Cohesive Soils Strengthened by Compacted Granular Columns. Proc. 3rd Asian Reg. Conf. SMFE Vol. 1 p.p. 218-251
- 3) Watanabe, T. (1961): Compaction of Dry Sand by Vibration in Horizontal Direction. Soil & Foundation, Vol. 2, No. 1 p.p. 1-15
- 4) Tante, T. Y. (1961): World's Largest Drydock. Civil Engineering Dec. '61, p. 33
- 5) D'Appolonia, E., Miller, C. E. and Ware, T. M. (1955): Sand Compaction by Vibration. Trans. ASCE Vol. 120 p.p. 154-168
- 6) D'Appolonia, E. (1953): Loose Sands --- Their Compaction by Vibroflotation. ASTM, STP 116 p.p. 138-154

9. Blasting Compaction

- 1) Irugh, F. J. (1963): Densification of Soils by Explosive Vibrations Proc. ASCE Vol. 89 No. CO-1 p.p. 79-100
- 2) Hall, C. E. (1962): Compacting a Dam Foundation by Blasting. Proc. ASCE Vol. 88 No. SM-3 p.p. 33-51: Discussions and Closure: Oct., Dec. '62, Jul. '63
- 3) (1962): Small Explosive Charges Drain Water, Consolidate Soil. Construction Method & Equipment, June '62 p. 115
- 4) Wild, J. A. (1961): Tower Foundations Compacted with Explosives. Electrical World, Jan. 9, '61 p.p. 36-38, 66
- 5) (1960): Blasting Compacts Sand Fill. Construction Method & Equipment May '60 p.p. 101-102

6) Lyman, A. K. B. (1912): Compaction of Cohesionless Foundation Soils by Explosives. Trans. ASCE Vol. 107 p.p.1330-1348

10. Electric Shock Compaction

1) (1966): Soil Compaction by Electric Shock Waves. World Construction Aug. '66 p.29

G M

11. Chemical Grouting

1) Graf, E. D. (1969): Compaction Grouting Technique and Observations. Proc. ASCE Vol.95, No. SM-5 p.p.1151-1158

2)Singhota, J. S. (1969): Grout Hole Orientation --- Mathematical Solution. Proc. ASCE Vol.95 No. SM4 p.p.995-1006

3) Committee on Grouting (1968): Guide Specifications for Chemical Grouts, Proc. ASCE Vol.94 No.SM2 p.p.345-352; Discussions & Closure: Mar. and Nov. '69

4) Esrig, M. I. (1968): Applications of Electrokinetics in Grouting. Proc. ASCE Vol.94 No.SM5 p.p.1143

5) Karol, R. H. (1968): Chemical Grouting Technology. Proc. ASCE Vol. 94 No.SM1 p.p. Discussions & Closure: Jan. & Sept. '69

6) Erickson, H. E. (1968): Strengthening Rock by Injection of Chemical Grout. Proc. ASCE Vol.94 No.SM1 p.p. Discussions & Closure: Jan. & Sept. '69

7) (1963): Ground Water Control, Construction Method & Equipment. Apr. '63 p.p.122-130

12. Electro-Osmosis

1) Felzer, C. A. (1967): Electro-osmotic Stabilization of West Branch. Den. Proc. ASCE Vol.93 No.SM4 p.p.85-106

2) Gray, D. H. & Mitchell, J. S. (1967): Fundamental aspects of Electro-Osmosis in Soils. Proc. ASCE Vol.93 No.S'6 p.p.209-236

3) Ejerrem, L., Noum, J. & Fide, C. (1967): Application of Electro-Osmosis

12. Vacuum Method

- 1) Kjellman, W. (1952): Consolidation of Clay Soil by Means of Atmospheric Pressure. Proc. of Conf. on Soil Stabilization, M.I.T. June, 1952

14. Freezing

- 1) Senger, F. J. (1968): Ground Freezing in Construction, Proc. ASCE Vol. 94 No. SM1 p.p. Discussions & Closure: Jan. & May '69

15. Sandwich Method

- 1) Gibson, R. E. and Shefford, G. C. (1968): The Efficiency of Horizontal Drainage Layers for Accelerating Consolidation of Clay Embankments, Geotech. Vol. 18 p.p. 327-335
- 2) Yamanouchi, T. and Miura, S. (1967): Multiple-Sandwich Method of Soft-Clay Banking Using Cardboard Wicks and Quick-Lime, Proc. 3rd Asian Reg. Conf. SMFE Vol. 1 p.p. 256-

16. Others

- 1) Matsuo, S. (1963): The Panfloc Method --- Soil Stabilizing Method of Reclaimed Ground with Coagulative Surface Active Agents, Proc. ICSMFE (Budapest) p.p. 111-119
- 2) Matsuo, S. (1962): Effects of Ion Exchange in Stability of Earth Slope, Soils & Foundations, Vol. 1, No. 1, p.p. 1-
- 3) Murayama, S. & Mise, T. (1953): On the Electrochemical Consolidation of Soil Using Aluminum Electrodes, Proc. 3rd ICSMFE Vol. 1 p.p. 56

E/B

Classification of Soil Stabilization

Oct. 23, 1970 T. Okamura

1. For Clayey Soils

- a. ^{Eg} Displacement ----- Mechanical Method
- b. Preloading -----
- c. Sand Drain } ----- Drain Method } Method utilizing consoli-
 dation by loading
- d. Paper Drain }
- e. MMS (Osmotic Pressure) ----- Method utilizing consolidation
 by chemical adsorption
- f. Chemico-lime Filing -----
- g. Thermal Treatment ----- Method utilizing chemical
 reaction
- h. Electro-chemical Grouting -----

2. For Sandy Soils

- a. Compaction Pile -----
- b. Sand Compaction Pile } ----- Horizontal compaction
- c. Vibroflotation }
- d. Blasting Compaction } ----- Vertical compaction
- e. Electric Shock Compaction }
- f. Grouting ----- Filling

3. For Temporary Purposes

- a. Well Point ----- Method utilizing dewatering
- b. Vacuum Method -----
- c. Electro-Osmosis ----- Electric dewatering
- f. Freezing -----

4. Other Treatments

- a. Other Improvements ----- Sandwick Method, Flocculation,
 Capillary Desiccation, Jetting
- b. Netting -----
- c. Counter Balance -----
- d. Floating Foundation -----

EB

A NIVEL MUNDIAL

1 TON. DE CARGA VIA MARITIMA/
HABITANTE.

CRECIMIENTO ANUAL

80,000,000 HABITANTES

SE REQUERIRA TRANSPORTAR
CADA AÑO

80,000,000 TON/AÑO

TRANSPORTE MARITIMO

200,000 TON./BARCO/AÑO

SE REQUERIRAN

400 BARCOS CADA AÑO

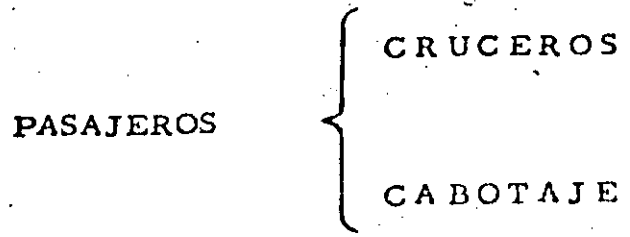
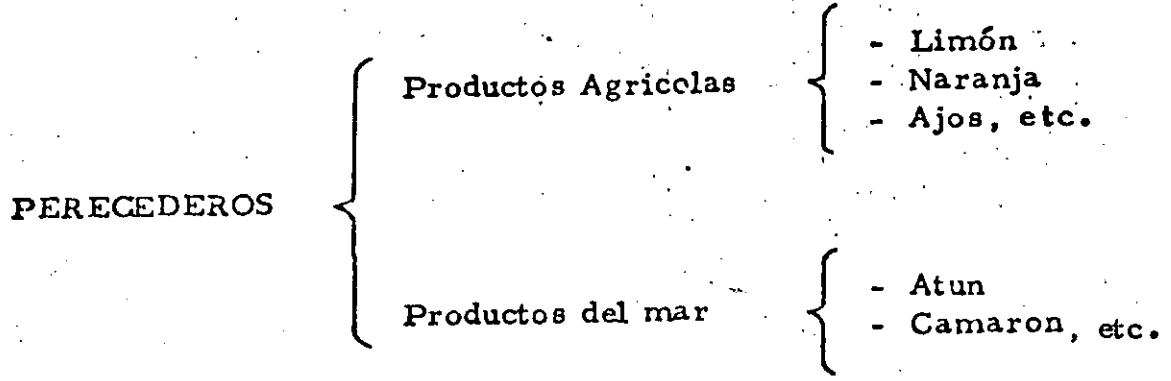
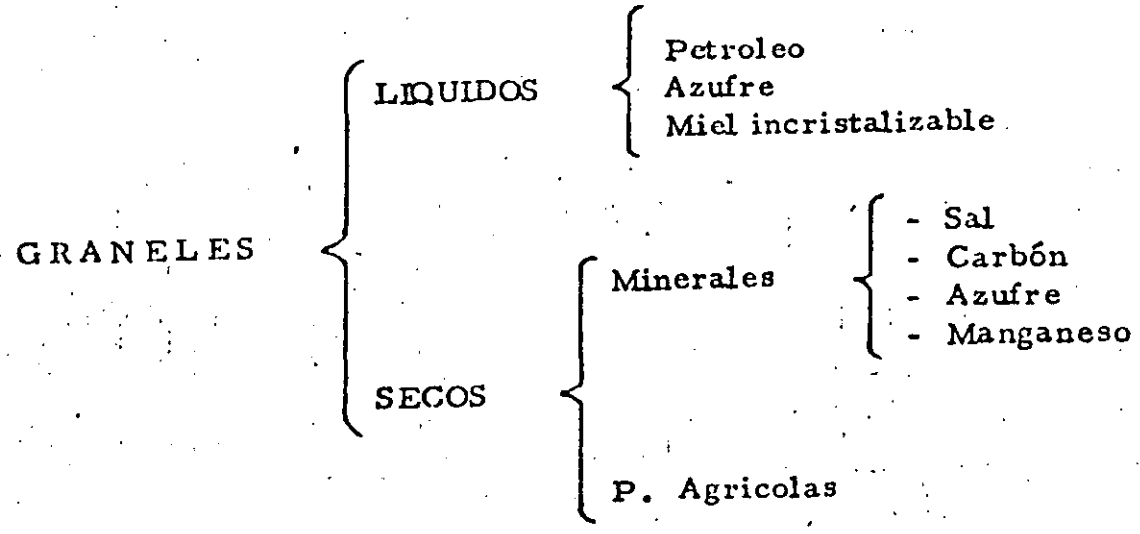
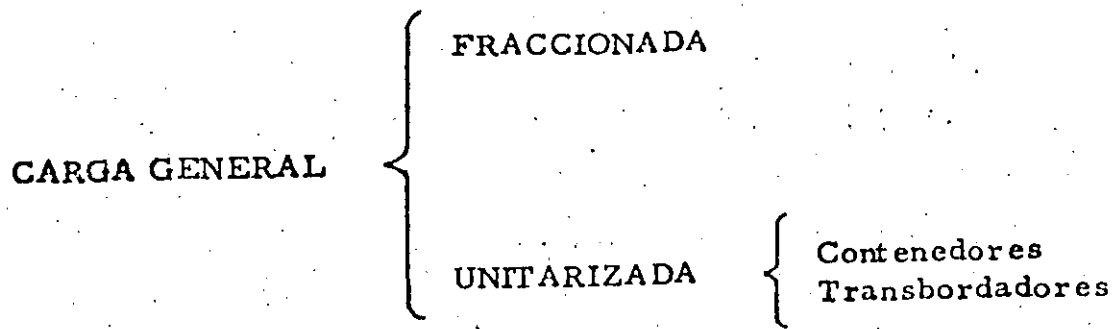
TRIPULANTES

15,000 / AÑO

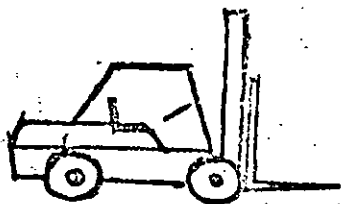
MUELLES

100 / AÑO

CLASIFICACION DE CARGAS EN LOS PUERTOS

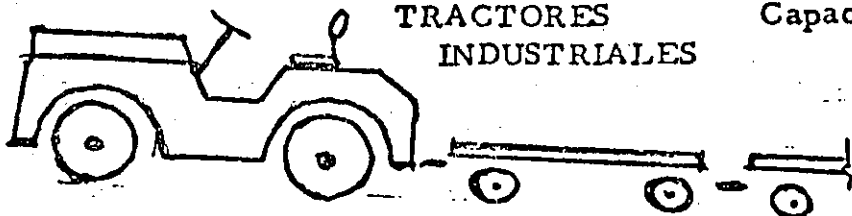


EQUIPO PORTUARIO PARA MANEJO DE CARGA GENERAL FRACCIONADA



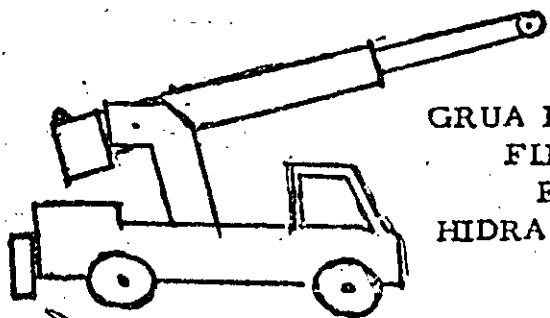
MONTACARGAS

Capacidades: 4,000 Lbs.
 5,000 "
 6,000 "
 8,000 "
 10,000 "



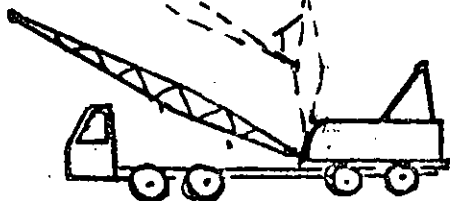
TRACTORES INDUSTRIALES

Capacidades: 3,000 Lbs.
 4,000 "
 5,000 "
 8,000 "



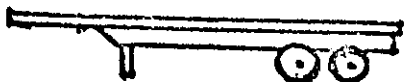
GRUA PLUMA FIJA E HIDRAULICAS

Capacidad: 7 tons. pluma fija
 13 tons. hidraulica
 16 " "
 18 " "
 20 " "
 25 " "



GRUA SOBRE CAMION PLUMA CELOSIA

Capacidad: 15 tons.
 37 "
 45 "



PLATAFORMAS

Capacidad: 40 tons.



TRACTO-CAMIONES

Capacidad: 40 tons.



ALMEJAS

1 1/2 yd3.



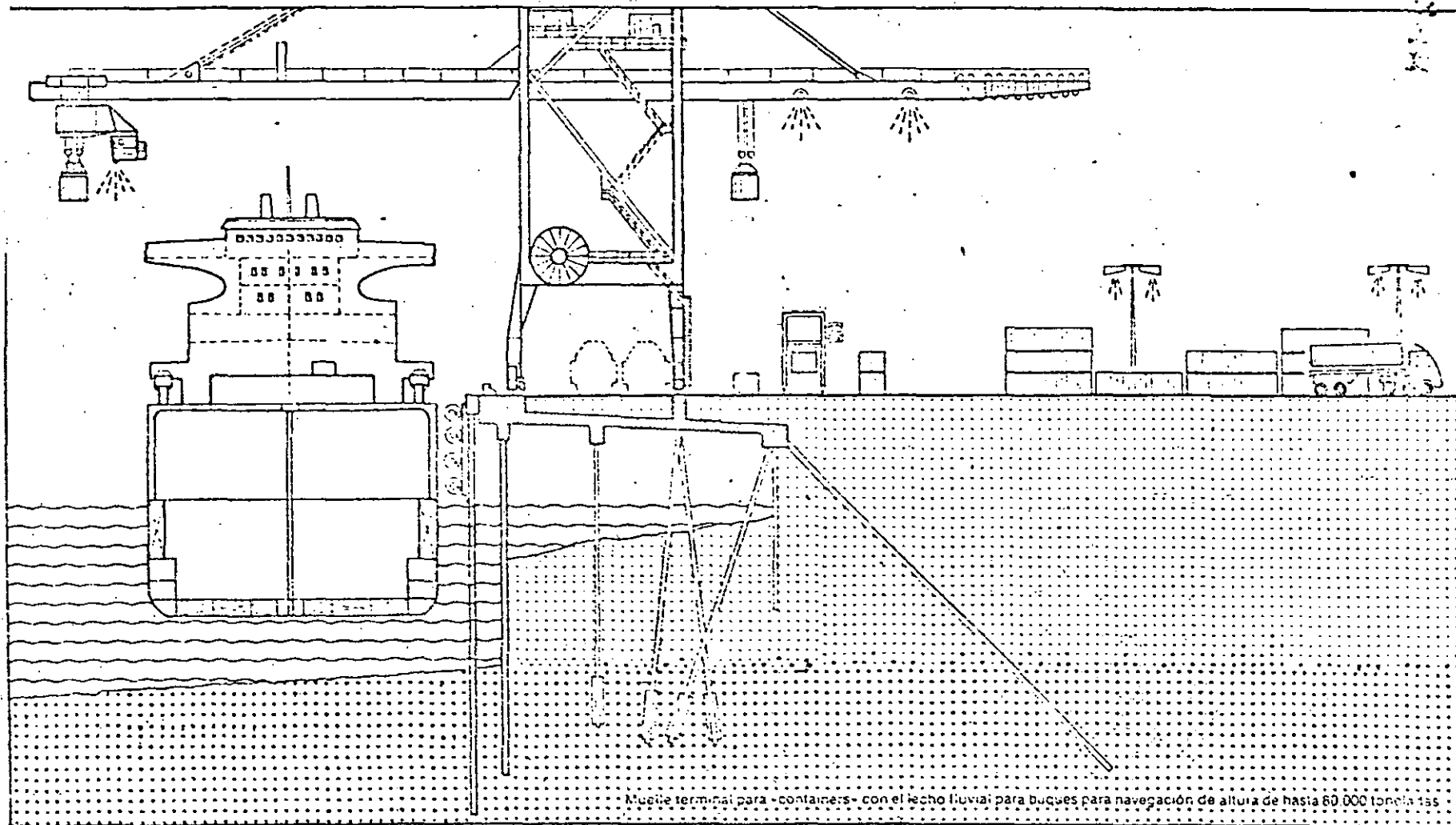
**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO , DISEÑO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS
Y PORTUARIAS

A N E X O S

ING. JULIO PINDTER VEGA

SEPTIEMBRE, 1985



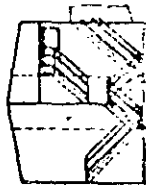
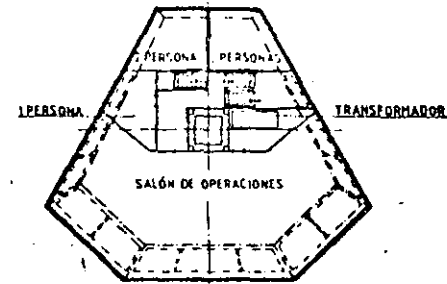
Muelle terminal para -containers- con el lecho fluvial para buques para navegación de altura de hasta 60.000 toneladas

7. 11. 1951

150

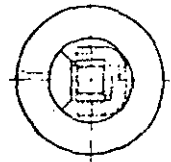
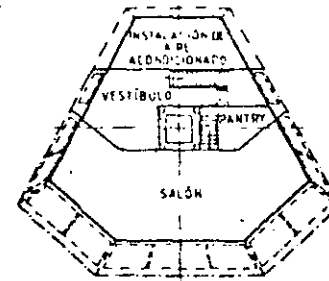
2A. PLANTA DE LA TORRE

ESCALERA

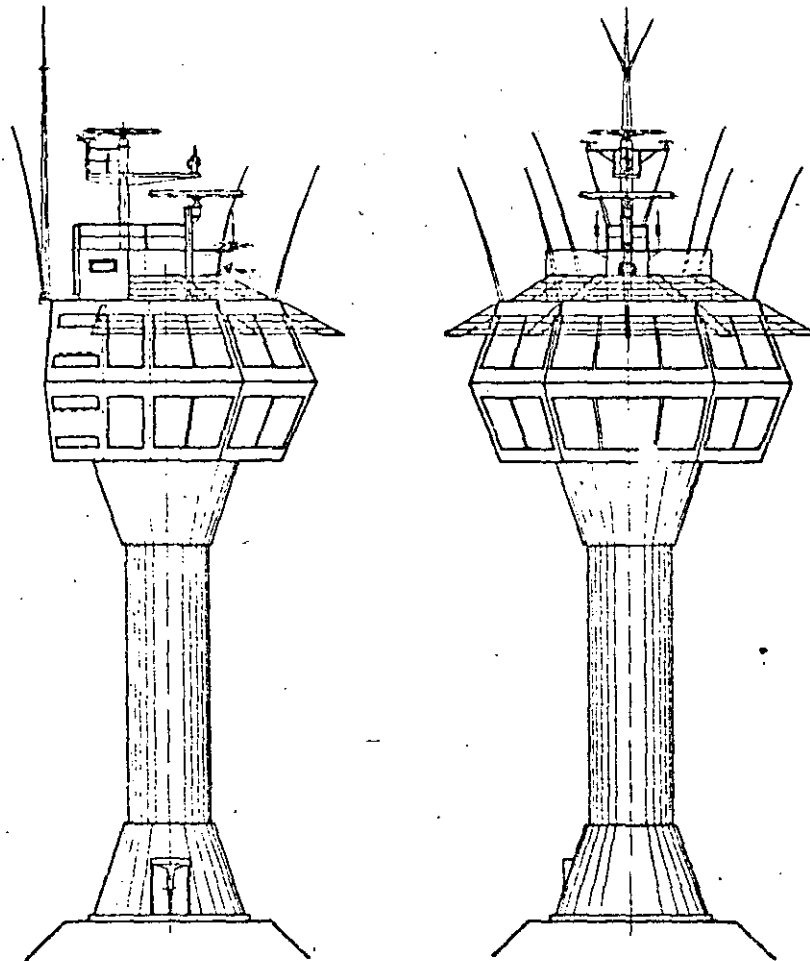
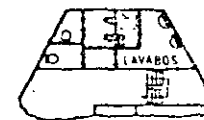


1A. PLANTA DE LA TORRE

ASCENSOR 16 PERSONA



PLANTA SUPERIOR



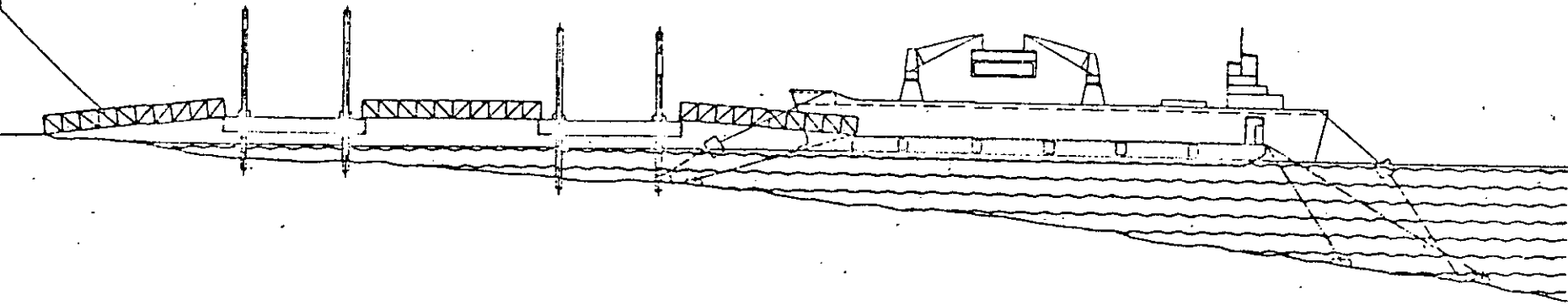
30.9 m

24.2 m

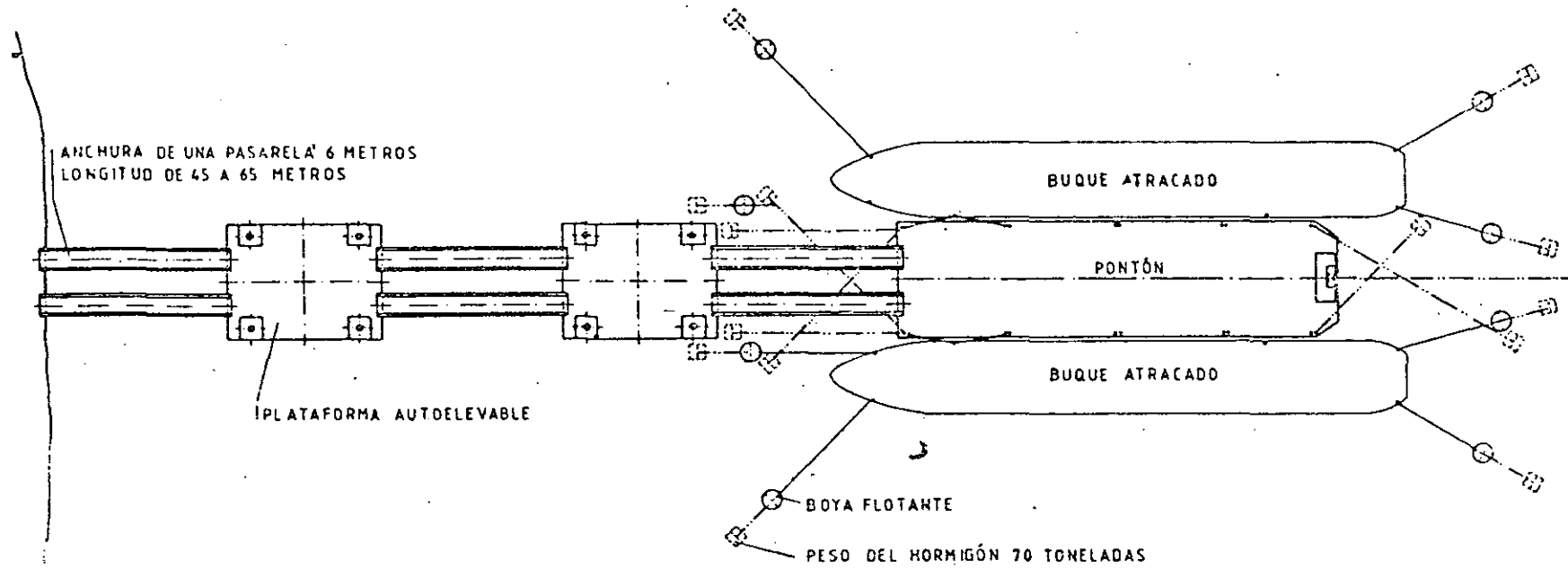
18.0 m

0.0 m

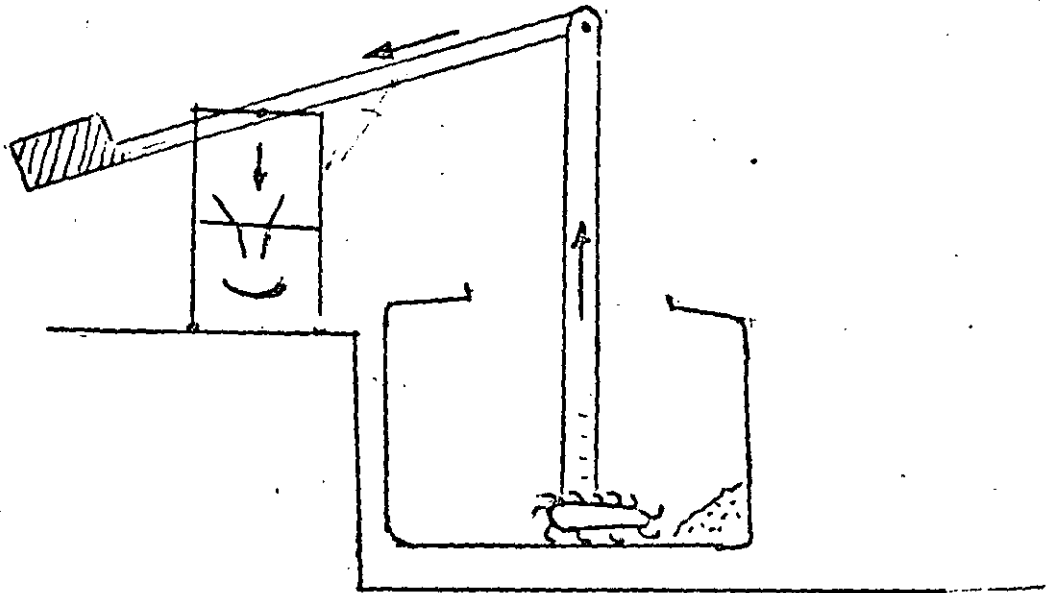
PUENTE ATORNILLADO POLIVALENTE
CLASIFICACIÓN DEL PUENTE
AA SHO MLC 50/60



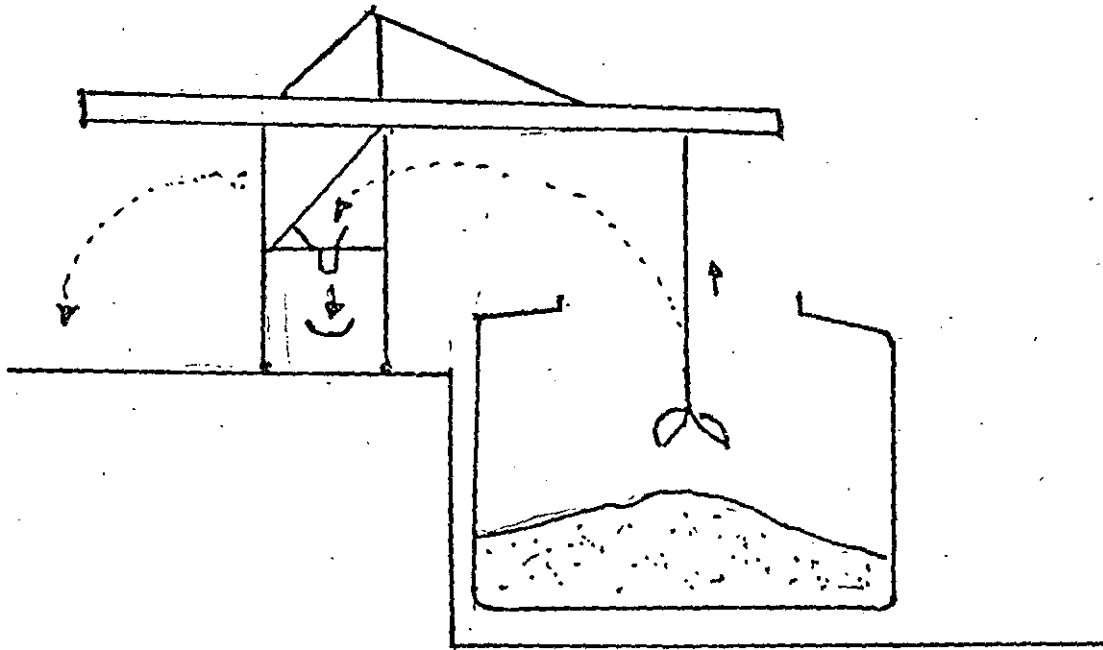
ANCHURA DE UNA PASARELA 6 METROS
LONGITUD DE 45 A 65 METROS



EQUIPO PARA DESCARGA DE BARCOS CON GRANEL MINERAL

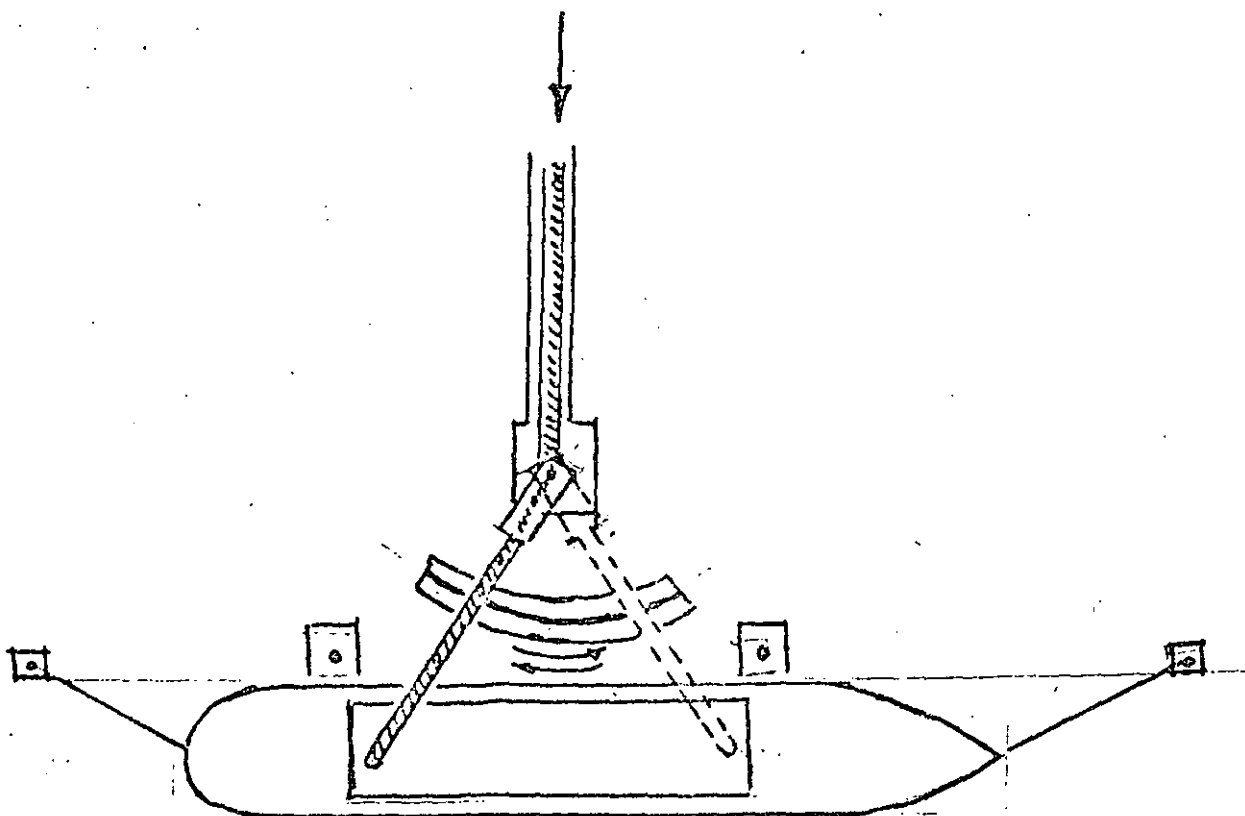
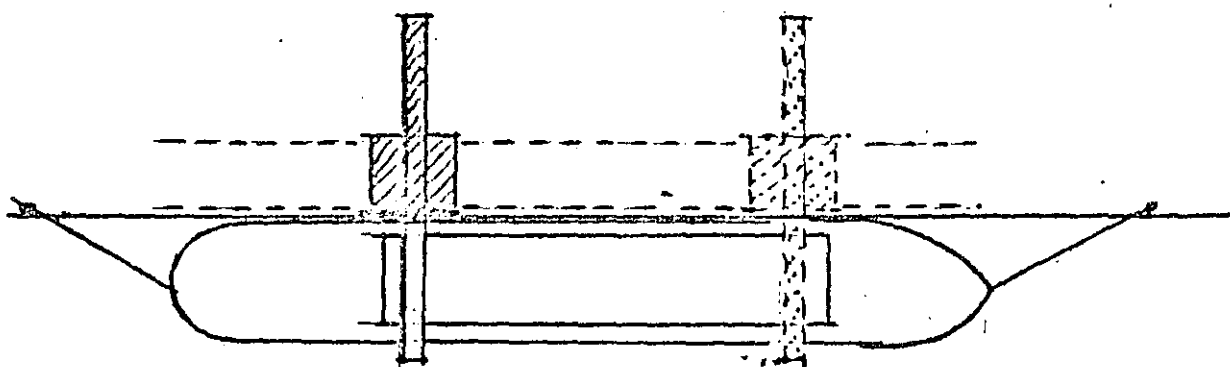


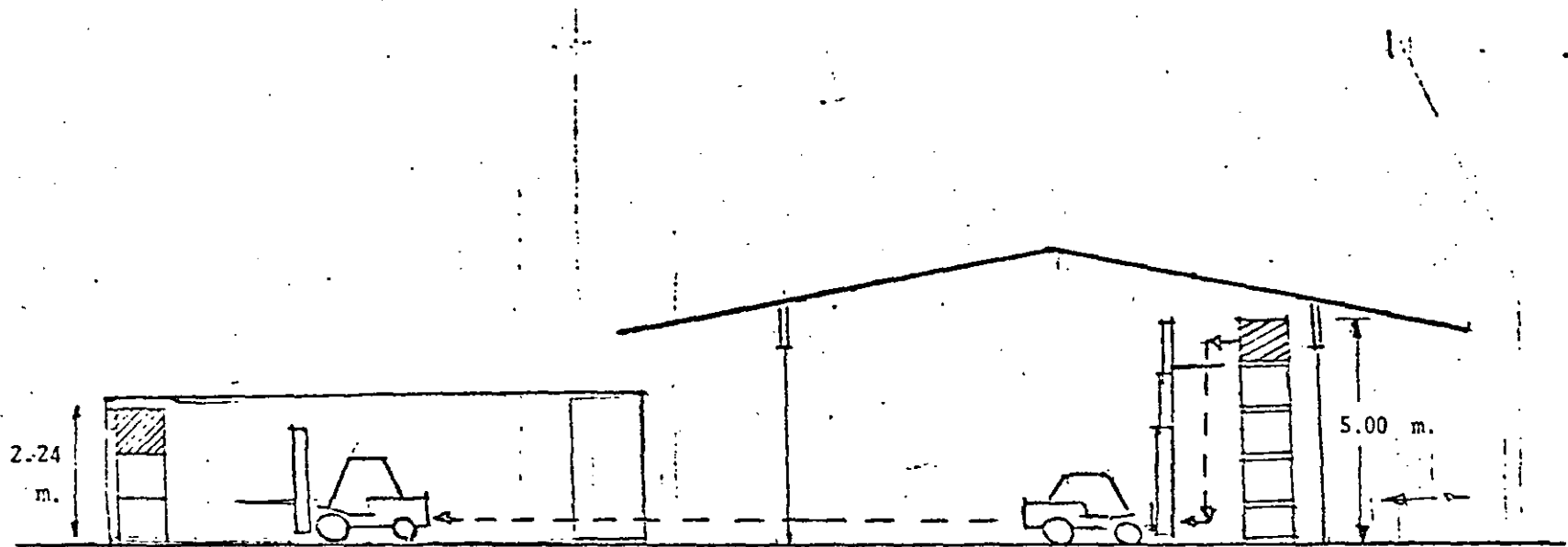
CONTINUO



DESCONTINUO

INSTALACIONES PARA CARGA DE BARCOS CON GRANEL MINERAL
(MOVILES)





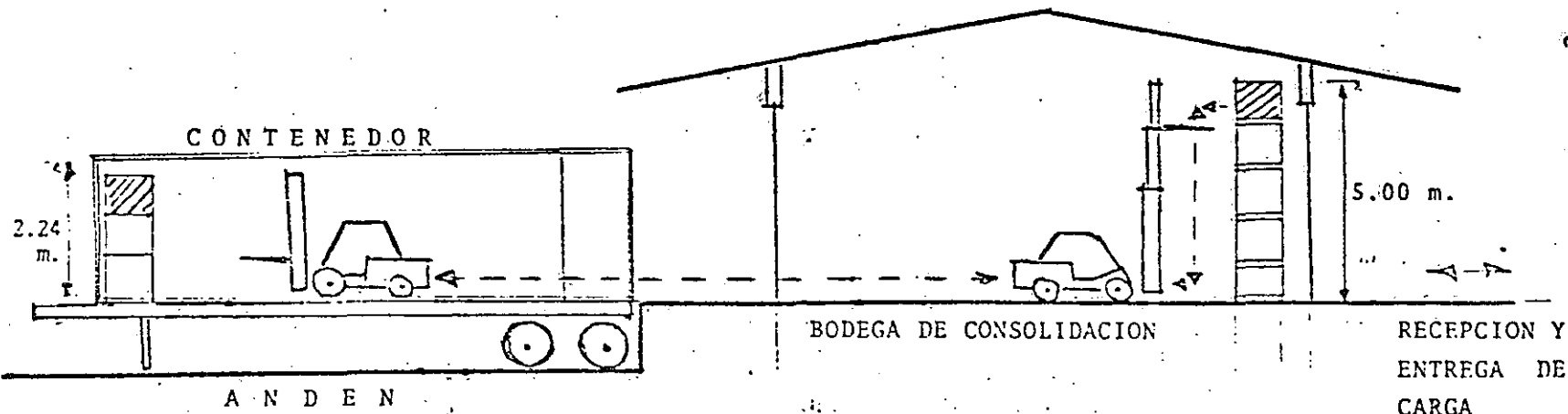
CONTENEDOR

BODEGA DE CONSOLIDACION

RECEPCION Y
ENTREGA DE
CARGA

BODEGA DE CONSOLIDACION
DE CARGA EN UNA TERMINAL
DE CONTENEDORES.
- SIN ANDEN.

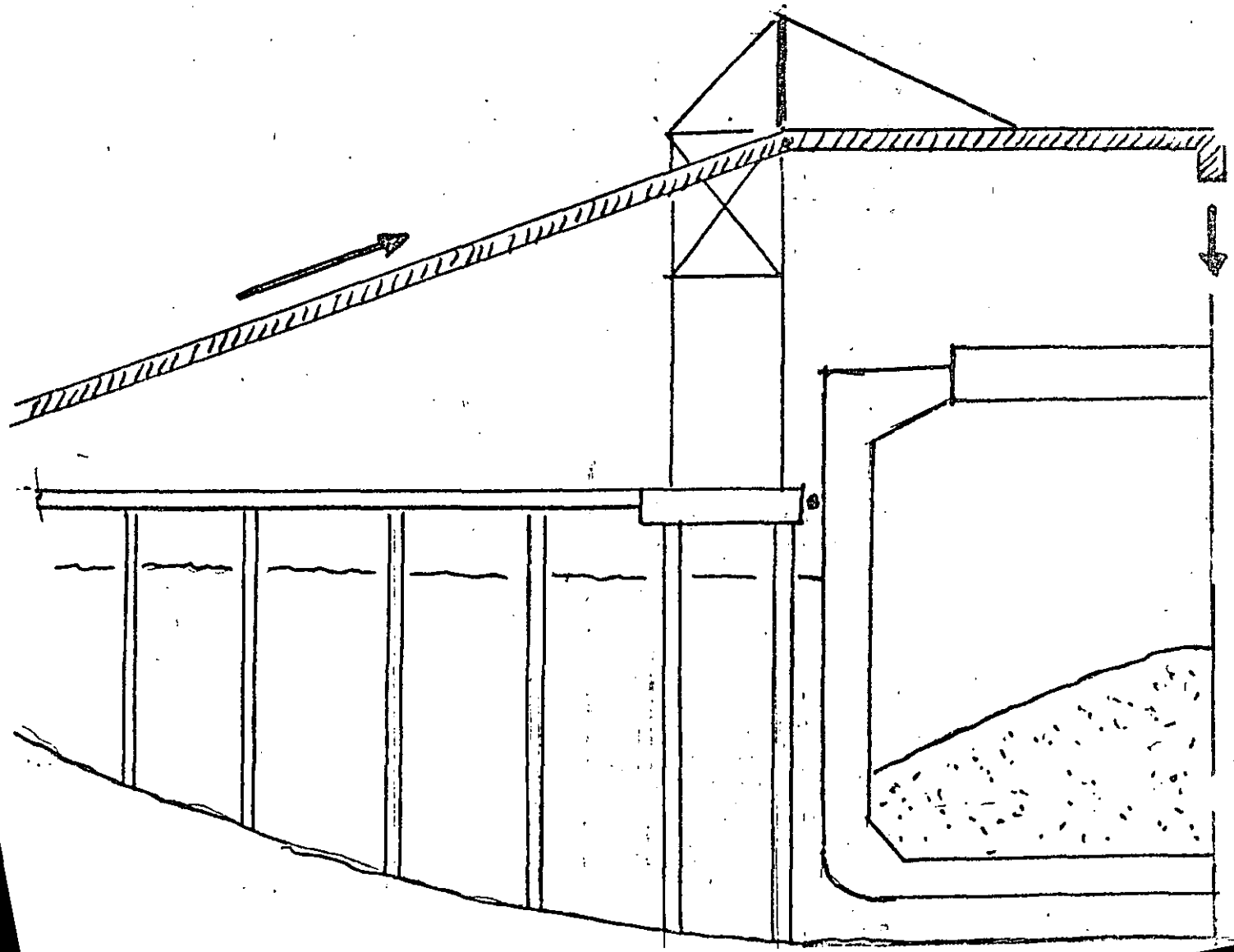
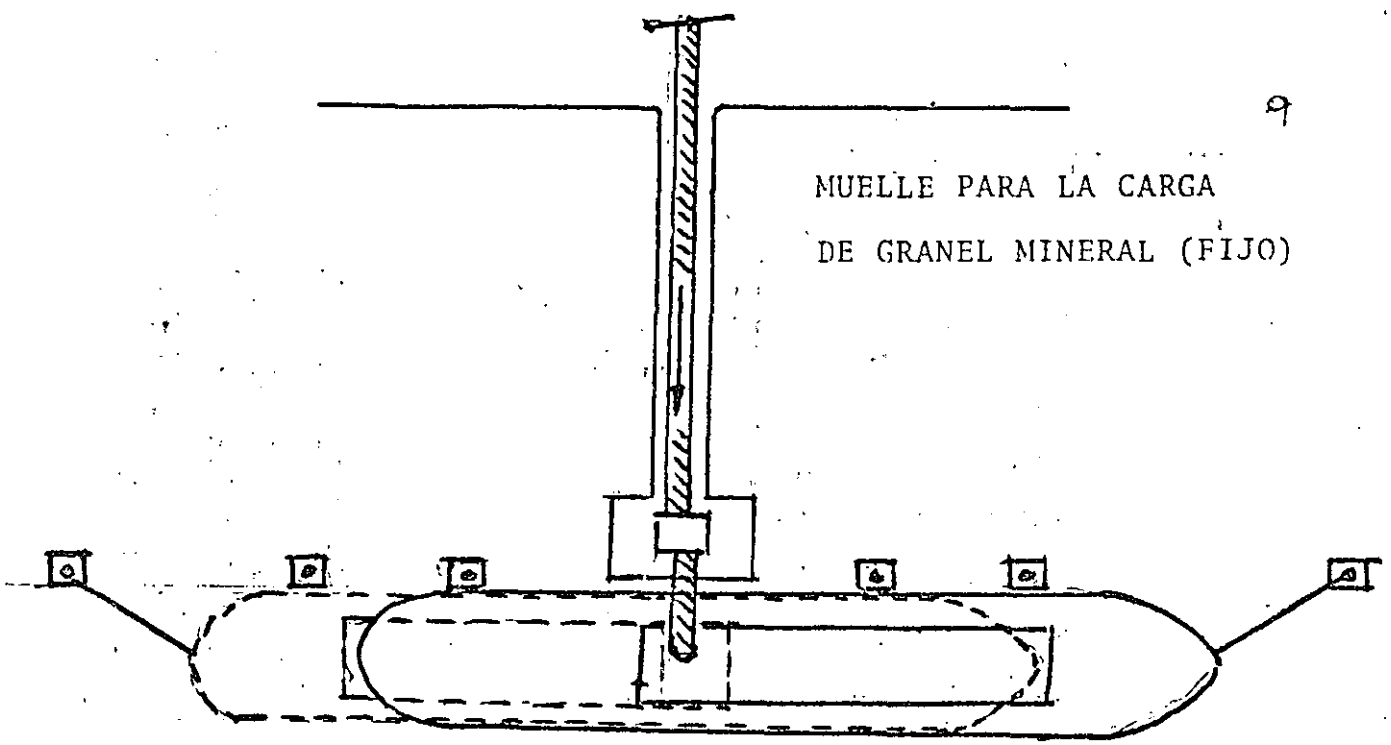
MONTACARGAS PARA CONSOLI
DAR/DESCONSOLIDAR CONTE
NEDORES

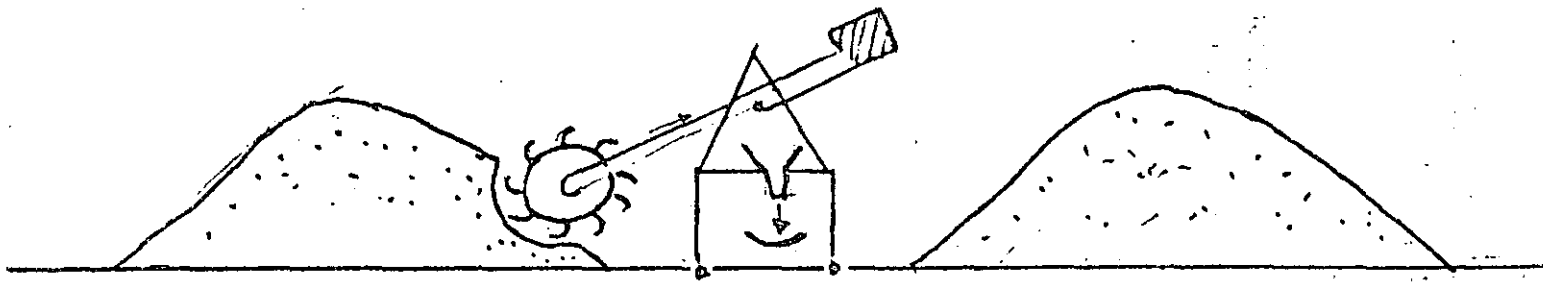


BODEGA DE CONSOLIDACION
 DE CARGA EN UNA TERMINAL
 DE CONTENEDORES
 - CON ANDEN.

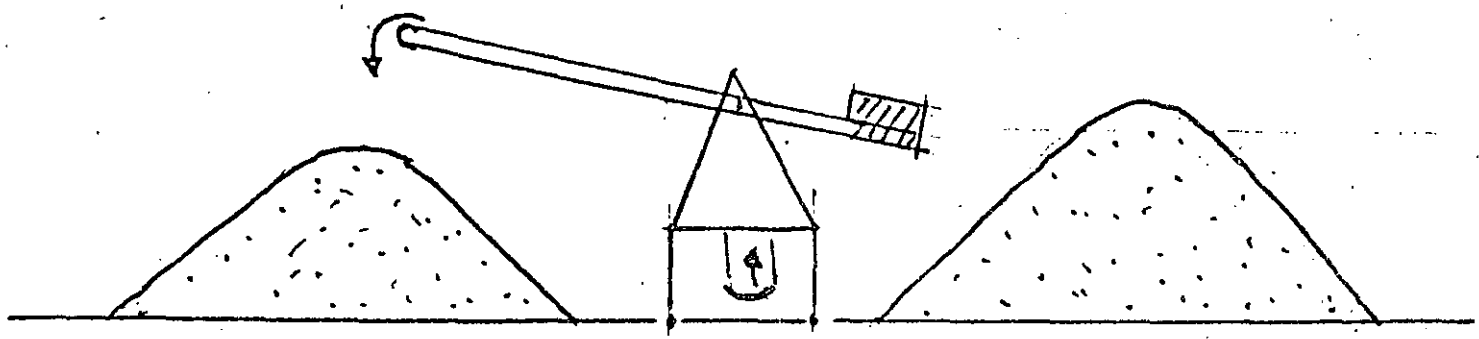
MONTACARGAS PARA CONSOLIDAR/DESCONSOLIDAR CONTENEDORES.

MUELLE PARA LA CARGA
DE GRANEL MINERAL (FIJO)

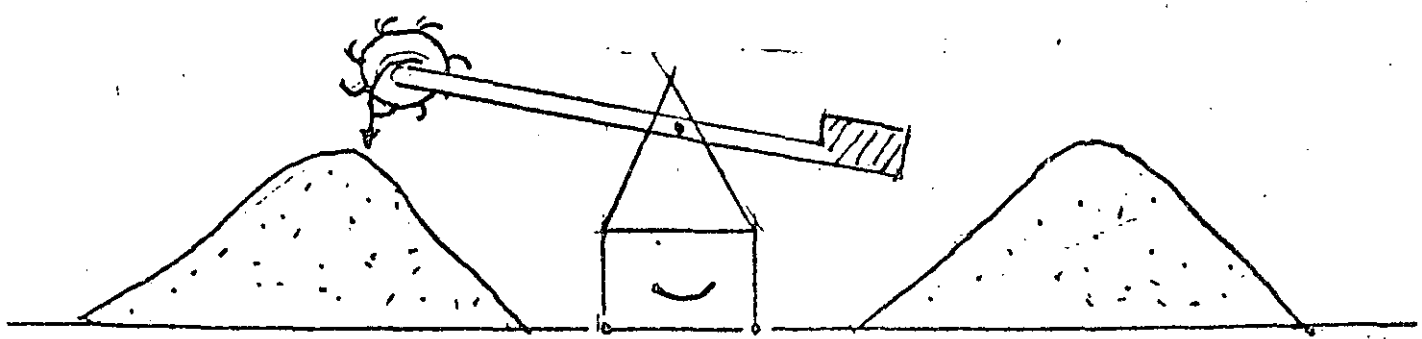




RECLAMADOR

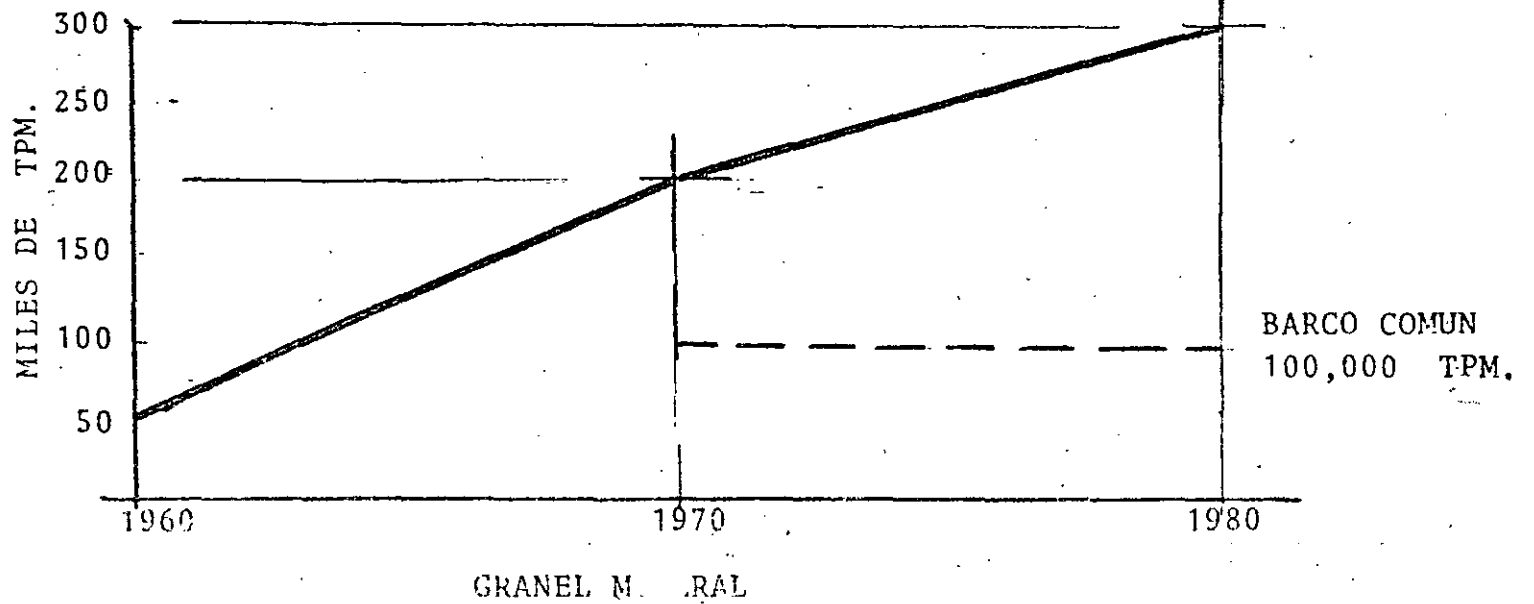
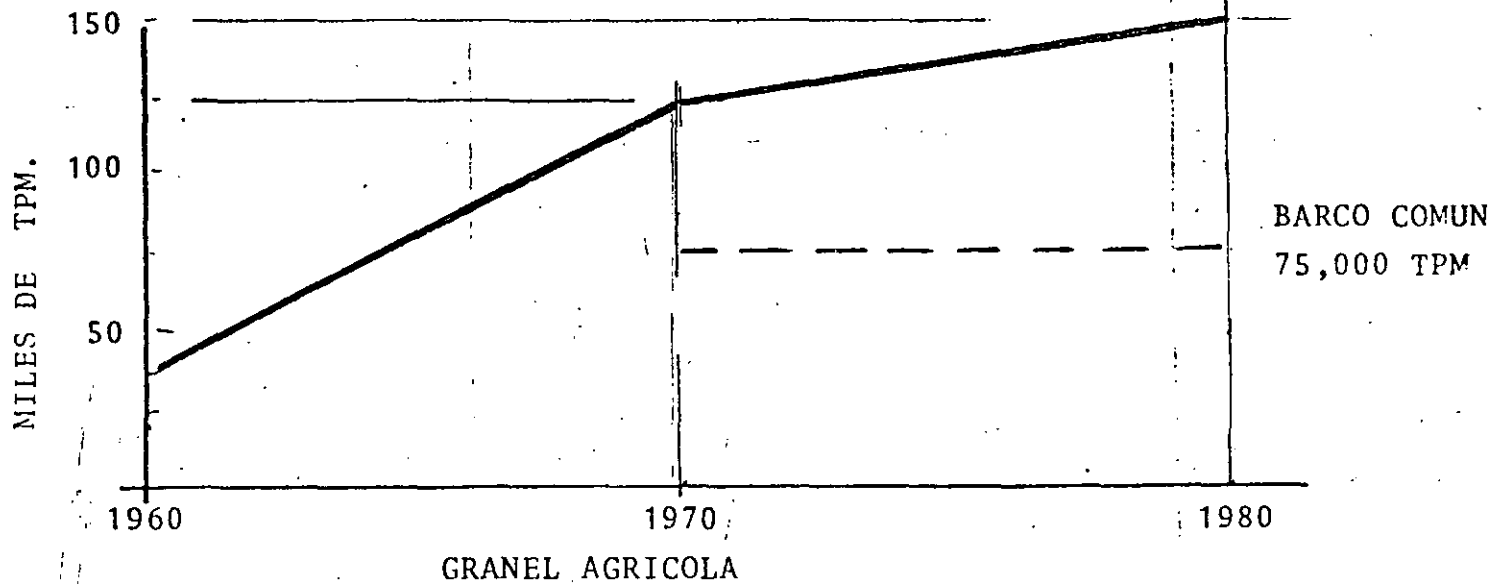


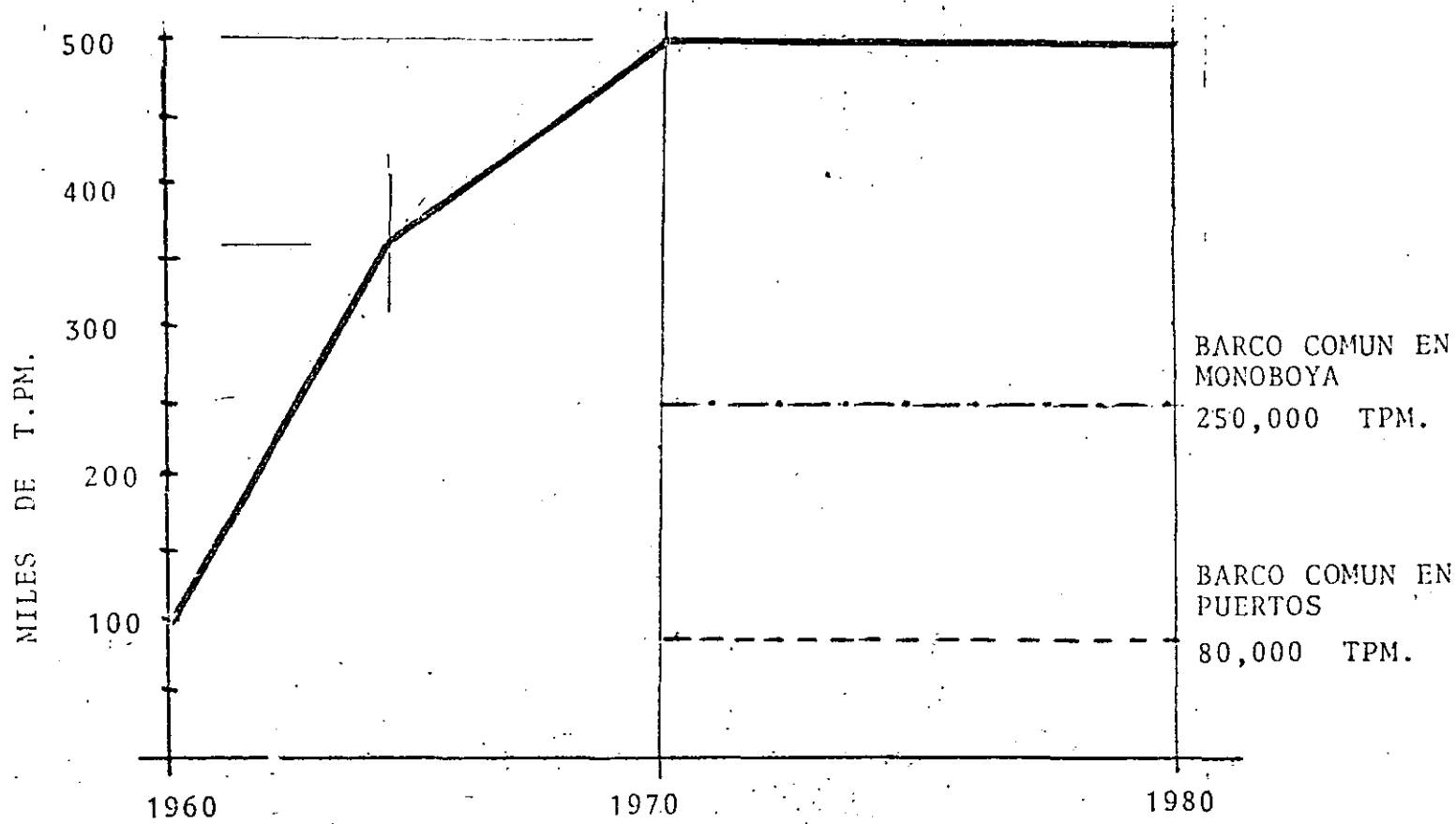
APILADOR



RECLAMADOR/APILADOR

EVOLUCION DE TONELAJE DE BAPCOS





EVOLUCION DE BUQUE-TANQUES

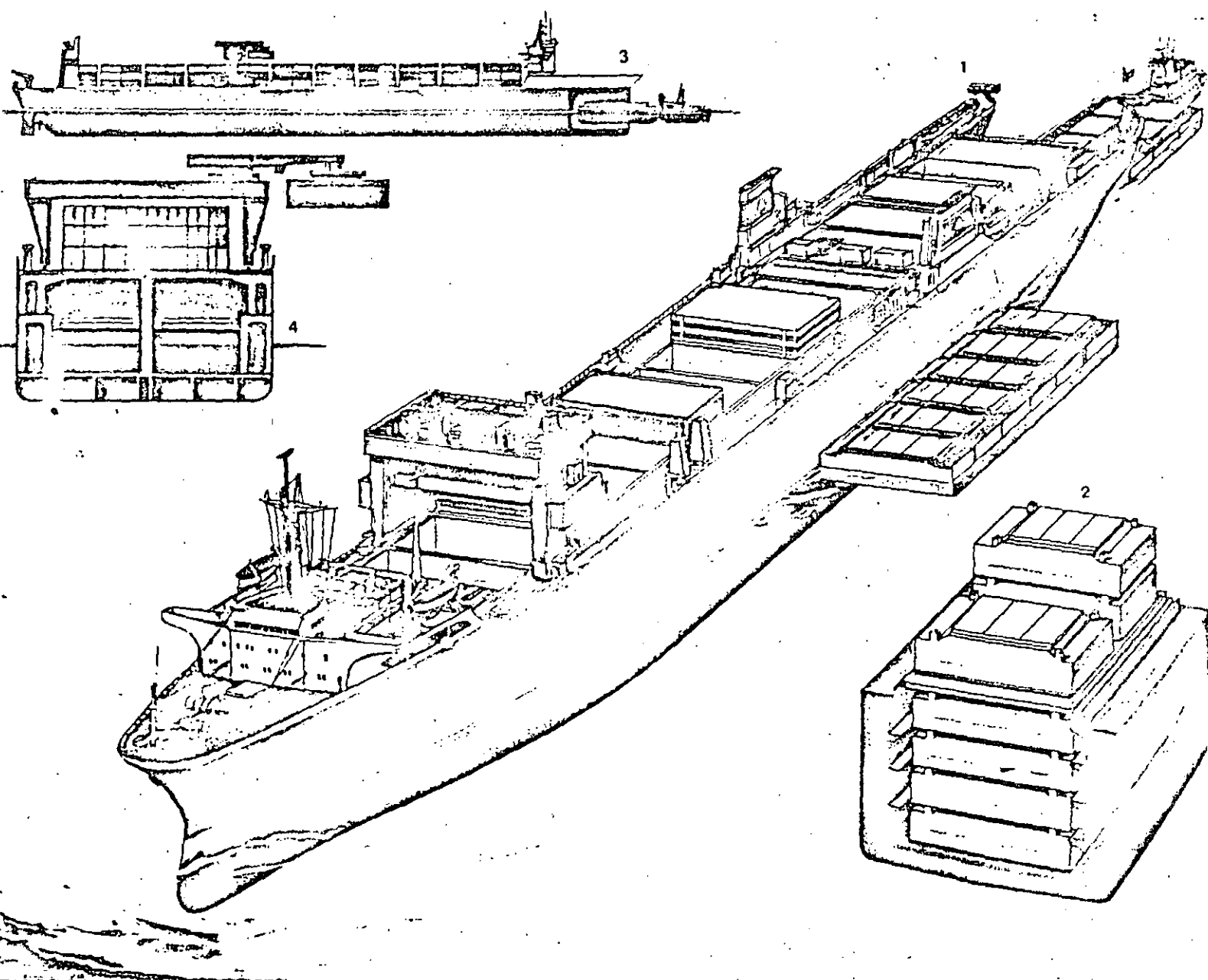


Fig. 10 Barge carriers - general views and sections; 1 LASH type barge carrier; 2 Section through the hold of a LASH ship with barges stowed in the hold and on deck; 3 BACO-Liner type barge carrier; 4 Section through the hold showing barges ready for lowering so that they rest on the double bottom and containers lifted on board and stowed on deck by means of shipborne crane.

DIRECTORIO DE ALUMNOS DEL CURSO "PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS MARITIMAS"
IMPARTIDO EN ESTA DIVISION DEL 9 AL 20 DE SEPTIEMBRE DE 1985.

- 1.- ALVARADO CORTEZ NICOLAS
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE SINALOA
PROFESOR DE CARRERA
CULIACAN SINALOA ANGEL FLORES S/N
COMICILIO CONOCIDO
CENTRO 40321
AV. COPILCO No. 300-9-401
DELEGACION COYOACAN
04360 MEXICO; D.F.
658-91-72.
- 2.- AMADOR GARCIA CIPRIANO
DIREC. GRAL. OPERACION PORTUARIA
DEPTO. CAPACITACION Y ADIESTRAMIENTO
JEFE OFNA. CAPAC. DESARROLLO
EUGENIA No. 197-3er. PISO
COL. VERTIZ NARVARTE
03020 MEXICO; D.F.
579-43-58
ROMERO DE TERREROS No. 723
DELEGACION BENITO JUAREZ
03100 MEXICO; D.F.
579-43-58
- 3.- AREAN MARTINEZ JOSE ANTONIO
S. C. T.
JEFE DEPTO. DE PROGRAMAS
PROVIDENCIA No. 807-3er. PISO
COL. DEL VALLE
03100 MEXICO, D.F.
523-34-19
CERRO DEL GALLO 2o.
DELEGACION COYOACAN
04320 MEXICO, D.F.
554-00-87
- 4.- ARIAS LUNA OCTAVIO
DIREC. GRAL. OBRAS MARITIMAS
AUXILIAR TECNICO
AV. INSURGENTES SUR No. 664
COL. DEL VALLE
DELEGACION BENITO JUAREZ
687-53-68
CALLE GALEANA No. 84
XOCHIMILCO 16090
676-89-76
- 5.- BARAJAS MARTINEZ ALFONSO
G. F. E.
JEFE DE GRUPO
MISSISSIPPI No. 71-9o. PISO
COL. CUAUHTEMOC
553-71-33
NILO No. 31-101
DELEGACION AZCAPOTZALCO
02080 MEXICO, D.F.
527-18-99
- 6.- BUENDIA MORALES EFREN A.
DIREC. GRAL. OBRAS MARITIMAS
DIBUJANTE ESPECIALIZADO
PROVIDENCIA No. 807
COL. DEL VALLE
DELEGACION BENITO JUAREZ
03100 MEXICO, D.F.
523-72-07
TOSCALPA No. 4
XOCHIMILCO 16020

- 7.- GABELLO RANGEL ROBERTO
COMISION NACIONAL COORDINADORA DE PUERTOS
- 8.- CAMACHO VICTOR ALFONSO
ING. DE SISTEMAS DE TRANSPORTE METROP.
JEFE DE SECCION
LEGARIA No. 252
COL. PENSIL
DELEGACION MIGUEL HIDALGO
399-69-22
- 9.- CASTRO REBELO REMIGIO A.
CONSTRUCONTROL, S.A.
COORDINADOR DE SUPERVISION
AVILA CAMACHO No. 955-102
ECHEGARAY, LDO. DE MEXICO
560-27-66
- 10.- CORTES PETERSEN THOMAS
DIREC. GRAL. DE CBRAS MARITIMAS S.C.T.
JEFE OFNA. PROGRAMAS DIRECTORES
PROVIDENCIA No. 807-3er. PISO
COL. DEL VALLE
523-34-19
- 11.- CUELLAR JAIMES MARIO ENRIQUE
TALLERES GRAFICOS DE LA NACION
JEFATURA DE ADQUISICIONES
AV. CANAL DEL NORTE No. 80
COL. FELIPE PESCADOR
DELEGACION GUSTAVO A. MADERO
06280 MEXICO, D.F.
789-90-11
- 12.- DAZA MORA ALEJANDRO
S. C. T.
- 13.- DE LA BARRERA FRAIRE JAIME
ESC. DE ING. CIVIL UNIV. DE GUANAJUATO
MAESTRO DE TEIMPO COMPLETO SEC. ACAD.
JUAREZ No.77
GUANAJUATO- GTO.
2-07-79
- 14.- DEL VILLAR CASILLAS LUIS
S. C.T.
AUXILIAR TECNICO
INSURNETES SUR No. 664-5o. PISO
COL. DEL VALLE
DELEGACION BENITO JUAREZ
523-80-41
- BOULEVARD QUETZALCOATL No. 263
CD. AZTECA 55120
- CONSTITUCION LOCAL No. 527
SAN MATEO
TEXCOCO, EDO. DE MEXICO
441-85
- MONTES URALES No. 250
DELEGACION MIGUEL HIDALGO
11000 MEXICO, D.F.
540-29-08
- ESTRELLA No. 168-A-302
UNIDAD VICENTE GUERRERO 2a. ETAPA
DELEGACION CUAUHTEMOC
06300 MEXICO, D.F.
529-66-94 y 789-90-11
- PROLONGACION DE SUBIDA DEL MOLINO No. 3
GUANAJUATO, GTO.
246-95
- LOTO No. 16
COL. STA. MARIA LA RIBERA
DELEGACION CUAUHTEMOC
06400 MEXICO, D.F.
541-41-84

- 15.- DRAGO SERRANO CESAR
DIREC. GRAL. OBRAS MARITIMAS
JEFE DE OFICINA
PROVIDENCIA No. 807
COL. DEL VALLE
523-34-19
- 16.- ESPINOZA LOPEZ ROBERTO
S. C. T.
PROYECTISTA
PROVIDENCIA No. 807-24o. PISO
COL. DEL VALLE
DELEGACION BENITO JUAREZ
523-28-15
- 17.- GANDARA GALLARDO CASIMIRO ALBERTO
PETROLEOS MEXICANOS
JEFE DE INGENIEROS RESIDENCIA CONSTRUC.
KM. 21.5 CARR. LIBRE TIJUANA ENSENADA
22710 ROSARITO, B. C.
201-08
- 18.- GARDUÑO AVIÑA JAIME S.
S. C. T.
AUXILIAR TECNICO
INSURGENTES SUR No. 664-6o. PISO
COL. DEL VALLE
DELEGACION BENITO JUAREZ
687-55-10
- 19.- GARCIA CORTES JULIO
S. C. T.
ANALISTA TECNICO
AV. EUGENIA No. 197
COL. NARVARTE
DELEGACION BENITO JUAREZ
579-50-37
- 20.- GARCIA GARCIA SALATIEL
DIREC. GRAL OBRAS MARITIMAS S. C. T.
CALCULISTA
PROVIDENCIA No. 807
COL. DEL VALLE
DELEGACION BENITO JUAREZ
523-28-15
- 21.- GOMEZ DE ALBA MA. TERESA
S. C. T.
- 22.- GONZALEZ ESQUIVEL DAVID
S. C. T.
JEFE DE OFICINA
AV. EUGENIA No. 197
COL. NARVARTE
DELEGACION BENITO JUAREZ
579-50-37
- CAMPO LAS PIEDRAS No. 7
COL. PETROLERA
DELEGACION AZCAPOTZALCO
02720 MEXICO, D.F.
561-71-09
- ALHAMBRA No. 215-3
DELEGACION BENITO JUAREZ
03300 MEXICO, D.F.
532-17-45
- APARTADO POSTAL No. 821
ROSARITO, B.C. 22710
2-10-77
- UNIDAD FOVISSSTE SN PEDRO MARTIR
EDIFICIO 9 DEPTO. 2
DELEGACION TLALPAN
- PASCUAL MORALES No. 148
COL. GRANJAS VALLE GPE.
55270 ECATEPEC DE MORELOS, EDO. DE MEXICO
755-67-57
- CALLE LAZARO CARDENAS L-4 M-128
DELEGACION IZTAPALAPA
523-73-67
- CALLE 308 No. 19
DELEGACION GUSTAVO A. MADERO
07420 MEXICO, D.F.
757-04-67

23.- GONZALEZ MIRANDA FEDERICO
DIREC. GRAL. OBRAS MARITIMAS
JEFE DE OFICINA
PROVIDENCIA No. 807
COL. DEL VALLE
DELEGACION BENITO JUAREZ
523-34-19

MARISCAL No. 70
COL. SAN ANGEL INN
DELEGACION ALVARO OBREGON
01060 MEXICO; D.F.
548-49-95

24.- GUERRERO MENDEZ JAVIER
DIREC. GRAL. OBRAS MARITIMAS
PROYECTISTA ESP. OBRAS MARITIMAS
PROVIDENCIA No. 807
COL. DEL VALLE
DELEGACION BENITO JUAREZ
523-27-26

URUGUAY No. 21-8
DELEGACION CUAUHTEMOC
06000 MEXICO, D.F.
512-50-23

25.- GUZMAN LOPEZ AGUSTIN
D. G. O. M. S. C. T.
ANALISTA DE PRECIOS UNITARIOS
INSURGENTES SUR No. 664-6o. PISO
COL. DEL VALLE
DELEGACION MIGUEL HIDALGO
564-51-38

BARODIN No. 28-10
COL. VALLEJO
DELEGACION GUSTAVO A. MADERO
07870 MEXICO; D.F.
517-93-05

26.- HERNANDEZ BURCOS CARLOS
S. C. T.
JEFE DE OFICINA
AV. EUGENIA No. 197-3er. PISO
COL. NARVAJE
DELEGACION BENITO JUAREZ
03020 MEXICO, D.F.
579-50-37

FINO. SINALOA No. 263
DELEGACION GUSTAVO A. MADERO
07500 MEXICO, D.F.
794-31-10

27.- INCIAN ZABAL ALEJANDRO E.
INDUSTRIAS PEROLIS, S.A.
INGENIERO DE PROYECTO
P. DE LA REFORMA No. 383-14
COL. CUAUHTEMOC
DELEGACION CUAUHTEMOC
06500 MEXICO, D.F.
211-00-54 ext. 233

CJON. DE PAJARITOS No. 8
ATIZAPAN EDO. DE MEXICO

28.- LOPEZ CURIEL PEDRO N.
DIR. C. GRAL. OBRAS MARITIMAS
JEFE SECCION PACIFICO SUR
PROVIDENCIA No. 807-3er. piso
COL. DEL VALLE
DELEGACION BENITO JUAREZ
523-48-53

2a. CERRADA 1a. NOCAL No. 2 BIS
COL. STA. MARIA LA RIBERA
DELEGACION CUAUHTEMOC
06400 MEXICO, D.F.
592-66-34

29.- LOPEZ LEON RAFAEL
ISTME, S.A.
JEFE DE PROYECTO
LEGARIA No. 252
COL. PENSIL
DELEGACION GUSTAVO A. MADERO
399-69-28 ext. 237

ZACATEPETL No. 420 M. 7 L. 21 A
LA FLORIDA
CD. AZTECA EDO. DE MEXICO
399-69-22 ext. 237

- 30.- LOPEZ RAMIREZ FEDERICO ROGELIO
S. C. T.
AUXILIAR TECNICO
INSURGENTES SUR No. 664
COL. DEL VALLE
523-80-41.
- SAN JORGE No. 1045
COL. LINDAVISTA
DELEGACION GUSTAVO A. MADERO
754-04-90
- 31.- LOPEZ RIVERA RAFAEL
DIREC. GRAL. OBRAS MARITIMAS S. C. T.
AUXILIAR TECNICO
INSURGENTES SUR No. 664-6o. PISO
COL. DEL VALLE
DELEGACION BENITO JUAREZ
687-55-10
- CUALTEMOC No. 38-INT. 2
TIALPAN
14050 MEXICO, D.F.
- 32.- LUCO CASAS JOSE LUIS
S. C. T.
AUXILIAR TECNICO
INSURGENTES SUR No. 664-6o. PISO
COL. DEL VALLE
DELEGACION BENITO JUAREZ
- MONUMENTO A LA RAZA No. 163
COL. METROPOLITANA 2a. seccion
CD. NEZAHUALCOYOTL EDO. MEXICO
687-55-10
- 33.- LUNA MC. GREGOR P. VIRGILIO
S. C. T. DIREC. GRAL. OBRAS MARITIMAS
ANALISTA ESPECIALIZADO
PROVIDENCIA No. 807-3er. PISO
COL. DEL VALLE
DELEGACION BENITO JUAREZ
523-26-27.
- EDIFICIO 3 DEPTO. "L" UNIDAD NARVAJE
DELEGACION BENITO JUAREZ
03020 MEXICO, D.F.
696-68-12
- 34.- MARTINEZ MORALES OSCAR EDUARDO
CONSULTORES EN INGENIERIA CIVIL, S.A.
DIRECTOR TECNICO
AGRARISMO No. 59
COL. ESCANDON
DELEGACION MIGUEL HIDALGO
11800 MEXICO, D.F.
271-08-48
- ALVARO OBREGON 177 BIS
COL. BARRANCA SECA
DELEGACION MAGDALENA CONTRERAS
10580 MEXICO, D.F.
568-92-85
- 35.- MARTINEZ VARGAS MIGUEL ANTONIO
BURETE INDUSTRIAL
INGENIERO CIVIL
CALLE MORAS No. 800
COL. DEL VALLE
658-52-99
- CALLE NAYARIT No. 73-A
COL. ROMA
574-37-57
- 36.- MORALES ARREOLA GERARDO FCO.
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
AUXILIAR DEPTO. DE ING. DE COSTOS
MISSISSIPPI No. 71-3er. PISO
COL. CUALTEMOC
514-68-90
- CENTCOTL No. 6-15
UNIDAD INDEPENDENCIA
MAGDALENA CONTRERAS
10100 MEXICO, D.F.
595-52-53
- 37.- MORON REYES AGUSTIN
DIREC. GRAL. OBRAS MARITIMAS S.C.T.
AUXILIAR TECNICO 03100.MEX. D.F.
INSURGENTES SUR No. 664-6o. PISO 687-53-68
COL. DEL VALLE DELEG. BENITO JUAREZ
- NORTE 60 No. 3823 COL. MARTIRES
DE RIO BLANCO DELEG. GUSTAVO
MADERO 07880 MEXICO, D.F. 537-83-34

- 38.- MORON REYES DANIEL
DIREC. GRAL. OBRAS MARITIMAS
JEFE DE OFICINA
INSURGENTES SUR No. 664
COL. DEL VALLE
DELEGACION BENITO JUAREZ
687-53-28
- CALLE NORTE 70-A No. 5417
COL. BONDQUIETO
DELEGACION GUSTAVO A. MADERO
07850 MEXICO, D.F.
- 39.- ORTIZ LEYVA OSCAR
DIREC. GRAL. OPERAC. PORTUARIA
S. C. T. JEFE DE OFICINA
EUGENIA No. 171-3er. PISO
COL. NARVARTE
590-42-85
- GRAL. CANO No. 114-1
COL. SAN MIGUEL CHAPULTEPEC
797-63-63
- 40.- PEREZ TAPIA SERGIO
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
PROYECTISTA
OKLAHOMA No. 85
COL. NAPOLES
DELEGACION BNEITO JUAREZ
687-06-99
- CENTRAL No. 15
COL. MODELO
53330 NAUCALPAN DE JUAREZ EDO. DE MEXICO
560-02-71
- 41.- PLASENCIO MONTERO CARLOS
S. C. T.
COORDINADOR DE OBRA
XOLA Y AV. UNIVERSIDAD
COL. NARVARTE
DELEGACION CUAUHTEOC
530-38-52
- COPACABANA No. 31
DELEGACION IXTACALCO
08840 MEXICO, D.F.
590-33-39
- 42.- RAMIREZ BARRA GERARDO R.
S. C. T.
- 43.- RAMIREZ MARTINEZ JOSE LUIS
DIREC. GRAL. OBRAS MARITIMAS S.C.T.
DIBUJANTE ESPECIALIZADO
PROVIDENCIA No. 807-3er. PISO
COL. DEL VALLE
DELEGACION BENITO JUAREZ
523-72-07
- CALLE 9 No. 68
COL. OLIVAR DEL CONDE
DELEGACION ALVARO OBREGON
01400 MEXICO, D.F.
680-45-91
- 44.- RAMIREZ SALAZAR JOSE RAUL
DIREC. GRAL. OBRAS MARITIMAS
JEFE DE OFICINA
INSURGENTES SUR No. 664
COL. DEL VALLE
DELEGACION BENITO JUAREZ
- ORIENTE 12 No. 177
COL. REFORMA
NEZAHUALCOYOTL
524-37
- 45.- RIOS CASTILLO ANGEL
S. C. T.
- 46.- RIOS GONZALEZ MA. AZALEA
COMISION NACIONAL COORDINADORA DE PUERTOS
COORDINADRO DE TECNICOS ESPECIALIZADOS
INSURGENTES SUR No. 617-7o. PISO
COL. NAPOLES
- COSECHAS No. 146
DELEGACION IZTAPALAPA
582-17-07

- 47.- RODRIGUEZ ZAMUDIO OSCAR
S. C. T.
INGENIERO ESPECIALIZADO
INSURGENTES SUR No. 664-6o. PISO
COL. DEL VALLE
DELEGACION BENITO JUAREZ
523-80-94
- XOCHICALCO No. 273-8
COL. NARVARTE
DELEGACION BENITO JUAREZ
03020 MEXICO; D.F.
523-80-94
- 48.- ROMERO MIRANDA JOSE ANTONIO
INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO
JEFE DE SECCION
LAZARO CARDENAS No. 152
567-66-00 ext. 20503
- NORTE 66 No. 5420
DELEGACION GUSTAVO A. MADERO
07860 MEXICO; D.F.
551-86-16
- 49.- ROSS SCHEEDE ALBERTO
SERV. INDUSTRIALES PEÑALES, S.A.
ING. DE PROYECTOS
REFORMA No. 383 PISO 14
DELEGACION CUAUHTEMOC
06500 MEXICO, D.F.
211-00-54 ext. 194
- MADIN 110 FUENTES DE SATELITE
54500 ATIZAPAN DE ZARAGOZA
572-39-31
- 50.- RUIZ LOPART CESAR
S.C.T.
JEFE OFNA. ANALISIS DIVERSOS
INSURGENTES SUR No. 664-6o. PISO
687-53-17
- CALLE TRIGO No. 13
2a. SECCION GRANJAS MEXICO
DELEGACION IXTAPALAPA
08400 MEXICO, D.F.
657-67-41
- 51.- SAN MARTIN ROMANO JOSE
DIREC. GRAL. OBRAS MARITIMAS
SUBDIRECTOR DE PLANES Y PROGRAMAS
PROVIDENCIA No. 807
COL. DEL VALLE
DELEGACION BENITO JUAREZ
- TEOCELO 12-B
MAGDALENA CONTRERAS
10700 MEXICO; D.F.
568-67-69
- 52.- SIERRA LEGORRETA SOCORRO
DIREC. GRAL. OBRAS MARITIMAS
ING. CALCULISTA
PROVIDENCIA No. 807
COL. DEL VALLE
DELEGACION BENITO JUAREZ
523-28-15
- CANDELARIA PEREZ No. 140-A
9a. SECCION C.T.M. CULHUACAN
DELEGACION COYOACAN
- 53.- SILVA GARCIA MARCO ANTONIO
S. C. T.
INGENIERO AUXILIAR
INSURGNETES SUR No. 664
COL. DEL VALLE
DELEGACION BENITO JUAREZ
687-55-10
- CALLE 17 No. 62
COL. JAUREZ PANTITLAN
758-10-47

54.- TOLEDANO GONZALEZ EDUARDO SAUL,
DIREC. GRAL. OBRAS MARITIMAS
INGENIERO ESPECIALIZADO
PROVIDENCIA No. 807-2o. PISO
COL. DEL VALLE
DELEGACION BENITO JUAREZ
523-73-67 y 523-28-15

4o. ANDADOR No. 76-A
COL. JORGE NEGRETE UNIDAD EL ARBOLITO
DELEGACION GUSTAVO A. MADERO
07280 MEXICO, D.F.

55.- VELAZQUEZ SANCHEZ ROLANDO
COMISION NACIONAL COORDINADORA
DE PUERTOS

56.- VIDAL DELGADO RODRIGO
S. C. T.
JEFE OFNA. AVANCE DE OBRA
INSURGENTES SUR No. 664-6o. PISO
COL. DEL VALLE
DELEGACION BENITO JUAREZ
687-55-10

PIÑA No. 305-7
COL. NVA. SANTA MARIA
DELEGACION AZCAPOTZALCO
02800 MEXICO, D.F.
556-78-74

57.- VILLAGRAN ROJAS JORGE
S. C. T. DIREC. GRAL. OBRAS MARITIMAS
JEFE OFICINA AVANCE OBRAS
INSURGENTES SUR No. 664-6o. PISO
COL. DEL VALLE
DELEGACION BENITO JUAREZ
687-53-28

MARGARITAS No. 39
COL. J. GLEZ. ROMERO
DELEGACION GUSTAVO A. MADERO
07410 MEXICO, D.F.
757-14-68

58.- ZAIZAR SOTO JUAN JOSE
FAC. ING. U. N. A. M.
AYUDANTE DE PROFESOR "B"
CD. UNIVERSITARIA
DELEGACION TLALPAN
548-96-69

VICENTE SUAREZ No. 10 INT. 10
COL. CONDESA
DELEGACION CUAUHTEMOC
06100 MEXICO, D.F.

59.- ZAVALA SALINAS JOSE FCO.
S. C. T.
ANALISTA ESPECIALIZADO
EUGENIA No. 197-3er. PISO
COL. NARVARTE
DELEGACION BENITO JUAREZ
03020 MEXICO, D.F.
579-50-37

EDIF. 82 ENTRADA "B" DEPTO. 101
UNIDAD CUTTLAHUAC
DELEGACION AZCAPOTZALCO
355-15-40