

5
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

CAMPUS ARAGON

“APLICACIÓN DE LA GEOTECNIA
EN OBRAS PORTUARIAS”

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA

JOSE LUIS BARRIOS PEREZ

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCIÓN

JOSÉ LUIS BARRIOS PÉREZ
P R E S E N T E.

En contestación a la solicitud de fecha 4 de febrero del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA pueda dirigirle el trabajo de tesis denominado "APLICACIÓN DE LA GEOTECNIA EN OBRAS PORTUARIAS", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 14 de febrero del 2002
LA DIRECTORA

ARQ. LILIA TURCOTT GONZÁLEZ

C p | Secretaría Académica.
C p | Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil.
C p | Asesor de Tesis.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

LTG/AIR/lla.



Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGÓN
SECRETARÍA ACADÉMICA

Ing. MARÍA DE LOS ÁNGELES SÁNCHEZ CAMPOS
Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil,
Presente.

En atención a la solicitud de fecha 27 de mayo del año en curso, por la que se comunica que el alumno JOSE LUIS BARRIOS PEREZ, de la carrera de Ingeniero Civil, ha concluido su trabajo de investigación intitulado "APLICACIÓN DE LA GEOTECNIA EN OBRAS PORTUARIAS", y como el mismo ha sido revisado y aprobado por usted, se autoriza su impresión; así como la iniciación de los trámites correspondientes para la celebración del Examen Profesional.

Sin otro particular, reitero a usted las seguridades de mi atenta consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 27 de mayo del 2002

EL SECRETARIO

Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS

C p Asesor de Tesis.
C p Interesado.

AIR/RCC/vr

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

AGRADECIMIENTOS

A MI MAMA

Por creer en mi y no desesperarse en momentos difíciles de mis estudios.

EN MEMORIA DE BENJAMÍN BARRIOS MIRELES ("El Papiringo")

Por sus enseñanzas, ejemplos y el respeto hacia los demás, lo que me hizo tener muchos amigos. Donde quiera que estés, gracias Papá.

A MIS HERMANOS Y MI CUÑADA

Por los días de diversión y de conciertos, espero que hayan más.

A MI ABUELO Y MIS TIOS

Por consentirme (Recordando también a mis abuelitos Angela, Benjamín y María, y mis tíos Gabriel y Salvador).

A MIS AMIGOS:

Yenifer, Jazmín, Martín, Arturo, Jorge, Manuel, "Chester", "Mofles", "Chinoy", Edmundo, Delfino, Heidel, "Epi", "Rafita", Lorena, Lucero, Gerardo, "Guillo" y "Villa".

Por haber sido parte importante en la Novela de mi vida.

AL ING. ALVAREZ BAUTISTA GABRIEL

Por su ayuda en la realización de esta tesis y sus aportaciones que me dio en clases.

A MIS PROFESORES:

ING. GARCIA CUEVAS PASCUAL
ING. VIGUERAZ MUÑOZ LUIS POMPOSO
ING. MACIAS FERREIRA ARTURO

Por sus enseñanzas y consejos para realizarme profesionalmente, y por su amistad.

A LA U.N.A.M. (C.C.H. Vallejo y E.N.E.P. Aragón)

Por darme a los mejores amigos, maestros y la mejor época de mi vida.

A LOS INGENIEROS:

GABRIEL BLASCO
ALBERTO BERNAL
ALBARO AVILES
VICTOR SALAMANCA
ENRIQUE RICARDO NIETO
ARQ. CARLOS TESORERO
Además de Yola, Edith, Carmelita e Irma

Por haberme abierto las puertas y realizar mi servicio social en la Dirección de Zona Federal Marítimo Terrestre de la SEMARNAT. Y por la amistad y apoyo que me brindaron.

AL SEÑOR QUE VA A ENCUADERNAR MI TESIS

Por su importante participación.

INDICE:

INTRODUCCION	1
I. ANTECEDENTES	5
PUERTOS	5
1.- OBRAS DE ACCESO Y MANIOBRAS	7
1.1.- Bocana	
1.2.- Canal de acceso	
1.3.- B�arsena de ciagoba	
2.- OBRAS DE ABRIGO Y FONDEO	7
2.1.- Rompeolas	
2.2.- Diques paralelos a la costa	
2.3.- Diques convergentes	
2.4.- Diques paralelos entre si	
2.5.- Diques rompeolas a talud	
2.6.- Diques verticales reflejantes	
2.7.- Diques mixtos	
3.- ESTRUCTURAS DE ATRAQUE	10
3.1.- Terminal marina	
3.2.- Fondeadero exterior	
3.3.- Area de ancladero	
3.4.- Marginales y tipo espigones	
3.5.- Muelles en L y en T	
3.6.- Instalaciones alejadas de la costa	
a) Estructuras masivas	
b) Estructuras sobre pilotes	
c) Duques de Alba	
d) Estructuras sobre pilas	
II. CARACTERISTICAS GENERALES DEL SUBSUELO	13
III. EXPLORACION Y MUESTREO	16
A) MUESTRAS ALTERADAS	17
A.1) Posteadora y barrenos helicoidales	

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

A.2) Prueba de penetración estándar	
B) MUESTRAS INALTERADAS _____	19
B.1) Tubo Shelby	
B.2) Barril Denison	
B.3) Muestreadores en suelos muy duros y rocas	
C) METODOS GEOFISICOS _____	21
C.1) Tradicionales	
C.2) Exploración geofísica marina	
D) METODOS INDIRECTOS _____	22
D.1) Cono eléctrico	
D.2) Veleta	
D.3) De alta frecuencia	
III. 2 EXPLORACION Y MUESTREO MAR ADENTRO _____	23
IV. PRUEBAS DE LABORATORIO _____	26
V. CIMENTACIONES Y ESTABILIDAD EN OBRAS PORTUARIAS _____	31
1 ROMPEOLAS _____	31
1.1 DISEÑO _____	31
a) Peso requerido por pieza	
b) Espesor	
1.2 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES _____	34
a) Método sureco de las dovelas	
b) Método simplificado de Bishop	
1.3 ESTABILIDAD DE DESPLANTE _____	37
1.4 ASENTAMIENTOS _____	37
2 MUELLES _____	38
2.1 DISEÑO _____	41
a) Fuerzas del viento	
b) Impacto	

c) Fuerzas sísmicas	
d) Cargas de gravedad	
3 PILOTES	42
3.1 ACCIONES SOBRE LOS PILOTES	44
a) Distribución del impacto	
b) Pilotes sujetos a cargas laterales	
c) Pilotes sujetos a carga axial	
d) Acción de las olas sobre pilotes	
3.2 MODO DE HINCADO DE LOS PILOTES	50
a) Pilotes hincados a percusión	
b) Pilotes hincados a presión	
c) Pilotes hincados a vibración	
d) Pilotes hincados con chiflón	
3.3 REVICIONES	52
a) Asentamientos (Estado límite de servicio)	
b) Estado límite de falla en condiciones estáticas	
c) Estado límite de falla en condiciones dinámicas	
4 PLATAFORMAS MARINAS	53
4.1 PLATAFORMAS APOYADAS EN PILOTES	57
4.1.1 Montaje de planos geométricos estructurales	
4.2 CRITERIO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE LA CIMENTACION DE LAS PLATAFORMAS	57
4.2.1 Capacidad de carga	
5 TANQUES DE ALMACENAMIENTO	74
5.1 DISEÑO GEOTECNICO	75
VI. OBRAS DE DRAGADO	84
1 ARRASTRE DE LITORAL	84
2 GEOTECNIA EN LAS OBRAS DE DRAGADO	88
VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	93
BIBLIOGRAFIA	101

INTRODUCCIÓN

Los puertos mexicanos participan en la tercera parte del movimiento total en el manejo de carga que se transporta en el país en donde el 80% son de exportaciones.

El contar con puertos internacionales beneficia el comercio exterior del país, un mejor equilibrio en la utilización de los modos de transporte y generación de empleos y de divisas.

Los puertos mexicanos han tenido una actividad desde hace muchos años pero su desarrollo tecnológico inicia durante los 40's. Su infraestructura portuaria se divide por Litoral del Pacífico y Litoral del Golfo. Sus extensos litorales e insipiente desarrollo marítimo, es frecuente la necesidad de usar transportes terrestres o marítimos para llevar sus productos al extranjero y cuando este último es el indicado se tiene la duda de utilizar un puerto ya existente o construir otro para satisfacer las necesidades del transporte que en general se tienen varios sitios en costas con las condiciones adecuadas para su utilización.

En México existen puertos importantes para el desarrollo económico de este. Se podrían citar los puertos de Manzanillo en Colima, considerado como la tercera zona de actividad comercial más importante del país; Lázaro Cárdenas en Michoacán, puerto industrial que tiene capacidad para recibir barcos de más de 150 mil toneladas; Ensenada, en Baja California, que dispone de instalaciones para el manejo de carga comercial y productos pesqueros, así como atención de pasajeros; Guaymas en el estado de Sonora, que tiene instalaciones especializadas para el manejo de graneles agrícolas, minerales y equipo para el manejo semiespecializado de contenedores; Salina Cruz en Oaxaca, dispone de instalaciones y equipo para el manejo especializado de contenedores, así como de muelles y bodegas para diversos productos movilizados como carga general suelta. Otros puertos son el de Altamira, Tampico y Madero en Tamaulipas, el puerto de Veracruz, La Sonda de Campeche, entre otros, los cuales son considerados como puertos industriales y comerciales, algunos de estos, petroleros; que se caracterizan por su constante movimiento en su volumen de carga, tráfico de buques y su influencia en varios puertos de diferentes países.

Con motivos de la globalización de acuerdo con la política que sigue el Gobierno Federal con el objetivo de modernizar al país en todos los aspectos y apoyar la participación de la iniciativa privada en todas las actividades en las que tenía predominancia el Sector Público algunos puertos pretenden privatizarse debido a las escasas tecnologías del país y es por eso que los mexicanos deben tener la suficiente preparación para que esto no suceda. Hay que tomar en cuenta que la participación

de México, desde el punto de vista comercial, se realiza a través del transporte marítimo y, debido al Tratado de Libre Comercio, esta participación deberá estar en posibilidades de competir en calidad, eficiencia y precio.

Con lo que respecta al petróleo, México ha contado con diferentes yacimientos y es la principal fuente de vida económica de este. Es por eso que hay que buscar nuevos yacimientos pero con las medidas adecuadas para evitar daños ambientales.

Para localizar un sitio donde se ubicará un puerto nuevo y que sirvan para cierta zona de actividad económica previamente determinada se tienen que considerar ciertos factores que definan la conveniencia de la situación escogida. Estos podrían ser el tonelaje que espera mover, tipos de productos, ubicación de las zonas productoras y consumidoras y los sistemas de transporte terrestres.

La elección dependerá del costo que resulte mínimo. El costo de la construcción de las obras portuarias corresponden a gastos fijos. Antes de tomar una decisión es necesario examinar varias posibilidades ya que si se toman atención especial a una determinada propuesta demasiado pronto se podrían cometer errores, en especial en la etapa de la planificación general.

El presente trabajo consiste en la aplicación de las asignaturas del área de geotecnia dentro de las obras de un sistema de transporte como lo es el portuario.

El primer capítulo relatará lo que consiste un puerto, de qué dependerán sus dimensiones, cuales son los tipos de puertos y qué obras lo constituyen, se mostrará un diagrama de los elementos generales de un puerto, además de cómo se subdividen estas obras y como se eligen de acuerdo a los factores diversos. Se dan algunas recomendaciones en las medidas de las obras de acceso y las diferentes opciones para escoger una obra de protección y de atraque dependiendo de la ubicación del puerto y de las características del estrato de la superficie marina.

El segundo capítulo trata de las características del subsuelo donde estarán instaladas las obras portuarias, las zonas geológicas del lugar, relieves orográficos, así como las características del suelo describiendo los tipos que se presentan en la zona de estudio, así como las características de los mismos para indicar el uso actual y su uso potencial, e indicar su vocación productiva.

En el tercer capítulo se presentarán los métodos de exploración, muestreo y los instrumentos que se ocupan especialmente para obtener muestras en el mar, y como se utilizan los instrumentos de pruebas en la zona de exploración para determinar su resistencia lo más realmente posible en el suelo marino. Qué distancias y profundidades se recomiendan para hacer perforaciones para muestreo y exploración; cuáles son las operaciones que se realizan al momento de extraer muestras en mar adentro. También se explica las características que tendrán las muestras al ser extraídas del suelo marino.

Como el mar no es una zona tranquila, estará en constante movimiento por el oleaje, el proceso de exploración y muestreo tendrá dificultades. Por lo que en este capítulo plantea los métodos o más bien, el equipo que se utiliza para evitar esto.

Hay que recordar que una obra de mayor interés u obras de tipo Federal se necesita realizar una planeación y conocer el comportamiento del suelo en cuanto a su relación esfuerzo-deformación y su variación con el tiempo con el fin de que el proyecto, diseño, construcción, operación y conservación de las obras portuarias en donde intervenga el suelo resulte simultáneamente económicas, funcionales y seguras, y sean acordes con la naturaleza. Para esto es necesario que sean explorados y muestreados los suelos y así determinar las propiedades índice y mecánicas del suelo que será afectado por los cimientos y peso de las estructuras.

El cuarto capítulo tratará de las pruebas de laboratorio que se aplican para los suelos de estas zonas, con esto para determinar si se habrá de mejorar o qué tipo de cimentaciones se requerirán. Además para establecer las características de los materiales rocosos que se utilizarán para la construcción de obras de protección. Como se menciona en este capítulo, los suelos donde se asentarán las obras portuarias son de diferentes materiales, así que es muy necesario realizar pruebas de laboratorio y que se citarán en éste. También hay que dar las razones por las que el suelo cambia sus características cuando se hace con muestras fabricadas en el laboratorio. En forma breve se redactan los pasos que se realizan en las pruebas de laboratorio y las pruebas más frecuentes que se proceden a hacer para determinar las propiedades geotécnicas de los materiales que forman el cuerpo del rompeolas.

En el quinto se plantearán los estudios de estabilidad de las estructuras en el suelo marino como son los rompeolas que son las obras de protección al puerto y los tipos de cimentaciones de los muelles y las plataformas petroleras, además de los factores que actuaran sobre estos como son las olas, los golpes de las embarcaciones al muelle que se reflejaran en la cimentación, etc, y cual es el proceso de hincado de la

subestructura. También se hablará de cómo actúa el suelo para los tanques de almacenamiento pertenecientes a un puerto petrolero. Para el caso de los rompeolas, este capítulo se verá enfocado especialmente a los de enrrocamiento de tipo talud. En muelles y plataformas petroleras se hablará, en la mayor parte, de los que están apoyados por medio de pilotes. En los tanques de almacenamiento se citarán los tipos y su cimentación para recomendar el más adecuado.

El sexto capítulo plantea las obras de dragado las cuales se realizan para mantener la profundidad de los canales de acceso en caso de que no hayan obras de protección que eviten el arrastre de sedimentos; qué estudios se realizan, qué tipos de dragas existen y dependiendo del tipo de material que se encuentre en la zona buscar los métodos más adecuados. Como antecedentes a este capítulo está el arrastre de litoral y transporte de sedimentos en el mar que provocarán depositación de materiales que harán perder la profundidad que es el elemento básico de la infraestructura portuaria y de no haber, esta no sirve para los barcos que atracarán a este puerto.

Al final se dan las conclusiones que se obtuvieron de los seis capítulos, además de recomendaciones que mejoren los siguientes aspectos como el procedimiento constructivo de los cimientos de las estructuras como buscar la solución de mejorar el suelo o el tipo de cimentación en tanques de almacenamiento, las pruebas que se le deben hacer a las cimentaciones de las estructuras de atraque y plataformas petroleras. Recomendar con respecto a las obras de protección para evitar erosiones entre otros factores. Buscar los métodos más adecuados de exploración y pruebas de laboratorio; concluir y recomendar con respecto a las obras de dragado en los casos de que no haya obras de protección o cuando se requiere mayor profundidad. Todo esto con el objetivo de evitar errores que causen demasiados costos al momento de elegir la ubicación de las obras y que estas funcionen adecuadamente con los fines de que fueron diseñadas.

I. ANTECEDENTES

PUERTOS

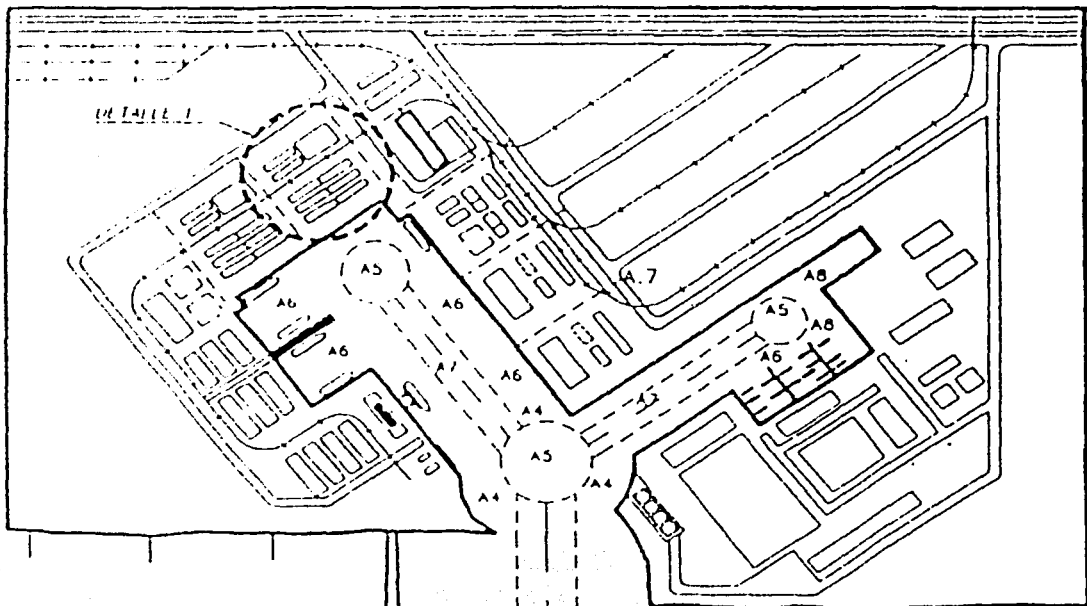
Un Puerto es un área acuática encerrada parcialmente y protegida en esta forma de las tormentas para proporcionar alojamiento seguro y adecuado a los barcos que buscan refugio, abastecimientos, carga de combustible, reparaciones o la transferencia de carga; constituido por muelles o atracaderos en los que pueden permanecer los buques mientras realizan las operaciones de carga y descarga; cobertizos de tránsito de mercancías y otras áreas de almacenaje en donde las naves pueden descargar la carga de arriba y almacenes de mercancías en donde los bienes pueden ser almacenados por periodos más largos en espera de su distribución o venta. Estas instalaciones incluyen no solamente el puerto, sino su protección, si es necesaria, en formas diversas, como rompeolas, fondeaderos, ancladeros para embarcaciones pequeñas y estructuras dentro del puerto para que fondeen las naves; construcciones portuarias para llevar a cabo el comercio del puerto; instalaciones para manejar carga general y carga a granel y muchos servicios suplementarios

Las dimensiones del puerto dependen del número y tamaño de los barcos que usan a este. La superficie mínima usual de un puerto es el espacio requerido para muelles más un área de giro al frente de ellos.

Los puertos pueden ser **naturales** cuando son protegidos contra tormentas y el oleaje por la configuración natural de la costa; si estos requieren protección artificial solamente a la entrada, entonces se les consideran como **semi-naturales**; ya si estos están protegidos contra el efecto de las olas por medio de rompeolas o por dragado serán **artificiales**.

Los puertos pueden clasificarse como:



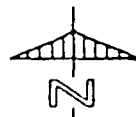


AREAS DE AGUA

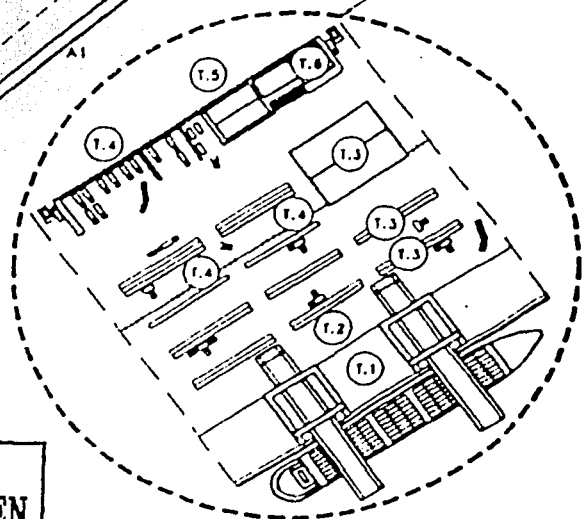
- A1 OBRAS EXTERIORES
- A2 BOCANA
- A3 CANAL DE NAVEGACION PRINCIPAL
- A4 ANTEPUERTO Y FONDEADERO
- A5 DARSENA DE CIABOGA
- A6 DARSENA DE MANIOBRAS
- A7 CANALES SECUNDARIOS
- A8 DARSENA DE SERVICIOS

AREAS DE TIERRA

- T.1 MUELLE
- T.2 AREA DE TRANSFERENCIA
- T.3 ALMACENAMIENTO
- T.4 CIRCULACIONES
- T.5 REPARACIONES
- T.6 SERVICIOS

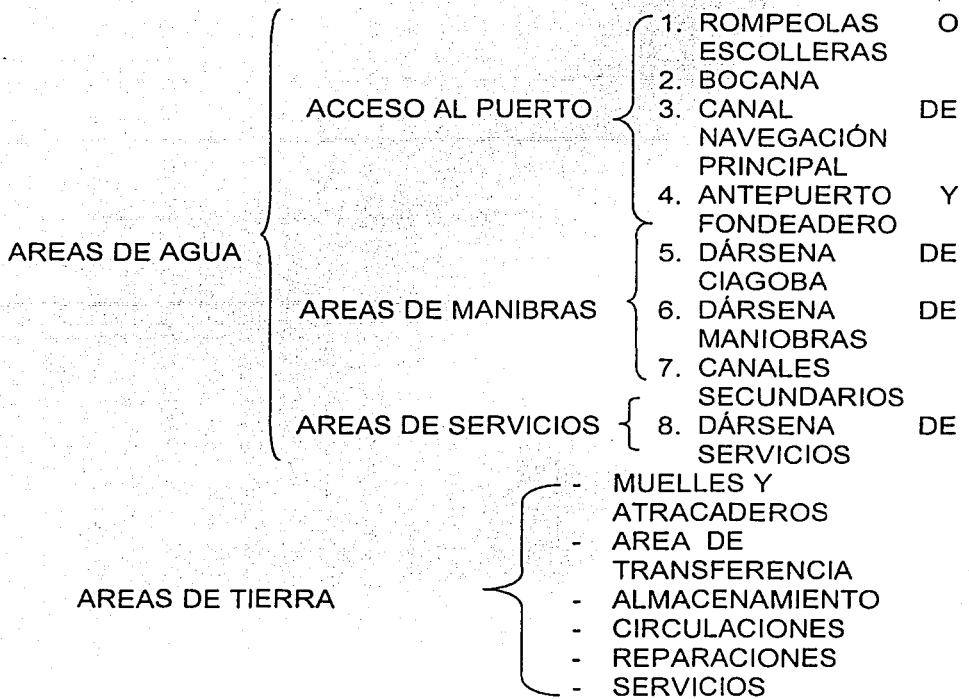


AMPLIACION DETALLE 1



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

FIG. 1 Elementos generales de un puerto.



1.- OBRAS DE ACCESO Y MANIOBRAS

El diseño de las obras de acceso y maniobras deben tomar muy en cuenta los cambios que el tráfico marítimo ha tenido en los últimos años. Los barcos han ido creciendo en tamaño por lo que requerirán de áreas y distancias de frenado mayores que los más pequeños.

1.1.- Bocana (fig. 1)

Para reducir la altura de las olas dentro del puerto, las bocanas deben tener un ancho, en puertos pequeños de 92 m.; en puertos medianos de 122 m. A 152 m., y en puertos grandes de entre 152 m. y 245 m. Cuando está entre rompeolas será considerable que sea más ancha que los recomendados.

1.2.- Canal de acceso (fig. 1)

La profundidad del canal de acceso es una función que depende del calado del buque que deberá elegir siempre el de plena carga, y el

sentado del buque por efecto del oleaje. El ancho del canal dependerá de la manga, velocidad y maniobra del barco; el número de sentidos de navegación; el trazo en planta del canal; la estabilidad de los taludes del canal; los vientos, corrientes y oleajes a través del eje del canal.

1.3.- Dársena de ciagoba (fig.1)

Es un área dentro del puerto para permitir que la nave gire. El área debe tener un radio doble de la longitud de la nave para permitir el libre giro.

2.- OBRAS DE ABRIGO Y FONDEO

2.1.- Rompeolas (fig.1)

Su tamaño depende de las olas máximas y el tamaño mínimo del puerto necesario. Se pueden constituir en dos brazos que parten de la costa, más un rompeolas sencillo que sea más o menos paralelo a la costa, que dan origen así a dos aperturas o pasos hacia el puerto, ó dos brazos que convergen cerca de sus extremos mar adentro y traslapándose para formar una entrada protegida al puerto.

2.2.- Diques paralelos a la costa (fig. 2)

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

2.3.- Diques convergentes (fig. 3)

Es muy utilizado en busca de calado necesario para la bocana. Se debe tener cuidado con las áreas disponibles ya que el puerto quedará comprendido entre las obras.

2.4.- Diques paralelos entre si (fig. 4)

Se usan en los puertos creados sobre tierra o bien en las desembocaduras de ríos navegables. Tienen varios inconvenientes, como asolvamientos importantes, y malas condiciones a la navegación

2.5.- Diques rompeolas a talud (fig. 5)

Tiene grandes ventajas desde el punto de vista constructivo, aunque se requiere de la existencia de canteras en lugares próximos, ya que, de no existir sería necesario utilizar elementos prefabricados en las capas

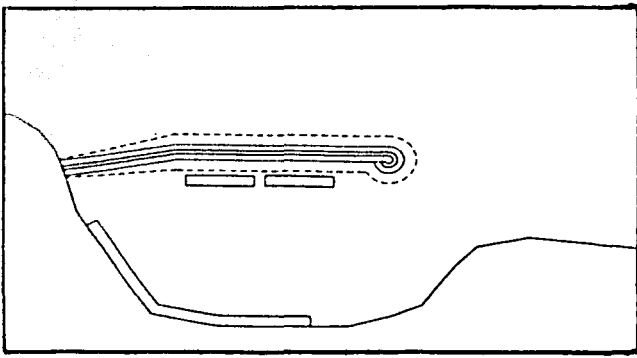


FIG. 2 Obras de protección paralelas a la costa.

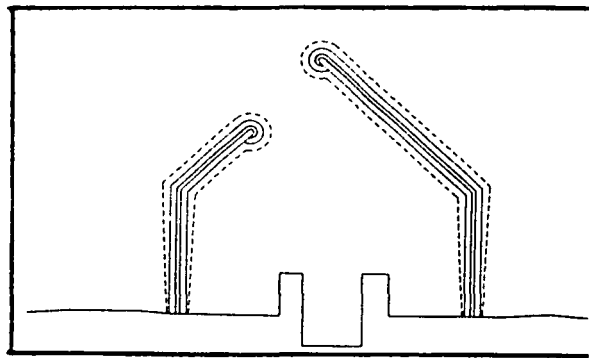


FIG. 3 Obras de protección convergentes.

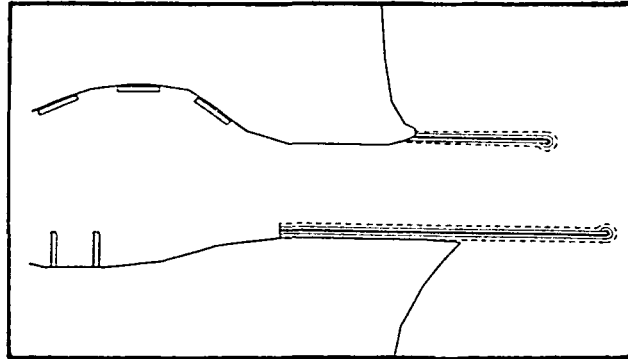
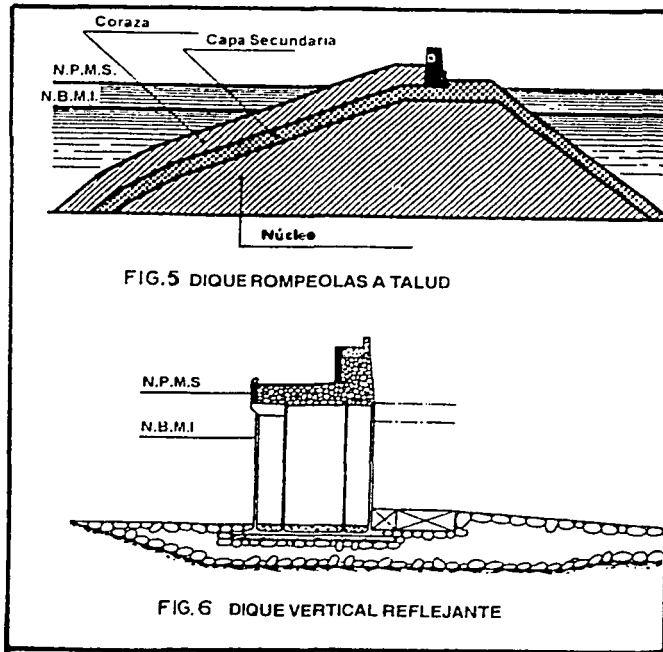


FIG. 4 Obras de protección paralelas entre si.



Secciones tipo de las obras de abrigo.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

exteriores, lo que provocará el incremento del costo y el plazo de la ejecución.

2.6.- Diques verticales reflejantes (fig. 6)

Este tiene condiciones especiales de cimentación y profundidad, debiendo esta última ser mayor a dos veces su altura (2H) para evitar que las olas rompan contra ellos. Están 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 lugares próximos y la relativa rapidez de construcción. Pueden además utilizarse como atracaderos, ya que presentan paramento vertical.

2.7.- Diques mixtos

Utiliza enrrocamientos 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 enrrocamiento y la energía que queda se refleja con el muro vertical.

3.- ESTRUCTURAS DE ATRAQUE

El número de atracaderos depende del número previsto de naves que vayan a usar el puerto y el tiempo que les tome descargar y subir a bordo carga o pasajeros.

Los atracaderos y muelles deben colocarse en la parte más protegida del puerto o a lo largo del lado opuesto de donde pega el viento en las rompeolas; deben estar orientados de manera que puedan colocarse las naves a lo largo y estar protegidos del viento y de las olas.

3.1.- Terminal marina

Es la parte de un puerto que proporciona muelles, manejo de carga y facilidades de anclaje. En muchos casos, se conoce como **terminal de carga pesada o a granel** aquella donde se manejan productos como el petróleo, el cemento o granos que son almacenados.

3.2.- Fondeadero exterior

Se ubica donde no sea factible construir un atracadero; consta de unidades de anclaje, cada una consiste en una ó más anclas, cadenas, barras, ahondamientos y boyas a los que las naves pueden sujetar sus cabos de amarre. Estos se suplementan con las anclas propias de las naves.

3.3.- Área de ancladero

Es un lugar donde las naves pueden mantenerse con objeto de cuarentena e inspecciones; para esperar espacio en los muelles, o para esperar mejores condiciones meteorológicas.

En cuanto a su localización, los tipos de atraque son los siguientes:

3.4.- Marginales y tipo espigones

Se utilizan para las operaciones de carga y descarga cerca de las bodegas haciendo uso de grúas y montacargas. Los muelles normales se les denomina de tipo espigón, ya que su localización es semejante a la de un espigón, pero los espigones son construidos a base de enrocamiento y costales rellenos de concreto, detiene los arrastres de litorales y evitar que se azolven las zonas de operación.

3.5.- Muelles en L o en T (fig. 17 cap.V)

En esta se tiene más libertad para maniobras y al tenerse menores cargas verticales las pasarelas de acceso son más ligeras en comparación a lo que resulta en los casos anteriores.

3.6.- Instalaciones alejadas de la costa

Se utilizan en el caso donde no se tienen las instalaciones portuarias adecuadas, se carece del calado necesario y espacio para maniobras de giro.

En cuanto al tipo de cimentación los tipos de estructuras que se eligen son las siguientes:

a) Estructuras masivas

Son convenientes cuando el estrato resistente se encuentra cerca de la superficie del terreno; se pueden construir por un muro de gravedad con material de relleno de respaldo. También existen estructuras apoyadas sobre paredes de tablaestaca, se colocan rellenos de arena, grava, concreto pobre, etc.; estas son en terrenos cuyas características, en cuenta a su capacidad de carga y resistencia de fricción deberán ser satisfactorias durante y después de la construcción. Una razón para seleccionar estas estructuras es el hecho de ganar terreno sobre el que se construirán nuevas obras.

b) Estructuras sobre pilotes (fig. 18 cap.V)

Son las adecuadas en el caso de tenerse un terreno de poca resistencia y un estrato resistente alejado de la superficie del terreno, ó cuando se requiere absorber energía aprovechando la flexibilidad de la estructura.

c) Duques de Alba (fig. 19) (cap.V)

Estas estructuras se utilizan para amarrar las embarcaciones o para recibir los impactos y absorber la energía de estas. Estos protegen a la plataforma de operación, se diseñan por cargas verticales y sismo o empujes de terreno en su caso. Será conveniente construir estructuras flexibles con pilotes verticales o estructuras rígidas a base de pilotes inclinados o masivas con defensas para evitar impactos que causan fallas considerables.

d) Estructuras sobre pilas

Son un caso intermedio de rigidez y se utilizan en el caso de que el estrato resistente esté cercano. Para esto se deberán conocerse las características del suelo de cimentación, y de preferencia, tenerse curvas de nivel de los estratos.

II. CARACTERISTICAS GENERALES DEL SUBSUELO

La costa es la región donde interactúan las fuerzas del mar con tierra, una franja de tierra que se encuentra rodeada de cualquier cuerpo de agua que esté expuesta de manera alterada o cubierta por mareas y olas.

Uno de los fenómenos que tienen gran influencia en la conformación de esta zona costera es el oleaje, ya que este es capaz de erosionar o azolvar grandes tramos de costa.

Estas zonas costeras son aprovechadas como zonas de desarrollo turístico, comercial pesquero y en algunos casos industrial.

Una costa de material no consolidado se le denomina generalmente playa, que es la zona intermedia entre tierra firme y el mar y está constituida por sedimentos que pueden ser desde arenas muy finas hasta gravas o rocas. Las características del material constitutivo dependerán de las condiciones e intensidad del oleaje y de los materiales que constituyen las zonas aledañas.

Las playas se forman cuando los volúmenes de aporte son mayores que los volúmenes que salen del área y se erosionan cuando se presenta el caso contrario

Las características de una playa quedan definidas en términos del tamaño promedio de las partículas que la constituyen, el rango y distribución de los tamaños, la composición mineralógica de la arena, la elevación y ancho de la berma, la pendiente de la playa, y la existencia o ausencia de una barra. En general se puede decir que entre más gruesa la arena, mayor será la pendiente, y viceversa:

2. Playas finas. Son aquellas en las que el tamaño de sus elementos componentes es menor a 0.05 mm.; aunque algunos autores afirman que en general los limos y arcillas no existen en las playas, ya que la acción del oleaje, por muy pequeño que sea, mueve y pone en suspensión a éstos, depositándose en lugares tranquilos como es el caso de lagunas o esteros.
3. Playas gruesas. Están formadas por boleros, gravas y arenas, el tamaño de los materiales varía desde 0.05 mm. hasta 250 mm.

4. Playas rocosas. Son aquellas que se dan como resultado del aporte de grandes masas de roca que llegan a fracturarse por la acción reiterada del oleaje sobre los acantilados.

Las playas deben su existencia a los materiales cuyo origen pueden ser:

1. Playero: si provienen de playas adyacentes transportado por las corrientes litorales, hasta la playa de estudio.
2. De erosión de la costa. Cuando el material es aportado por los acantilados, los cuales son erosionados constantemente por la acción del oleaje.
3. Terrigeno. Cuando existe aporte de material acarreado desde tierra adentro, por los ríos y esteros y en menor grado por el viento cuando actúan sobre dunas que existen a lo largo de la costa y el material es empujado hacia el mar.

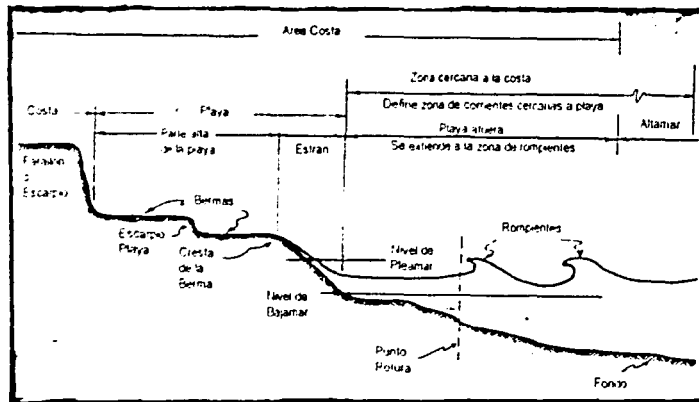


FIG. 7 Zonas de la Costa:

Zona exterior. Considerada a partir de la primera línea de rompientes de la ola hacia el mar.

Zona interior:

1. Zona de rompientes. Está definida por la primera línea de rompientes y la intersección de los planos del nivel de bajamar

media inferior, con el de la costa. Por efecto de la rotura de la ola, se forman barras longitudinales y a su pie, bermas o depresiones, que sirven de canales a las corrientes que generan a lo largo de la playa.

2. El estrán está definido por la traza del nivel de bajas y la línea de costa, con la traza que define la línea de alcance máximo de la ola.

III. EXPLORACION Y MUESTREO

Es necesario, para determinar las propiedades del suelo en donde se realizaran las obras, explorarlo y muestrearlo. El espécimen obtenido del muestreo estará afectado, esto es, no contará con las cualidades que inicialmente tenía. Los equipos y herramientas lo alterarán. Además, las presiones que soportaba a la profundidad a que se encontraba ya no existirán. Sin embargo, habrá muestras tales que les considerarán "inalteradas". Este grado es posible obtenerlo con ciertas herramientas.

Para áreas de puerto deben hacerse muestreos por perforaciones en puntos estratégicos para obtener información de las características del subsuelo en los lugares donde se construirán rompeolas, muelles, atracaderos, malecones y otras estructuras marinas.

Para las obras de dragado las muestras deben tomarse a distancias entre 75 m. y 150 m. en el área que se va a dragar.

Se efectúan perforaciones en las ubicaciones de estructuras marinas a lo largo de líneas rectas definidas, como el eje de un muelle o de un rompeolas. Deben estar suficientemente cercanas para obtener un perfil razonablemente preciso en los estratos del suelo que luego se van a graficar, una distancia entre centros de 30 m.

La profundidad de las perforaciones depende del suelo que se encuentre y la profundidad donde se encuentre el estrato duro. En la mayoría de los lugares, una penetración de 46 m. bajo el nivel de aguas bajas encontrará roca o suelo con un valor de soporte adecuado para sostener pilares o cimientos. Generalmente, una penetración de 12 m. dentro del material firme asegura una capacidad de carga para estructuras marinas. Para las obras de dragado sólo son necesarias perforaciones de 0.60 m. por debajo del fondo a dragarse. Pero si se encuentra roca arriba de este nivel, una o más perforaciones debe hacerse a una profundidad de 1.50 m. por debajo del fondo dragado.

En suelos bajo los rompeolas, la carga adicional impuesta por muelles abiertos y otras estructuras marinas similares al suelo subyacente puede obtenerse la información adecuada por medio de muestras secas de perforaciones hechas con una probeta. Para obtener muestras secas se usa un muestreador del tipo barril. Sin embargo, en algunos lugares donde el suelo es plástico, es necesario hacer perforaciones de muestreo en suelo inalterado y las pruebas del suelo determinan las profundidades a las que deben apoyarse los pilotes o cilindros.

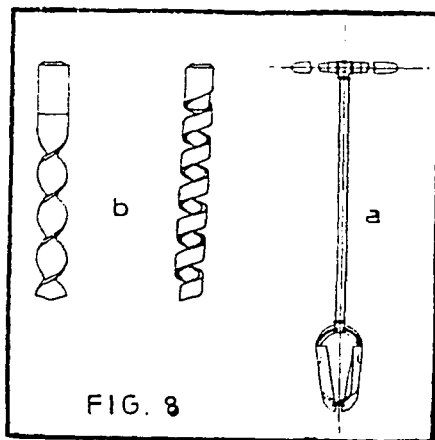
Cuando se toman muestras inalteradas en limos y arenas, la probeta debe tener de preferencia no menos de 9 cm. ó 10 cm. de diámetro para permitir el uso de un muestreador de tubo shelby de pared de 7.50 cm.

A) MUESTRAS ALTERADAS

A.1) Posteadora y barrenos helicoidales

Las posteadoras son herramientas que penetran en el terreno ejerciendo un giro sobre una varilla perpendicular a la tubería de perforación. (fig. 8a)

Los barrenos, al igual que las posteadoras, se hacen girar y penetrar manualmente en el terreno, quedando la muestra atrapada en el cucharón en forma de hélice que debe ser muy cerrado en suelos arenosos. (fig. 8b)

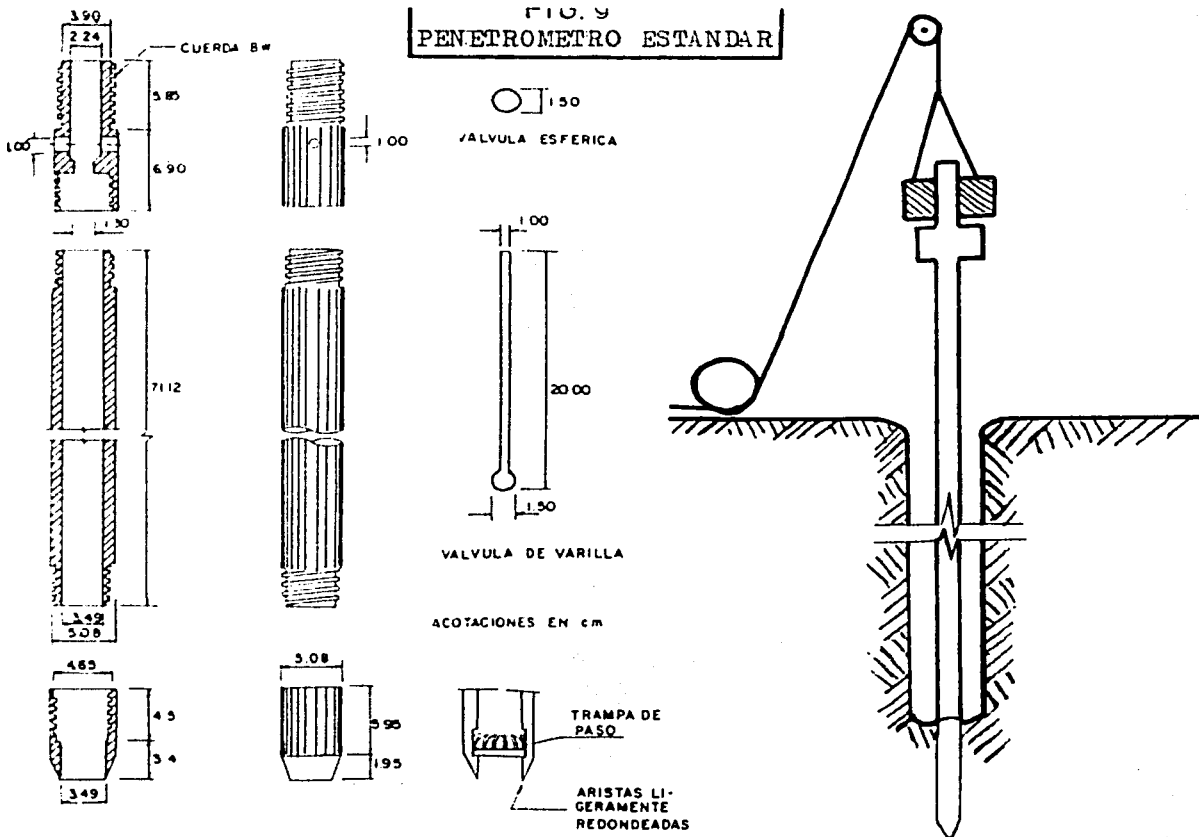


A.2) Prueba de penetración estándar

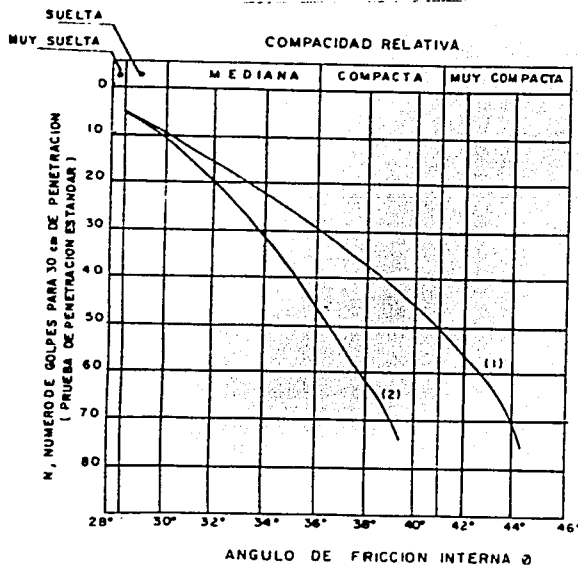
La prueba de penetración estándar permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesario para hincar el penetrómetro estándar, y obtener muestras alteradas para identificar los suelos del sitio.

Es útil en suelos granulares, en los que el muestreo inalterado es casi imposible.

FIG. 9 PENETROMETRO ESTANDAR



ESTA GRAFICA MUESTRA LA CORRELACION ENTRE EL NUMERO DE GOLPES PARA 30 cm., LA COMPACIDAD RELATIVA Y EL ANGULO DE FRICCION INTERNA, ESTO EN CUANTO A LOS SUELOS GRANULARES.



(1) RELACION PARA ARENAS DE GRANO ANGULOSO O REDONDEADO DE MEDIANO A GRUESO
 (2) RELACION PARA ARENAS FINAS Y PARA ARENAS LIMOSAS

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

El penetrómetro estándar es un tubo de acero con un extremo afilado y cortado longitudinalmente para facilitar la observación de la muestra. Una válvula en la cabeza del muestreador permite la salida de azolve y evita que la muestra se salga fácilmente del tubo. (fig. 9)

La prueba de penetración estándar consiste en hincar el penetrómetro 45 cm. con la masa de 64 kg., dejada caer desde 66 cm. de altura; durante el hincado se cuenta el número de golpes que corresponden a cada uno de los tres avances de 15, 30 y 15 cm. La resistencia a la penetración estándar se define como el número de golpes, N, para penetrar los últimos 30 cm (de 15 a 45). En caso de que el número de golpes llegue a cincuenta y el muestreador ya no penetre se suspenderá la prueba, se tendrá que avanzar con broca tricónica sin muestreo.

Para que las paredes del suelo penetrado no se desmorone, se utilizan lubricantes como el lodo ventonítico.

Una vez terminada la prueba se procede a perforar el tramo muestreado, hasta alcanzar la profundidad a la que se realizarán la siguiente prueba. Las muestras deben conservarse en vasos o en bolsas herméticas que mantengan constante el contenido del agua.

La prueba de penetración estándar se puede utilizar para clasificar la capacidad o dureza de las formaciones de los suelos, como sigue:

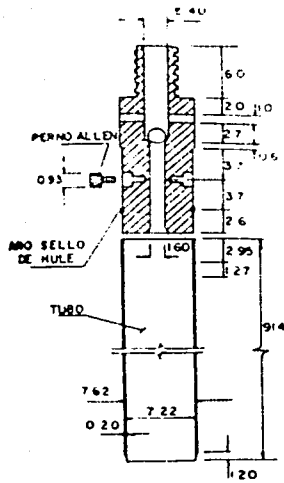
SUELOS GRANULARES (N)		SUELOS COHESIVOS (N)	
0 – 10	Sueltos	0 – 5	Blandos
11 – 20	Medianos	6 – 10	Medianos
21 – 30	Firmes	11 – 20	Firmes
31 – 50	Compactos	21 – 30	Duros
51 o más	Muy compactos	31 o más	Muy duros

La prueba de penetración estándar es menos costosa que la obtención de "muestras inalteradas" ó los análisis de laboratorio. Por consiguiente, en muchos proyectos se sigue utilizando y proporciona informes valiosos.

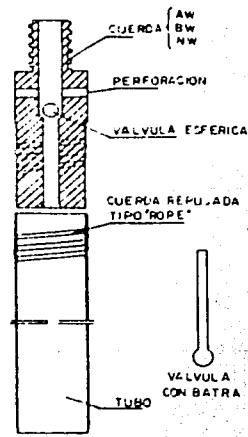
B) MUESTRAS INALTERADAS

B.1) Tubo Shelby

El tubo Shelby se hince a presión, se penetra sin golpes ya que este se utiliza en suelos blandos y su punta inferior del muestreador es afilada para

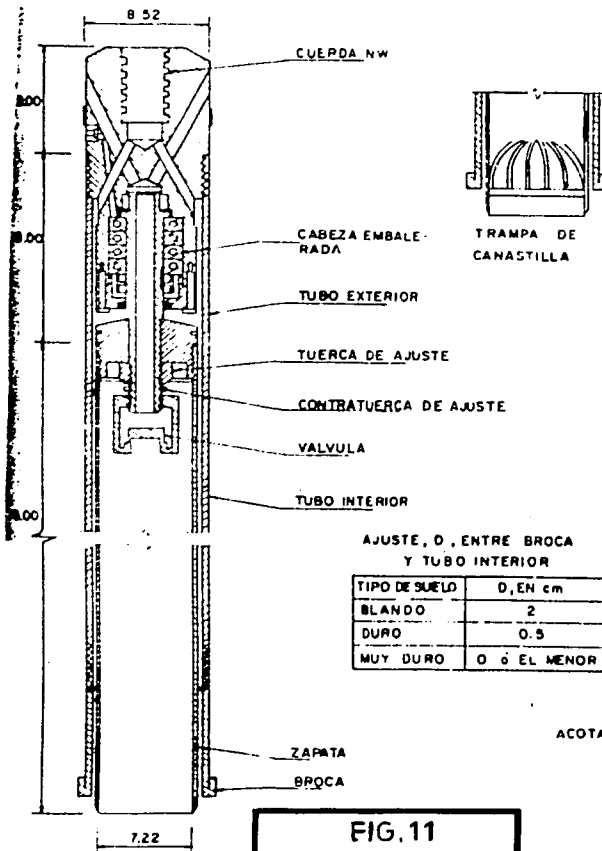


UNION CON PERNOS ALLEN



UNION CON CUERDA

FIG.10 TUBO SHELBY



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

ACOTACIONES EN cm

FIG.11 BARRIL DENISON

que la muestra sea cortada más fácilmente. Debido a se está trabajando sobre el nivel del mar el contenido de agua es alto, por lo que la muestra será blanda, por lo tanto el corte se deberá reposar por unos minutos antes de extraer el muestreador, este se sacará con giros para no alterarlo. (fig.10)

Este muestreador está constituido por un tubo metálico, usualmente de acero, montado en una cabeza con perforaciones laterales para aliviar la presión dentro del muestreador y una válvula para proteger la muestra de las presiones internas que se generan al extraerlo.

B.2) Barril Denison (fig.11)

Cuando se está trabajando en playas rocosas se requiere del Barril Denison, entre otros tipos de barriles. Este muestreador consta de de dos tubos concéntricos montados en una cabeza con baleros. El tubo exterior gira para cortar el suelo mientras que el interior permanece sin girar y por presión toma la muestra. Durante el muestreo es necesario del agua para que este circule entre los dos tubos , con esto enfriará la broca y arrastrará al exterior el material cortado. Pero debido a que el agua del mar contiene sales se debe utilizar agua o lodo para disminuir contaminantes.

Durante el muestreo el tubo interior penetra en el suelo a una cierta distancia antes que la broca, para proteger a la muestra de la erosión y contaminación que le puede ocasionar el fluido de perforación.

Se baja el muestreador al fondo de la perforación y se hincan unos centímetros para evitar que el tubo inferior gire. Después se hincan la rotación aplicando continuamente presión. La longitud de muestreo debe ser menor que la longitud del tubo para poder alojar los azolves. Esta muestra deberá protegerse contra pérdidas de humedad con breya y parafina.

El Barril Denison, con lodo de perforación induce contaminación en las arcillas y es el mejor muestreador para tobas duras.

B.3) Muestreadores en suelos muy duros y rocas

El muestro en estas zonas se elaboran con barriles que tienen broca de insertos de carburo de tungsteno o de punta de diamante. Los factores para la exploración son la elección correcta del equipo, la velocidad de rotación, la fuerza axial sobre la broca y el gasto del fluido de perforación que se inyecte.

C)

METODOS GEOFÍSICOS

C.1) Tradicionales

Las técnicas que más se emplean en México son la de Refracción total, resistividad y gravimétrica cuando se trabaja en zonas donde se tienen materiales muy contrastantes con respecto a su consistencia o compacidad como son los suelos que no han sido transportados y se ubican en el lugar donde se formaron (suelos residuales), con una superficie de contacto más o menos regular. Por principio de trabajo se requiere una mayor velocidad de propagación de ondas de compresión y de cortante de profundidad.

C.2) Exploración geofísica marina

Son de alta y baja frecuencia para tirantes de agua de 2 m. o más y superiores a 10 m. respectivamente.

D) METODOS INDIRECTOS

D.1) Cono eléctrico

Utilizado para suelos blandos aunque en el ambiente costero presenta grandes dificultades de movilización del equipo de perforación ya que el arrastrar o desarmar no es una solución.

D.2) Veleta

Utilizado en suelos blandos aunque de manera restringida se ha empleado desde hace más de dos décadas. La alteración de los suelos sujetos a esta prueba no es nula pues esta se hincan en el estrato ejerciendo siempre influencia negativa. Una vez hincada se le aplica gradualmente al vástago un momento en su extremo superior donde hay un mecanismo para medir la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

D.3) De alta frecuencia

También llamados acústicos y sirven para obtener perfiles del lecho marino y detectar irregularidades del fondo. Estas técnicas se aplican con trabajos a alta frecuencia y alta atenuación con poca o nula penetración en el lecho marino. Permiten identificar rasgos y estructuras geológicas del fondo marino con gran precisión.

III. 2 EXPLORACIÓN Y MUESTRO MAR ADENTRO

Resulta difícil obtener información sobre el subsuelo en sitios mar adentro que estén considerando para construir muelles, plataformas para perforaciones petroleras o nuevos diques artificiales.

En lugares situados mar adentro pueden obtenerse algunos datos mediante un muestreo del fondo. Los buzos pueden obtener muestras del fondo o introducir tubo en el suelo hasta profundidades de 1.5 a 3 m. por debajo del nivel del lodo.

Es posible obtener núcleos más profundos, utilizando un martillo perforador para introducir tubos en el fondo, o bien, introducir muestreadores mediante vibraciones. Esos muestreos permiten penetraciones de 3 a 9 m. o más, por debajo del nivel del lodo.

Las exploraciones a mayores profundidades se pueden realizar mediante barrenadoras montadas en barcasas o en barcos para perforaciones. (fig.12). Así mismo, en el fondo del mar pueden apoyarse las barrenadoras subacuáticas que se manejan por medio de buzos. (fig. 13)

Para hacer perforaciones y muestreos sobre el agua, es necesario tener una pequeña barca o pontón de fondo plano, sobre el que se pueda apoyar el quipo de perforación. El pontón se construye a veces con tambos de aceite vacíos y armazón de madera pero es recomendable el empleo de plataformas fijas para apoyar las máquinas perforadoras ya que estas no tienen elementos que contrarresten el movimiento tanto de cabeceo como vertical del elemento de flotación por lo que, generalmente, las muestras del suelo inalteradas se remoldean por el movimiento de la barra y por el balanceo de la perforadora al hincar el tubo. En la prueba de penetración estándar la caída del martillo variará conforme el movimiento de la balsa y esto también sucederá con los sondeos de cono eléctrico.

Cuando el agua esté muy agitada, es necesario bajar apoyos sobre el fondo y elevar la barca por encima del alcance de las olas. (fig. 14)

Para propósitos de diseño es necesario obtener muestras de los materiales del fondo, para eso se han desarrollado varios muestreadores especiales para los suelos del fondo de los mares, algunos de ellos son tubos largos que introducen en el suelo por medio de presión o vibración.

La longitud del sondeo depende desde luego del tipo de terreno y será del origen de 3 m. para arcilla blanda, 1 m. a 2 m. en arena, 0.50 m. en arcillas

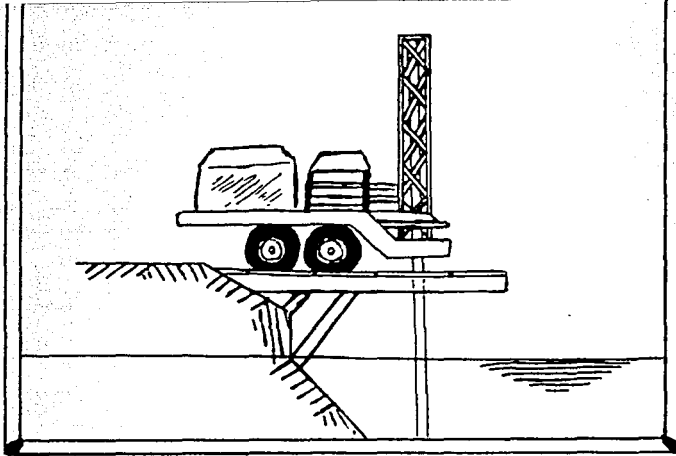


FIG.12 BARRENO

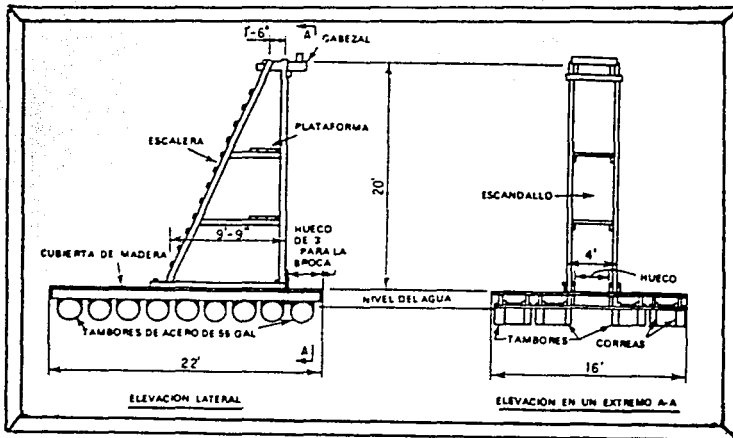


FIG.13 BARCA A POYADA SOBRE TAMBOS

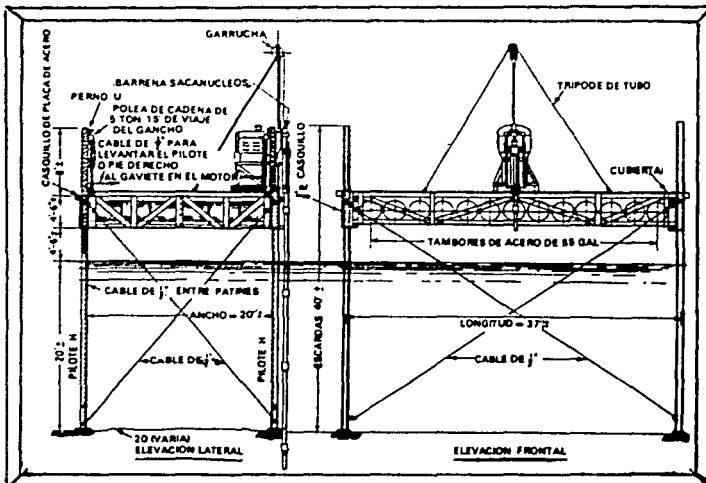


FIG.14 BARCA CON PIES DE APOYO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

compactadas y prácticamente nada en roca. Se acepta que las muestras estén algo alteradas. Se lleva a cabo con ademe metálico en cuyo extremo se fija una broca. Se avanza la perforación hasta la profundidad deseada. El muestreador se sujeta a un tubo martillo que tendrá una altura de caída de 1.5 m. y se baja por el interior de la tubería de perforación, después se hinca el martillo a golpes obteniendo la muestra.

También se puede utilizar la veleta para medir la resistencia no drenada de los sedimentos en el lugar. Esta es operada a control remoto.

IV. PRUEBAS DE LABORATORIO

El objetivo principal es localizar y seleccionar los sitios donde se puedan obtener los materiales que técnica y económicamente sean adecuados para la construcción de las obras portuarias, así como efectuar las pruebas de laboratorio necesarias para determinar las propiedades mecánicas de la zona.

La geología superficial de la zona donde se ubica el complejo portuario juega un papel importante en las propiedades de los materiales. Los procesos geológicos mediante los cuales se formaron los depósitos o se modificaron posteriormente, determinan las características físicas de los mismos así como las propiedades de los materiales que formaron dichos depósitos. Por tal razón es indispensable contar con el marco geológico de la zona.

Como los suelos costeros son en general de diferentes materiales se debe recurrir a hacer pruebas in situ tales como pruebas de carga en pilotes.

Respecto a las propiedades mecánicas que se deben de estudiar, estas deben ser aquellas que se refieren a su resistencia en relación con los factores tales como el peso de la estructura y factores ambientales.

Si se requiere determinar en los suelos sus propiedades mecánicas en el laboratorio y trasladar estos resultados al campo bastarán unos cuantos sondeos y un número adecuado de muestras inalteradas representativas del suelo. Si no es así será más valioso contar con un mayor número de sondeos hechos con métodos indirectos y unas cuantas muestras inalteradas o no. Las pruebas se deben diseñar tomando en cuenta los factores ambientales y la estructura, y retroalimentarse con la información conforme se va obteniendo.

Para que el perfil del terreno sea lo más completo posible es conveniente obtener las densidades de los estratos subyacentes.

En suelos alterados, provenientes de las muestras obtenidas del penetrómetro estándar, se sujeta a ensayos de laboratorio las siguientes pruebas:

- Contenido de agua (w)
- Límites de consistencia (LL, LP)
- Densidad de sólidos (Ss)
- Análisis granulométrico

- Color y olor
- Clasificación (S.U.C.S.)

Para muestras inalteradas obtenidas con tubo Shelby y Denisson se realizan, además de las anteriores:

- Peso volumétrico
- Compresión axial no confinada
- Compresión triaxial no consolidada drenada
- Compresión triaxial no consolidada sin drenar
- Consolidación unidimensional

El contenido de agua se entiende por la cantidad de agua que tiene el suelo en su estado natural. En total se utilizan 15 muestras en donde se obtendrán tanto el peso del suelo húmedo como el suelo seco para determinar el peso del agua que se encontraba en la muestra. La relación agua y suelo seco será el contenido de agua.

Los límites de consistencia son los contenidos de agua que tiene una muestra de suelo que, entre mayor cantidad de agua tenga, este se comportará como un líquido por lo que habrá dos límites importantes. El límite líquido está definido como el contenido de agua de un suelo, expresado en porcentaje, para el cual se cierra una ranura de dimensiones normalizadas, colocada en un aparato especificado (Copa de Casagrande) al someterla a 25 impactos. El límite plástico está definido por el contenido de agua con el que se rompe en fragmentos de 1 cm. un rollo de 3.2 mm. de diámetro, formado con un suelo al rodarlo con la palma de la mano sobre una superficie plana. La diferencia del Límite líquido con el Límite plástico será el índice plástico.

La densidad de sólidos está definida por la relación que existe entre el peso de los sólidos de un material y el peso del volumen de agua que desplaza.

En la granulometría se separan las partículas de una muestra en sus diferentes tamaños. El mayor porcentaje de partículas que se retengan en una cierta malla determinará el tipo de suelo de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.) y la Carta de Casagrande.

El peso volumétrico es la relación que existe entre el peso de la masa del suelo y su volumen.

La compresión en suelos es el proceso de disminución de volumen por el aumento de carga que puede ser axial o triaxial. Las pruebas de compresión son usadas para determinar las características de esfuerzo y resistencia de los suelos. En las pruebas de compresión triaxial no solamente están sujetas a presiones axiales sino también laterales por medio de un líquido generalmente agua. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un bástago.

La prueba de consolidación unidimensional es el proceso de disminución del volumen que tiene lugar un lapso, provocado por el aumento de cargas. La prueba de consolidación, como una propiedad mecánica, utiliza muestras inalteradas obtenidas del tubo Shelby; estas se colocan en un consolidómetro y se aplicarán cargas por día de 0.5Kg, 1Kg, 2Kg, 4Kg y 8Kg respectivamente. Por cada carga se tomarán lecturas de 5, 10, 15, 30 segundos, 1, 1.5, 2, 3, 4, 8, 15, 30 minutos, 1, 2, 4, 8, 15 y 24 horas. En el último día se realizan las descargas y toma de lecturas. Con las presiones de las cargas, las lecturas finales, el espesor de la muestra en forma de pastilla y las determinaciones de las propiedades índice (peso del suelo, peso del agua, peso específico relativo) se obtendrá la gráfica, en papel semilogarítmico, de la relación presión-relación de vacíos, conocido como curva de compresibilidad, y que servirá para el análisis de los asentamientos.

La determinación en el laboratorio de la resistencia al corte de muestras de suelo marino se hacen con los ensayos siguientes:

En suelo cohesivo, las pruebas de veleta miniatura, de compresión no confinada o triaxial no consolidada no drenada, y en algunos casos triaxiales consolidado no drenado. El extraer muestras de suelo inalteradas en el ambiente marino contenían características diferentes al que se presentaba en la naturaleza ya que, como se había dicho en el capítulo pasado, los equipos de perforación y muestreo están siendo movidos por los efectos del oleaje en el barco perforador; otros efectos son la presencia de gas y liberación de los esfuerzos del agua y la estructura del suelo.

La resistencia al corte en suelos granulares se hace con muestras de suelo fabricadas en el laboratorio. Por lo general, las características de resistencia de materiales granulares se estima por medio de los datos de número de golpes para hincar el muestreador.

Cuando existe una carga apreciable sobre un suelo plástico, como por ejemplo, bajo las rompeolas o muros de muelle, o donde los pilares o muros de muelle soportan el empuje lateral de relleno y sobrecarga, es

aconsejable hacer pruebas de suelo sobre muestras no alteradas para determinar el esfuerzo cortante, la resistencia del mismo y el coeficiente de consolidación del suelo.

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, además se indique; densidad del suelo sumergido; densidad del suelo saturado; 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.

Para determinar la permeabilidad de los suelos se requiere de las pruebas in situ como la Lefranc o una prueba de bombeo ya que nos proporcionarán el coeficiente k promedio de los suelos en el lugar.

En la construcción del rompeolas, una vez definido el tipo, se procederá a determinar las propiedades geotécnicas de los materiales que formarán su cuerpo. Comúnmente estas propiedades se determinan con pruebas de laboratorio realizadas en especímenes representativos de la formación geológica las cuales se pueden obtener mediante recopilación de muestras o bien provenientes de barrenos realizados en el sitio de exploración.

Las pruebas más frecuentes son las siguientes:

- Resistencia a la compresión
- Absorción
- Densidad aparente
- Sanidad
- Peso volumétrico
- Abrasión

Las muestras deben seleccionarse de tal manera que sean representativas del lugar en estudio; deben tener un tamaño adecuado a fin de permitir la preparación de cuando menos tres especímenes de prueba, ya que si se presentan variaciones perceptibles se pueden seleccionar tantas muestras como sean necesarias en las propiedades del material.

Cuando se están haciendo pruebas de resistencia a la compresión en rocas estas deben cortarse por medio de cierras o de brocas para extraer un corazón, la relación entre la altura y el diámetro transversal no debe ser menor de uno a uno. Las condiciones de prueba serán con espécimen

húmedo, seco y de compresión perpendicular y paralela al lecho. Las caras de contacto de carga deberán labrarse de tal manera que estén planas sin rebordes, y que sean paralelas opuestamente entre si. La resistencia a la compresión será el resultado de dividir la carga en el momento de falla del espécimen, entre el área de contacto.

La absorción en rocas se realiza al secar por un espacio de veinticuatro horas en un horno los especímenes. Después de la operación de secado los especímenes deben enfriarse y pesarse. Deberán sumergirse en agua por espacio de cuarenta y ocho horas y al terminar este periodo deberán secarse superficialmente y pesarse. El por ciento de absorción en peso de cada espécimen debe calcularse de la siguiente manera:

$$\frac{(\text{peso seco} - \text{peso después de la inmersión}) \times 100}{\text{peso seco}}$$

El promedio obtenido en todos los especímenes de cada muestra, deberán reportarse como la absorción de la muestra.

La prueba de densidad en las rocas se efectúan en los especímenes ya saturados que deberán pesarse suspendidos dentro del agua destilada. Para pesarse estos especímenes dentro del agua consistirá en usar una canasta para suspenderlos en un recipiente de vidrio sostenidos por encima de la charola de la balanza. Debe determinarse el peso del cesto cuando se encuentra dentro del agua, en estado de suspensión, a la misma profundidad del cesto, deberá restarse del peso combinado de los especímenes y el cesto, en resumen:

$$\frac{\text{Peso del espécimen seco}}{\text{Peso en el aire del espécimen saturado y superficialmente seco} - \text{Peso en el agua del espécimen saturado}}$$

La sanidad servirá para determinar la resistencia de los agregados a la desintegración producida por soluciones saturadas de sulfato de sodio o de magnesio y así juzgarla de los agregados expuestos a la acción de la intemperie.

El método de prueba de abrasión determina que tan desgastada están las rocas y esta se determina por medio de la máquina de los Angeles.

V. CIMENTACIONES Y ESTABILIDAD EN OBRAS PORTUARIAS

1 ROMPEOLAS

Los rompeolas son estructuras construidas con el propósito de proteger un puerto artificial del efecto de las olas del mar. El 95% o más de los rompeolas construidos son de roca natural, de concreto o una combinación de ambos materiales. Cuando no hay roca natural disponible, o cuando este no puede producirse en forma económica, puede usarse bloques de concreto, como tetrápodos o tribarras, cuadrípodos, o hexápodos. Además de proporcionar protección también sirven como parte de un muelle o camino.

Un rompeolas consta de tres partes: la coraza (cubiertas primaria y secundaria), la primera capa de abajo y la segunda o núcleo.

La abundancia de rocas y los métodos de exploración para producir grandes cantidades de roca a precios económicos ha llevado a la conclusión de que los rompeolas a talud con roca es el más usado en el país. Por esta razón, en este trabajo se enfocará hacia los rompeolas de tipo talud.

1.1 DISEÑO

Un rompeolas de talud con roca se compone de varias capas de roca 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.

Los factores que deben tomarse en cuenta para el diseño son los siguientes: El oleaje en aguas profundas, la magnitud de este; las necesidades de maniobrabilidad de los barcos, la disponibilidad de los materiales en o cerca del sitio, la profundidad del agua en el extremo de la estructura, la batimetría, y el peso específico del agua en donde se construirá la obra; además de la profundidad que determinará si la estructura estará sujeta a oleaje rompiente o ya roto, y los efectos de las mareas ya que modificarán la profundidad a la que se encuentra ubicada la estructura.

La estabilidad de un rompeolas de roca depende del peso y la forma de las piezas individuales de la roca de coraza y el talud en que son colocadas

estas. Otro elemento es la característica del fondo y subsuelo marino debido a que la masa del suelo o roca sobre la que esta se apoya, debe tomar reacción final de la acción y fuerza de las olas que actúan sobre el rompeolas, además del peso propio del mismo. En relación a esto la Mecánica de Suelos juega un papel importante en el análisis de la estabilidad general de un rompeolas.

a) Peso requerido por pieza

El peso requerido para las piezas individuales de roca de coraza variará con el grado de inclinación con el que se colocan, esto es, los taludes pronunciados requieren de rocas más pesadas y los taludes más planos de rocas más ligeras.

Debido a la complejidad de la acción de las olas sobre un rompeolas es poco probable que una simple formula pueda desarrollarse para evaluar correctamente todas las condiciones variables.

Para la estabilidad de rompeolas de roca con unidades de coraza de piedra de cantera como material de recubrimiento se desarrolló la siguiente ecuación:

$$W_r = \frac{\gamma_r H^3}{K_\Delta (S_r - 1)^3 \cot \alpha}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

W_r = Peso requerido de la unidad individual de coraza (lb.)

H = Altura de la ola (ft.)

K_Δ = Coeficiente de la forma de la unidad de coraza

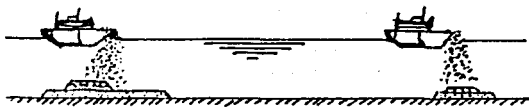
α = Angulo de inclinación de la coraza respecto de la horizontal

S_r = Densidad relativa de la pieza de coraza

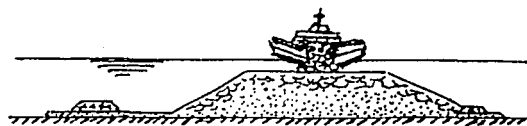
γ_r = Peso específico de la coraza (lb./ft)

Las piezas de coraza en la capa primaria de cubierta deben colocarse a una profundidad igual que la altura de la ola H bajo el nivel de las aguas altas cuando el rompeolas está en aguas profundas y hasta el fondo cuando está en aguas bajas. En aguas profundas la pendiente de la coraza se prolonga hasta una profundidad de 1.5H por debajo del nivel de las aguas altas . Por debajo de esta profundidad la pendiente se reduce a 1:1.5.

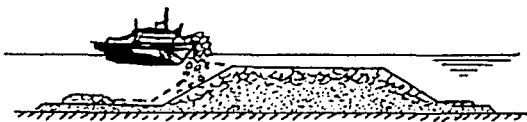
El peso de las piezas de coraza en la capa secundaria entre profundidades H y 1.5H por abajo del nivel de las aguas altas debe ser igual



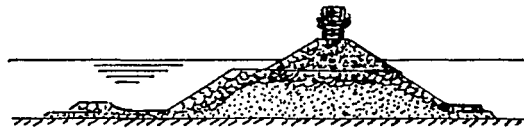
Colocación de fajina o filtro



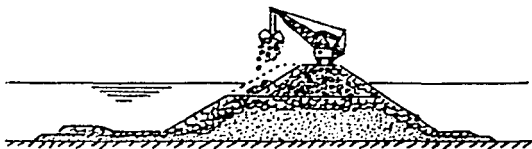
Vertido marino de roca en el talón de atraque



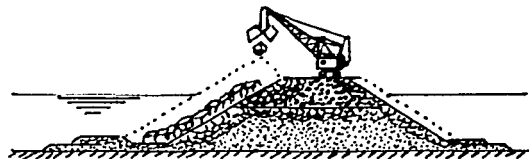
Vertido marino de roca para formar el núcleo 2a capa



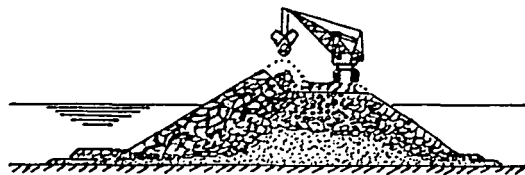
Colocación a volteo de roca para protección del núcleo



Colocación de roca con grúa en capa 2a



Colocación decoraza de bloques



Colocación de roca para el nivel definitivo de la coraza

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Esquemáticamente se muestra el procedimiento constructivo de un rompeolas de materiales graduados con protección de bloques de concreto.

tamaños, dimensiones, características de resistencia y compresibilidad. Por otra parte, las características estratigráficas del lecho y subsuelo marino. Obtenidos los resultados se deberán determinar las características estratigráficas del sitio y seleccionar los parámetros de resistencia y compresibilidad de los diferentes estratos.

12 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Al inicio es conveniente el dimensionamiento de análisis de estabilidad general de un rompeolas de taludes, estáticos y dinámicos, con superficies de falla compuestas y circulares. Por lo tanto es necesario que las propiedades del suelo, geometría y condiciones de carga sean lo más preciso posible.

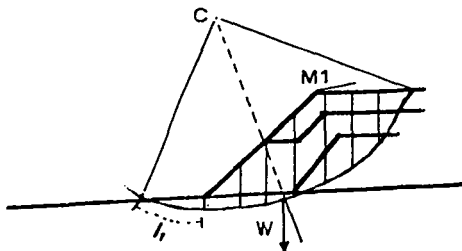
Los principales métodos para analizar la estabilidad de taludes respecto a falla por cortante son los métodos convencionales de equilibrio al límite que se asumen una superficie de deslizamiento teniendo la forma de un arco circular o bien una superficie de falla compuesta. Es recomendable que los resultados de dichos análisis, conteniendo los factores de seguridad mínimos, sean verificados manualmente.

a) Método sueco de las dovelas

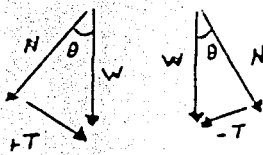
El método sueco consiste en considerar que la cuña localizada arriba de la línea de falla circular se desliza alrededor del centro de este arco.

Los tres pasos seguidos de acuerdo con el método sueco son los siguientes:

- Considerar el centro de rotación para la falla
- La cuña deslizante se divide con líneas verticales en un cierto número de segmentos (dovelas)
- El peso de cada segmento se determina y se considera actuando en la proyección del centro de gravedad del segmento sobre la línea de falla y se compone en una fuerza normal N pasando por el centro de rotación y una fuerza tangencial T actuando en dirección normal a N . Para calcular el peso de la cuña se supone un ancho unitario en el sentido normal al plano de la figura.



$$T = W \operatorname{sen} \theta$$
$$N = W \operatorname{cos} \theta$$



$$W = \sum (\text{Area} \times \gamma)_{\text{estrato en dovela}}$$

La fuerza resistente lo es debido a la fricción y en parte a la cohesión. La resistencia de cohesión obtenida en la prueba de cortante multiplicada por el área de contacto del elemento dado con la línea de falla

$$S = C + \bar{\sigma} \text{Tg } \phi$$

C = Cohesión en la zona de falla

ϕ = Angulo de fricción en la zona de falla

$\bar{\sigma}$ = Esfuerzo normal en la zona de falla

$$\bar{\sigma} = \frac{N}{\Delta l_1}$$

N = Fuerza normal

$$\Delta l_1 = Ml \times l_1$$

Entonces el factor de seguridad se obtiene relacionando los momentos de las fuerzas desplazantes y resistentes alrededor del centro de rotación.

$$F.S. = \frac{M_R}{M_m} = \frac{(S \Delta l_1) R}{TR} = \frac{\sum S \Delta l_1}{\sum T}$$

El método sueco considera acciones cortantes promedio a lo largo de una trayectoria predeterminada y estas se comparan con la resistencia cortante promedio a lo largo de la misma trayectoria. El método sueco es un diseño convencional.

Como primer tanteo para localizar aproximadamente el centro de rotación, los ángulos se trazan en la parte superior e inferior del talud respectivamente. La intersección de las líneas correspondientes determinan el punto. (fig. 16)

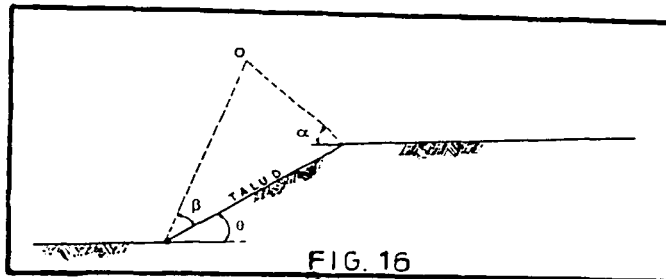


FIG. 16

Centro de rotación.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

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

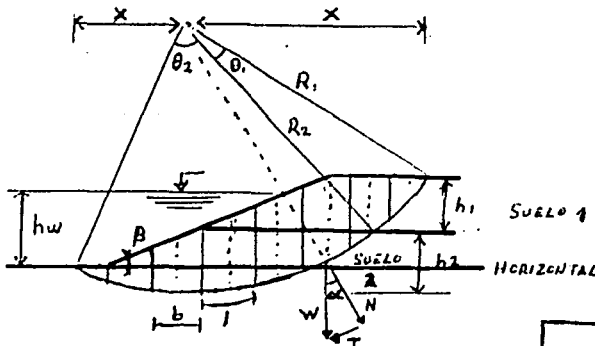
Ángulos superior e inferior de taludes con pendientes dadas para localizar el centro de rotación (ver fig. 16)

El procedimiento aquí descrito debe repetirse para otros centros de rotación, localizados arbitrariamente, hasta que el centro de rotación y el radio del círculo proporciona 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.

b) Método simplificado de Bishop

En condiciones razonablemente uniformes se puede suponer que las fuerzas tangenciales son iguales y opuestas.

El procedimiento se inicia suponiendo un valor de prueba F en el miembro derecho de la ecuación, para aplicar el método de aproximaciones sucesivas y converger en el valor real de F para un círculo de prueba determinado. Los factores de seguridad obtenidos con este método pueden ser un poco subestimados pero el error no excede de 3%. Los valores menores del factor de seguridad más exactos se obtienen mediante métodos que toman en cuenta la variación de las fuerzas de infiltración sobre y dentro de la dovela, que dependen de las correctas estimaciones de la presión de poro.



$$W = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) b$$

$$\alpha = \arcsin (X/R)$$

$$u = h_w \times 9.81 \times l$$

$$N = W \cos \alpha$$

$$T = W \sin \alpha$$

$$L = \theta \times \left(\frac{\gamma}{180} \right) \times R$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$F = \frac{(C_1 \times L_1 + C_2 \times L_2) + (\operatorname{tg} \phi_1 + \operatorname{tg} \phi_2) \sum N'}{\sum T}$$

$$N' = W (\cos \alpha - r_u \sec \alpha)$$

$$r_u = \frac{\gamma_w h_w \cos^2 \beta}{\gamma_m z}$$

r_u = Coeficiente de presión de poro

Es conveniente destacar que dichos análisis deben ser complementados tomando en cuenta efectos hidrodinámicos causados por el oleaje, como las fluctuaciones de los pesos volumétricos de los materiales que forman los rompeolas ante las variaciones causadas por el mismo oleaje, las posibles reducciones de resistencia del subsuelo durante tormentas o sismos e inclusive las fuerzas de arrastre sobre los elementos exteriores o coraza de protección, por efecto del oleaje.

1.4 ESTABILIDAD DE DESPLANTE

Dentro de la estabilidad de los rompeolas existe otro factor para analizar que es la erosión de los materiales donde se desplantarán estos, con objeto de determinar el tipo de protección requerido (filtros naturales o sintéticos). Es por eso que hay que encontrar los tipos de materiales en donde se desplantarán las diferentes secciones del rompeolas para evaluar su comportamiento ante la posibilidad de erosión por el efecto del oleaje o las corrientes de litoral producidas principalmente por las tormentas. Los criterios que evalúan las velocidades límites de movimientos de los suelos del fondo marino son muy pocos

1.5 ASENTAMIENTOS

Por último se deberán de realizar la evaluación de los asentamientos totales de estas estructuras. En la mayoría de los suelos permeables los asentamientos son rápidos y esto se ve siempre durante la construcción. En suelos impermeables o semipermeables compresibles los asentamientos son a largo plazo. La obtención de los asentamientos se puede efectuar mediante el empleo de las teorías clásicas de la Mecánica de Suelos.

El asentamiento es la expulsión del agua debido a la sobrecarga en un determinado tiempo. Los elementos principales de un suelo son los sólidos, los líquidos y los gases, donde estos dos últimos forman el volumen de vacíos. La relación de este volumen y el volumen de vacíos representa la relación de vacíos (e).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Debido a una sobrecarga habrá una expulsión del agua por lo que habrá una reducción de volumen en los vacíos o una deformación. Por lo que el asentamiento total cuando el grado de consolidación esté al 100% es:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e} H$$

Para encontrar e en cada carga, para cada punto y para cada profundidad se utilizan las gráficas de curvas de compresibilidad de las pruebas de consolidación de los suelos. Se entra con la presión efectiva del suelo (P_0) y con el incremento producido por la estructura en un punto y profundidad determinados ($P_1 = P_0 + \Delta P$). Con la diferencia de las relaciones de vacíos que se obtuvieron en las curvas de consolidación se obtendrá Δe . H será el espesor del estrato del suelo.

Los materiales analizados deben ser representados satisfactoriamente por pruebas de consolidación y las condiciones de drenaje deben estar bien definidas.

Además de los asentamientos anteriores es posible que durante la construcción de las rompeolas puedan ocurrir movimientos por desplazamientos en los estratos blandos debido al peso de los materiales. También durante su vida útil se pueden presentar asentamientos posteriores por acomodamiento de la estructura bajo tentaciones dinámicas, incluyendo oleaje, vibraciones y sismos.

2 MUELLES

Un muelle, en general, es una estructura marina para atracar barcos que suben y bajan carga o embarcar y desembarcar pasajeros. En donde existen grandes variaciones en el nivel de las mareas. Un muelle o atracadero se considera como un estanque artificial para barcos y se le llama muelle húmedo. Cuando el estanque se vacía, se le llama muelle seco.

Por otro lado, un malecón, aunque es similar a un muelle que corre paralelo a tierra, tiene como respaldo a la tierra.

Un muelle abierto es un muelle que se proyecta dentro del agua, puede ser más o menos, paralelo a la costa y estar cerca de ella por medio de un puente de caballetes, generalmente en ángulo recto con el muelle abierto.

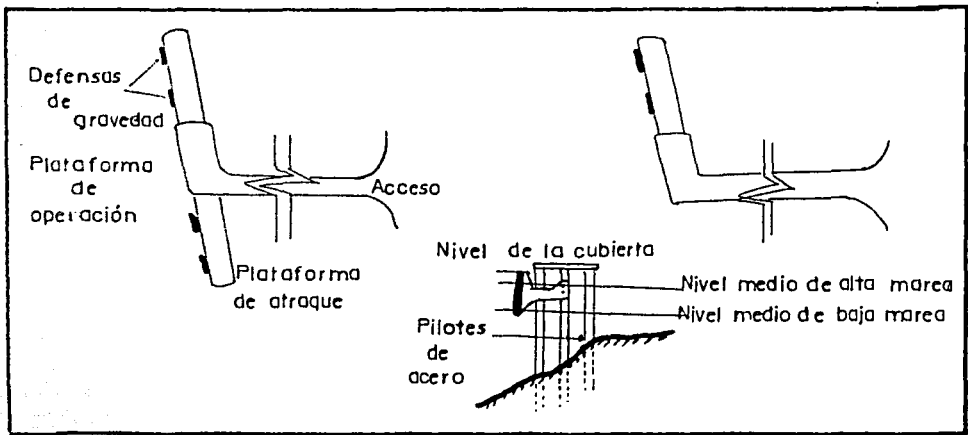


FIG. 17 MUELLES EN "L" Y EN "T"

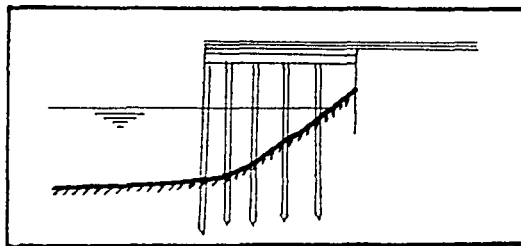


FIG. 18 MUELLE SOBRE PILOTES

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

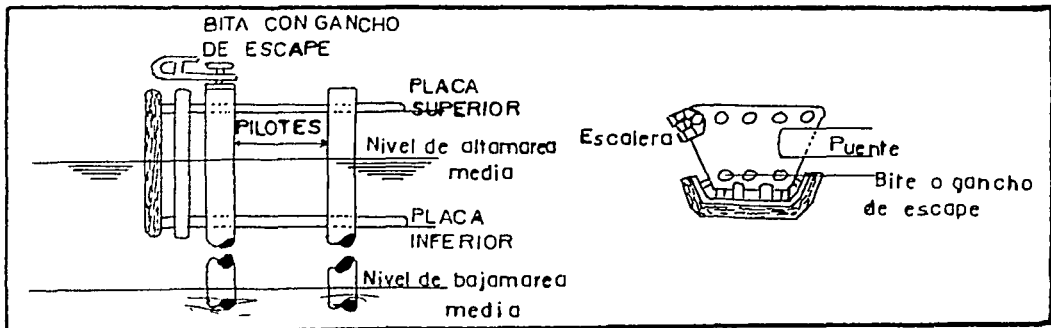


FIG. 19 DUQUES DE ALBA

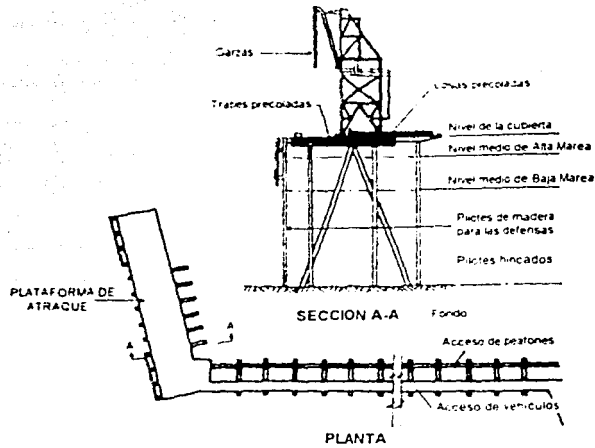


FIG. 20 Muelle con defensas de pilotes y elementos precortados.

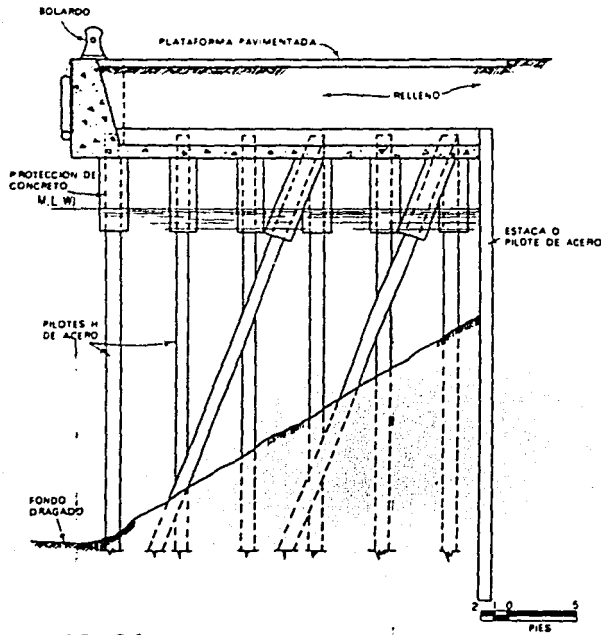


FIG. 21 Muelle o embarcadero tipo plataforma de descarga.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En este caso el muelle se clasifica en muelle T, muelle en L y tipo espigón, según la posición en que esté el paso a tierra, buscando un calado adecuado para el acceso de grandes barcos sin que se requieran dragados excesivos. (fig. 17)

Dos tipos de estructuras que han tenido ventajas en los últimos años tanto por su sencillez como su efectividad. El primero consiste en un acceso y una plataforma de operación separada por juntas de las plataformas de atraque laterales, adaptadas además con defensas de gravedad. La cubierta es una losa cuyo colado en la obra es muy sencillo y se puede realizar en corto tiempo, lo cual se traduce en ahorro de dinero. En su cimentación consta de pilotes de madera para las defensas y pilotes hincados. (fig. 20)

El segundo posee un sistema de defensas muy económico y efectivo a base de un tablero de madera apoyado sobre pilotes verticales muy flexibles y en general también de madera cuyo extremo superior está apoyado sobre elementos flexibles, en general macizos de hule. Reduce el tiempo de trabajo colocando sobre los pilotes hincados en el lugar traveses precolados, haciendo un colado final de concreto sobre dichas losas lográndose en esta forma continuidad,

Otro tipo de muelle en el cual en el atraque lo reciben dos puntos rígidos constituidos por gaviones construidos con una pared de tablaestaca metálica y relleno interior de concreto; deberán estar cimentados en un terreno bastante resistente a poca profundidad, ya que en otra forma sería excesivamente costosos.

Los muelles tipo plataforma de descarga consiste en una losa estructural principal que está debajo de una cubierta terminada y un espacio intermedio relleno para proporcionar peso adicional con objeto de estabilidad. La cimentación consiste a base de pilotes de acero verticales e inclinados con protección de concreto en la parte superior. (fig. 21)

2.1 DISEÑO

a) Fuerzas del viento

La máxima fuerza del viento que ejerce fuerzas laterales sobre un muelle es igual al área expuesta del costado del barco que se jala contra el muelle multiplicada por la presión del viento, y a la que se aplica un factor de 1.3 (esto en unidades de libras y pies). La fuerza del viento varía entre 10 a 20 lb/ft².

b) Impacto

El impacto al atracar es producido por un barco que golpea el muelle cuando hace maniobra de atraque. El máximo impacto es el que produce un barco completamente cargado que pega al muelle con un ángulo de 10° con una velocidad normal a muelle de 7.62 a 15.24 cm/seg.

c) Fuerzas sísmicas

La fuerza horizontal, aplicada en el centro de gravedad del muelle puede variar entre 0.025 y 0.15 de la aceleración de la gravedad multiplicada por la masa.

d) Cargas de gravedad

Consiste en el peso propio de la estructura, o carga muerta, las cargas vivas serán las transmitidas por el peso de los camiones, carros de ferrocarril y gruas, y esto varía de 1.2 a 4.9 T/m².

3 PILOTES

De acuerdo con las dimensiones de su sección transversal, en cimentaciones profundas, los pilotes tienen su diámetro o lado menor de 60 cm. En el diseño y construcción de los pilotes intervienen tres variables: la forma como transmiten las cargas al subsuelo, el material con el que están fabricados y su procedimiento constructivo.

Transmiten cargas verticales por punta a estratos resistentes profundos o por fricción al suelo que los rodea, se usan para anclar estructuras en suelos expansivos y para resistir cargas horizontales inducidas por la estructura o por un sismo, para este caso se colocan inclinados.

Cuando los estratos son de espesor considerable, compresibles y de baja resistencia al esfuerzo cortante se utilizan pilotes de punta que transmiten todo el peso y las cargas de la estructura a un estrato profundo de suelo más resistente o a la roca. (fig. 23)

La capacidad de carga para pilotes de punta se determina con la siguiente fórmula:

$$Q_a = (C N_c + FR + P_v) A_P$$

Materiales cohesivos

$$Q_a = (P_v N'_c q FR + P_v) AP$$

Materiales friccionantes

$$Q_a = ((C N'_c + \bar{P}_v N'_c q) FR + P_v) AP$$

Materiales cohesivos-friccionantes

$$N'_c = N_c + (N'_c - N_c) D''/D'$$

$$N'_q = N_q + (N'_q - N_q) D''/D'$$

FR = Factor de reducción de la resistencia

D' = Empotramiento óptimo = $4(Tg(45^\circ + \phi/2))$

D'' = Empotramiento real en el estrato duro

ϕ = Angulo de fricción interna

B = Lado o diámetro del pilote

P_v = Presión vertical total a la punta = $\sum \alpha_m DF_1$

AP = Area transversal del pilote

$\bar{P}_v = P_v - u$

C es menor a $3 T/m^2$

ϕ es menor a 30°

} Material cohesivo-friccionante

N_c, N'_c, N_q, N'_q = Factores de capacidad de carga que se determinan a partir del ángulo de fricción interna

Los pilotes de fricción son los que transmiten la carga al suelo que los rodea; la magnitud de la fricción lateral es función del área del pilote. Se utilizan en zonas que sufren asentamientos significativos por consolidación regional. (fig. 24)

La capacidad de carga para pilotes de fricción se determina con la siguiente fórmula:

$$Q_a = Pa L \text{ (Para un solo estrato)}$$

$$Q_a = P \sum a_i L_i \text{ (Para varios estratos)}$$

P = Perímetro del pilote

a = adherencia entre el pilote dentro del estrato

L = Longitud del pilote dentro del estrato

La adherencia se determina de acuerdo a la consistencia y cohesión:

Material del pilote	Consistencia	Cohesión (T/m^2)	Adherencia (T/m^2)
---------------------	--------------	-------------------------	---------------------------

Concreto y madera	Blanda	0 - 4	0 - 3.5
	Dura	4 - 8	3.5 - 4.5
	Firme	8 - 15	4.5 - 7
Acero	Blanda	0 - 4	0 - 3
	Dura	4 - 8	3 - 4
	Firme	8 - 15	—

Los pilotes de anclaje se utilizan en zonas con suelos arcillosos expansivos que por su espesor no pueden ser removidos. Estos pilotes se hincan hasta alcanzar la zona del suelo estable. (fig. 25)

Los pilotes verticales con carga horizontal. Las fuerzas horizontales permanentes de reacción de una estructura o temporales inducidas por un sismo se pueden recibir aunque en forma eficiente con pilotes verticales que tengan empotramiento. (fig. 26)

También otra solución son los pilotes inclinados con orientación acorde a la dirección en que se presente la fuerza horizontal o distintas direcciones cuando deben soportar las fuerzas horizontales que induce un sismo (fig. 27)

3.1 ACCION SOBRE LOS PILOTES

a) Distribución del impacto

En las longitudes del muelle grandes, el impacto se distribuye en el número de marcos comprendidos en una expansión a 45° .

En estructuras de corta longitud debe tenerse atención con respecto del centro de rigidez.

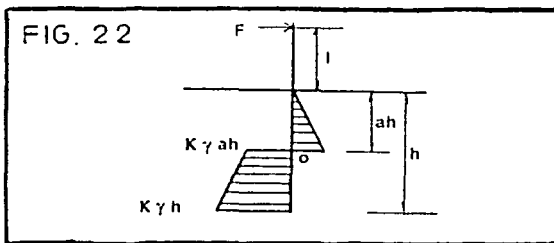
Los marcos extremos se encuentran en las condiciones más desfavorables por lo que es conveniente colocar pilotes inclinados. La deformación de los marcos es debido a la longitud de los pilotes y si estos sólo son verticales, verticales e inclinados o solo inclinados. Es por eso que se puede reducir contraventeando transversalmente y longitudinalmente.

b) Pilotes sujetos a fuerzas laterales

Cuando los pilotes soportan un impacto, la energía final es absorbida por el terreno.

Como la mayoría de los suelos son compresibles y de baja resistencia al cortante, la tendencia del pilote a una profundidad H será a desplazarse

alrededor de un punto "O" a una a una profundidad "ah" debajo de la superficie. La resistencia pasiva de los suelos no se presenta hasta que exista movimiento por lo que la resistencia pasiva del suelo al principio del movimiento será menor (fig. 22).



Primera aproximación a la resistencia del suelo.

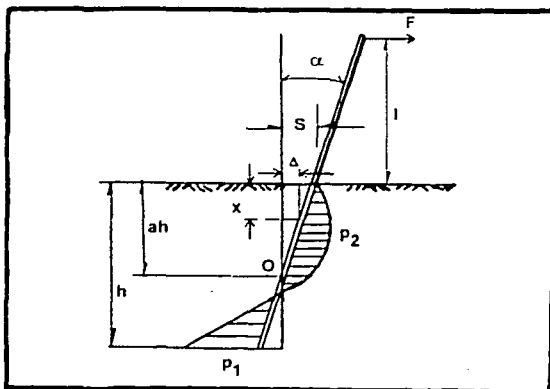
TESIS CON FALLA DE ORIGEN

- &= Peso específico
- K= Coeficiente del terreno
- F= Fuerza lateral

En suelos homogéneos de naturaleza suave se puede suponer que el pilote se conserva recto y el desplazamiento a una profundidad X es:

$$\Delta = s \left[1 - \left[\frac{x}{ah} \right] \right]$$

Donde "s" es el desplazamiento en la superficie, con lo que resulta:



Distribución real de presiones.

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

$$(a = 0.70 \text{ a } 0.75, \text{ para } \frac{L}{h} = 1.00 \text{ a } 0.25)$$

$$n = \left(2 \frac{L}{h} + 1 \right)$$

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

$$P_2 = \frac{a^2}{4(1-a)} P_1$$

d= Ancho del pilote

El pilote no recobrará su posición original cuando la deformación en la superficie del terreno es de $0.3ah \text{ sen } \alpha$, considerando esto como deformación crítica.

Si existe la posibilidad de realizar pruebas de campo sobre dos pilotes de prueba separados o que forman parte de la misma estructura, cargándolos lateralmente mediante gatos hidráulicos y extensómetros hasta llegar a mover el terreno, se obtienen los valores de la carga F y la deformación Δ , con lo que pueden obtenerse las características promedio del terreno de cimentación para posteriormente proceder al diseño.

c) Pilotes sujetos a carga axial

Las cargas verticales sobre la estructura se pueden distribuir sobre los pilotes utilizando la siguiente fórmula:

$$2P = \frac{U W_1 H_1}{s + q \text{ tg } \phi}$$

P= Carga de seguridad (Tn)

W = Peso del martillo (Tn)
 H = Altura de caída (plg)
 S = Hincado permanente (plg)
 U = Proporción efectiva de energía de hincado

$$U = 0.3 + \frac{W_1}{SW}$$

$$q = \frac{mP}{L} + \frac{L}{n}$$

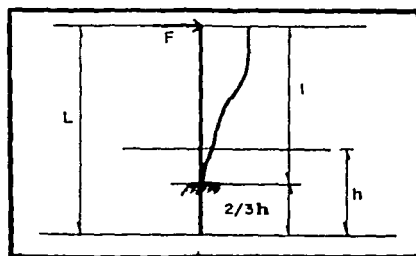
n = 200 para arcillas suaves y medias
 100 para arcillas duras
 ϕ = Angulo de fricción interna del terreno
 l = Longitud hincada del pilote (ft)
 L = Longitud total del pilote (ft)
 P = Perimetro
 W = Peso del pilote

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Angulo de fricción	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

Un buen criterio para analizar pilotes verticales en terreno firme es el siguiente:



Punto de fijación.

L = Longitud total del pilote

l = Longitud libre de pandeo

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 puede no coincidir con la longitud al punto de fijación L_r obtenido con la expresión:

$$L_r = \sqrt[5]{\frac{216 EIK}{\gamma}}$$

K = Coeficiente para el cual sugiere 0.005 en arena muy densa.

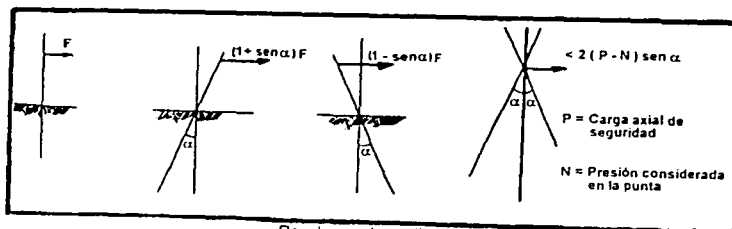
γ = Peso específico

E = Módulo de elasticidad del pilote (se recomiendan valores de 0.003 a 0.0003)

I = Momento de inercia del pilote

Cuando se está hincando un pilote y pasa a través de un estrato suave, al seguir penetrando se llega 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 más suave se disminuye la resistencia. Así si un pilote atraviesa varios estratos de diferentes características, el estrato en el cual se apoya la punta tiene 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 del poro forma una película en la superficie del pilote. Después de algún periodo de suspender el hincado, la arcilla 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:



Pruebas sobre pilotes inclinados.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

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

No hay que olvidar que los efectos del sismo se tienen que considerar en zonas donde éste se presente y esto es muy común en México.

d) Acción de las olas sobre pilotes

Las olas que actúan sobre los pilotes ejercen presiones que son el resultado de las fuerzas de arrastre y de inercia.

El flujo con velocidad constante que está alrededor de un obstáculo (pilote) y las fuerzas resultantes (arrastre) ejercidas sobre el obstáculo se han estudiado ampliamente: Los esfuerzos normal y tangencial existen entre el obstáculo y el fluido. Con velocidades bajas, el fluido pasa suavemente alrededor del obstáculo, los esfuerzos serán tangenciales o cortantes. Con velocidades mayores el flujo suave se separa de los lados del obstáculo, creando áreas de baja presión corriente abajo y a los lados del obstáculo en donde se aparece la turbulencia y remolinos.

La fuerza unitaria de arrastre, que comprende tanto el arrastre de superficie como el de forma en un pilar circular, puede calcularse a partir de:

$$f_D = C_D \frac{\gamma}{2g} Du^2$$

f_D = Fuerza De arrastre (lb/ft/ML)

C_D = Coeficiente de arrastre

γ = Peso específico del fluido

D = Diámetro del pilote

g = Aceleración de la gravedad

u = Velocidad del fluido

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Las masas de agua que se aceleran y desaceleran constantemente también ejercen una fuerza masiva, esto es, una clase de fuerza de impacto sobre el pilar. Esta se denomina fuerza de inercia y puede calcularse numéricamente:

$$f_t = C_M \frac{\gamma}{4g} D^2 \frac{du}{dt}$$

f_i = Fuerza de inercia del pilar
 C_M = Coeficiente de masa
 du/dt = Aceleración horizontal del fluido

Las fuerzas del oleaje resultan más pequeñas para pilotes de sección transversal cilíndrica.

3.2 MODO DE HINCACIÓN DE LOS PILOTES

a) Pilotes hincados a percusión

Estos se hincan con ayuda de un martillo de impacto. Este se sostiene verticalmente o con la inclinación necesaria con una estructura guía en la que se desliza el martillo durante la maniobra. Por restricciones de espacio disponible u obras fuera de costa, se puede usar una guía colgante sostenida por la pluma de una grúa y unos cables. (figs. 28, 29, 30)

b) Pilotes hincados a presión

Se utilizan pilotes de concreto de sección cilíndrica de 1.5 m. de largo; la punta es cónica y tiene ahogado el cable de acero de esfuerzo que aloja en el hueco central. El hincado se hace a presión con un sistema hidráulico en cuyo marco de carga se van colgando los tramos de pilote. Cuando se alcanza la presión máxima de proyecto se tensa el cable central de acero de refuerzo y se rellena el hueco con concreto

c) Pilotes hincados con vibración

Se emplea en suelos granulares y consiste en vibrar al pilote con una máquina vibradora pesada de frecuencia controlada formado por una carga estática y un par de contrapesos rotatorios excéntricos en fase. El pilote penetra en el suelo por influencia de las vibraciones y del peso del conjunto pilote-vibrador-lastre.

d) Pilotes hincados con chiflón

Se utiliza para disminuir el volumen del suelo desplazando durante el hincado de pilotes en arenas; consiste en aplicar dos efectos simultáneos: el chiflón de agua a presión que descarga en la punta del pilote, el cual erosiona y transporta a la superficie parte de la arena, combinado con los

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

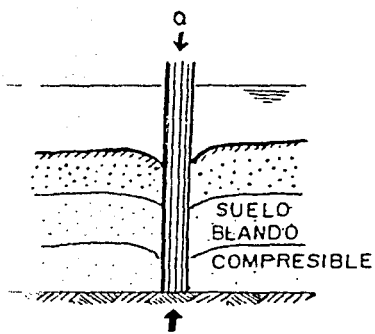


FIG. 23 PILOTE DE PUNTA

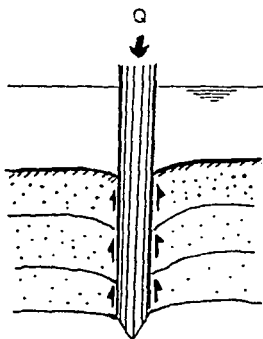


FIG. 24 PILOTE DE FRICCION

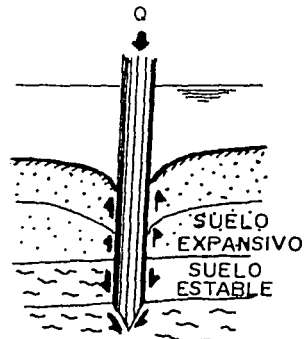


FIG. 25 PILOTE DE ANCLAJE

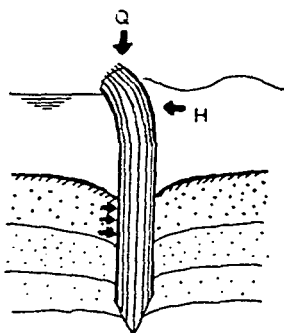


FIG. 26 PILOTE CON CARGA HORIZONTAL

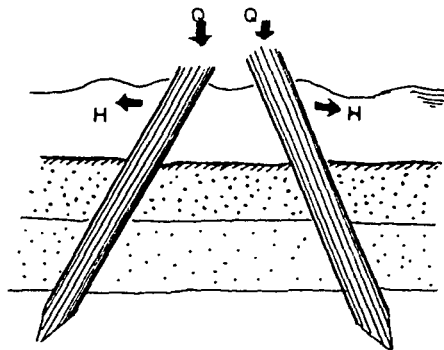


FIG. 27 PILOTES INCLINADOS CON CARGA HORIZONTAL

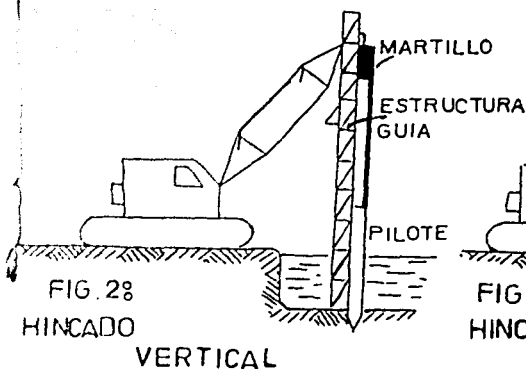


FIG. 28 HINCADO VERTICAL

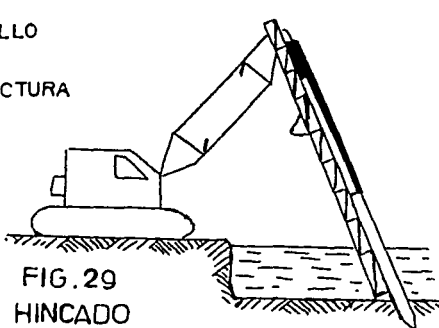


FIG. 29 HINCADO INCLINADO

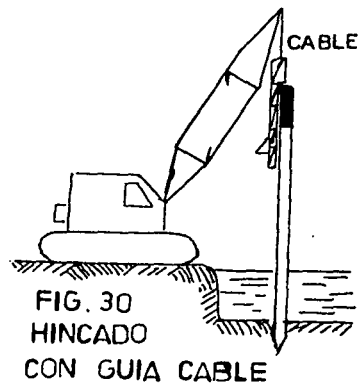


FIG. 30 HINCADO CON GUIA CABLE

impactos de un martillo o la excitación de un vibrador para movilizar el pilote.

3.3 REVISIONES

a) Asentamientos (Estado límite de servicio)

Los asentamientos elásticos de los pilotes se estimaron con la siguiente expresión:

$$S = \frac{Q_p L}{E_c A_b} + \frac{m C_s f_p Q_p}{E_s \sqrt{A_b}} (1 - u^2)$$

S= Asentamiento de la cabeza del pilote (m)

L= Longitud del pilote (m)

Ab= Area de la base del pilote (m²)

m= Factor de forma = 0.95 para pilotes circulares

Cs= Factor de rigidez= 0.1

fp= Factor de profundidad= 0.5 para D/B es menor a 5

Es= módulo de de elasticidad del manto de apoyo (T/m²)

Qp= Carga aplicada al nivel de la base del pilote (T)

U= Relación de Poisson.

b) Estado límite de falla en condiciones estáticas

Deberá verificarse que la desigualdad siguiente se cumpla:

$$\sum Q F_c \text{ es menor a } R$$

$\sum Q$ = Combinación de cargas permanentes (incluye el peso de la cimentación) más cargas vivas con intensidad máxima

Fc= Factor de carga igual a 1.4

R= Capacidad de carga del conjunto de pilotes

c) Estado límite de falla en condiciones dinámicas

Deberá verificarse que la desigualdad siguiente se cumpla:

$$\sum Q F_c \text{ es menor a } R$$

ΣQ = Cargas permanentes (incluye el peso de la cimentación) más cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (sismos y olas).

F_c = Factor de carga igual a 1.1

R = Capacidad de carga del conjunto de pilotes

4 PLATAFORMAS MARINAS

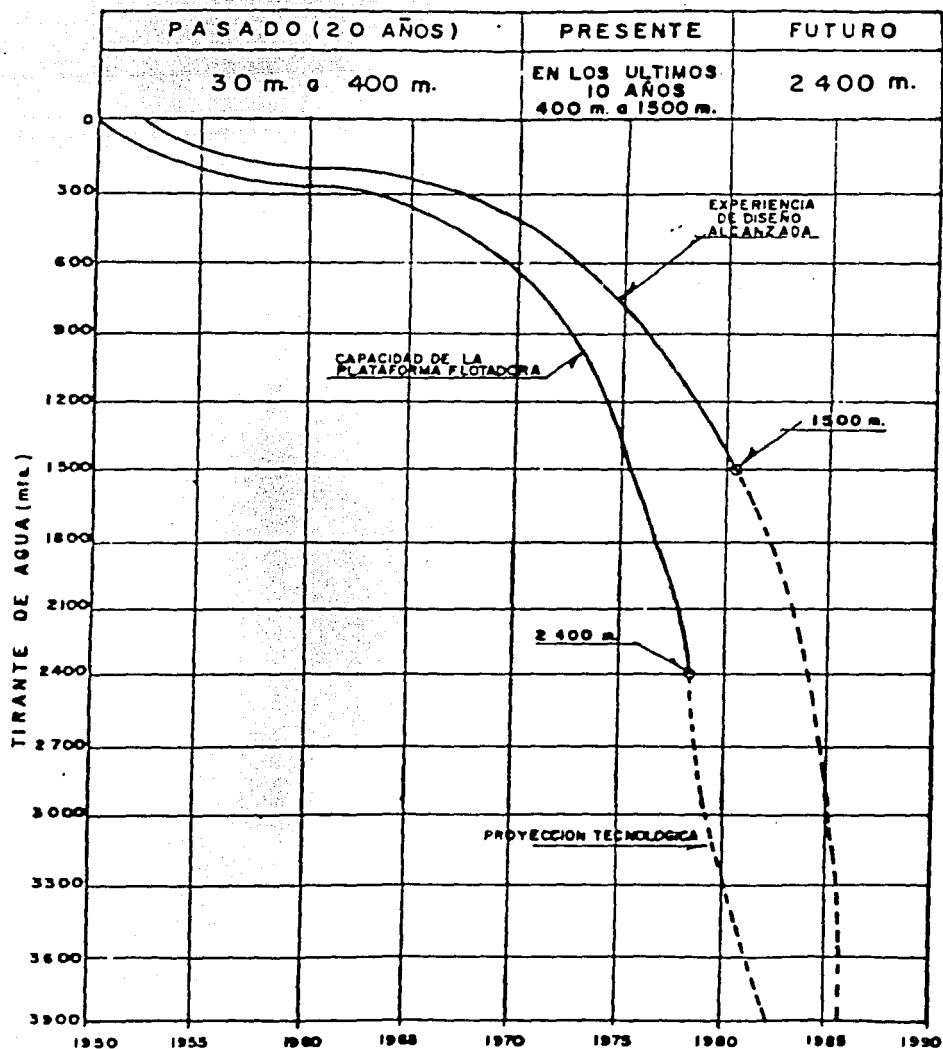
Para el caso de México, las plataformas predominantes son las que están apoyadas por medio de pilotes tubulares y las cuales se estarán hablando en la mayor parte de este subcapítulo.

En la gráfica 1 muestra el desarrollo que se ha tenido tanto en la tecnología o diseño de plataformas, así como en la fabricación de las mismas. Muestra el desarrollo en tiempo contra el tirante de agua a instalarse dichas plataformas.

Al principio se predominaba la fabricación de diferentes tipos de plataformas para profundidades de hasta 300 m. Con las experiencias en el diseño de las plataformas, estas han alcanzado profundidades de 1500 m. Se podría mencionar que en la perforación en zonas marinas a mar abierto, en el transporte de estas, Petróleos Mexicanos (PEMEX) ha contado desde muchos años atrás con barcos, en los cuales se tiene montado equipos de perforación para llevar a cabo trabajos de perforación a profundidades o tirantes de agua hasta 60 o 70 m.

Para trabajos exploratorios es muy común utilizar una plataforma llamada autoelevable apoyada en tres o cuatro columnas de sustentación llamadas Jack-up, lo que significa que esta navega remolcada en forma de balsa al lugar requerido lanzando sus cuatro elementos de sustentación hasta el fondo marino para apoyarse en ese sitio y levantarse por métodos mecánicos arriba del nivel del agua y así permitiendo trabajar en esa posición hasta que su labor haya terminado para hacerse bajar por el mismo procedimiento y trasladarse flotando hacia otra localización. (fig. 33)

Otros tipos de plataformas son las torres desplantadas en el fondo que se mantienen verticalmente por medio de tensores múltiples anclados en el piso marino; la de columna tensada está formada por una balsa sumergible con nivel de flotación constante soportada mediante columnas tubulares a tensión cimentadas en el fondo marino mediante pilotes, la llamada instalación flotadora que es del tipo semisumergible constituido también por



GRAFICA 1

EVOLUCION EN EL DISEÑO
DE PLATAFORMAS MARINAS

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

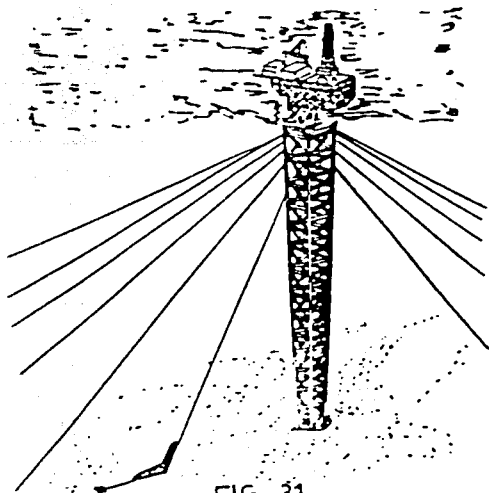


FIG. 31
TORRE DE DESPLANTE

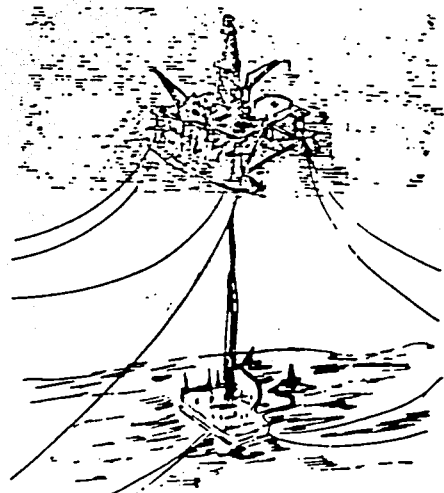


FIG.32 SEMISUMERGIBLE

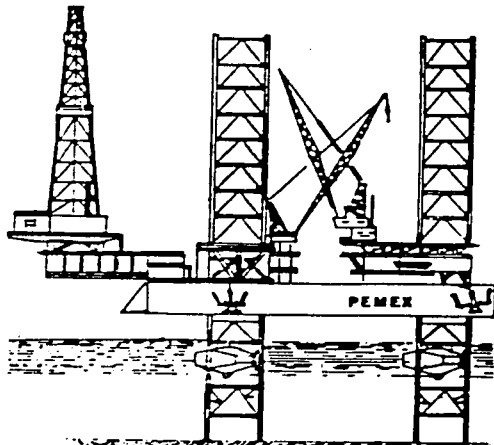


FIG.33 AUTOELEVABLE JACK - UP

DIFERENTES TIPOS
DE PLATAFORMAS

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

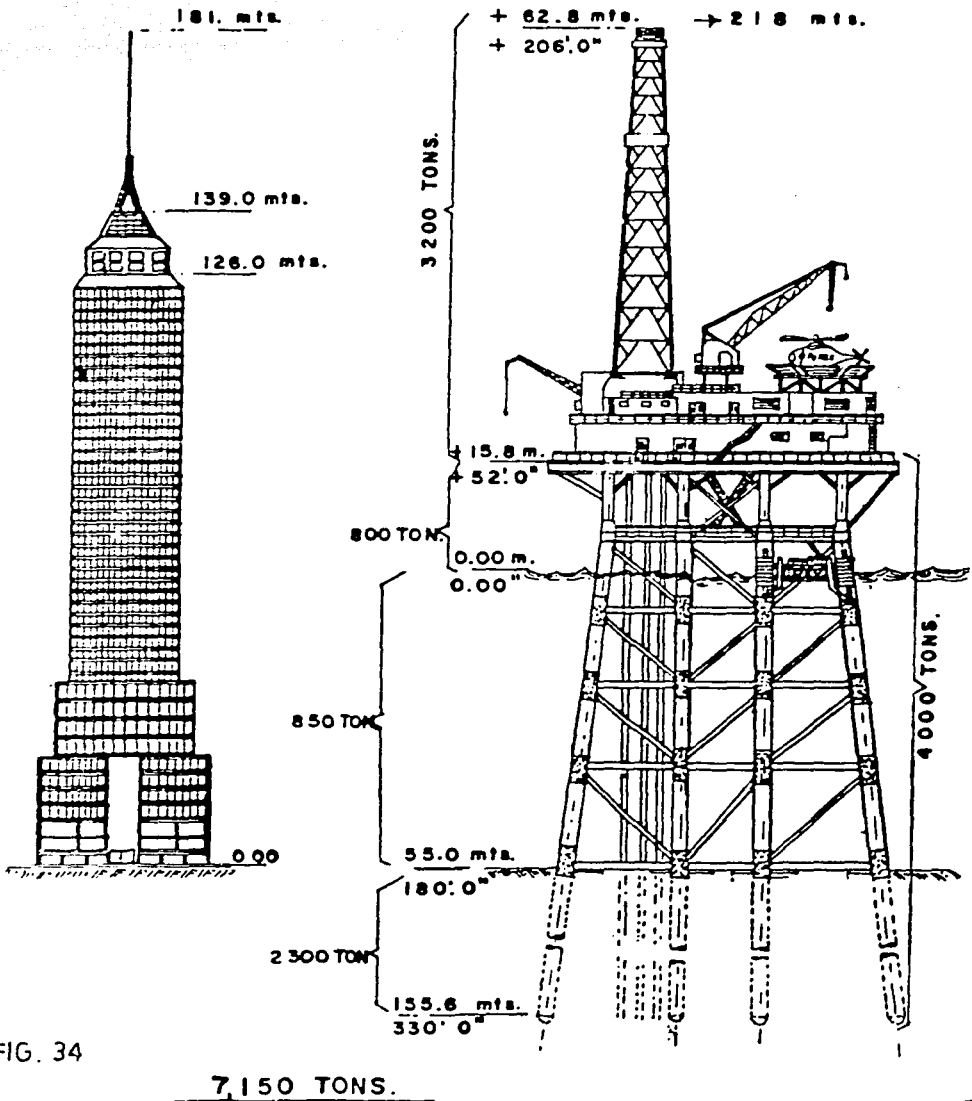


FIG. 34

COMPARATIVA EDIFICIO
LATINO AMERICANA
VS
PLATAFORMAS MARINAS

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

un barco o balsa asegurada mediante un sistema de tensores anclados o lastrados en el piso marino.

4.1 PLATAFORMAS APOYADAS EN PILOTES

Estos tipos de plataformas que se subdividen de acuerdo con su función específica para lo que son diseñadas, están apoyadas a través de pilotes tubulares, y algunos lugares que han utilizado estas plataformas son el caso de los patios de Tampico, Tuxpan y en la Sonda de Campeche. (fig. 34)

Tienen un peso de entre 7 a 12 mil toneladas y consta básicamente de 4 partes principales con pesos en toneladas del siguiente orden:

Pilotes y conductores	1800 a 2600 T
Subestructura	750 a 1700 T
Superestructura	700 a 1600 T
Equipo de perforación o proceso	3100 a 5000 T

Dependiendo de la dimensión y capacidad del yacimiento se instalan un conjunto de plataformas para formar un complejo que será el centro de operación de toda la explotación del yacimiento que se trate.

4.1.1 Montaje de planos geométricos estructurales

El armado de los diferentes planos depende de la forma geométrica de cada estructura; una vez que están armados, soldados e inspeccionados, se construye en su posición definitiva contraventeándolos con elementos provisionales hasta no lograr el levantamiento de un segundo plano para lograr que entre ellos mismos se puedan rigidizar con elementos definitivos y así proceder con el montaje de otros elementos estructurales. (figs.35-42)

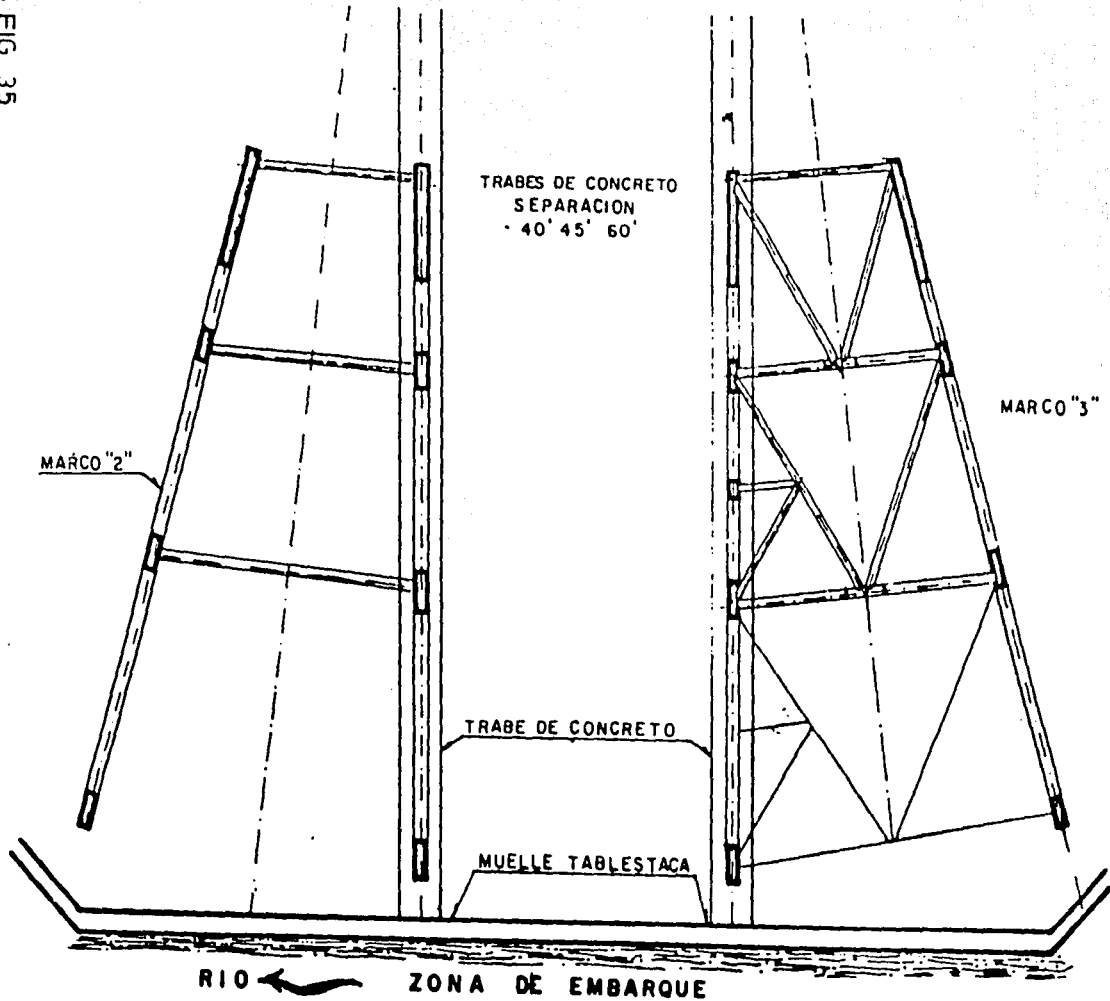
Una vez terminada de fabricar la plataforma, un barco grúa ejecuta la operación de lanzamiento, izaje e instalación de módulos o equipos y por último el arranque de la propia plataforma. (figs. 43-45)

4.2 CRITERIO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA CIMENTACIÓN DE LAS PLATAFORMAS

Las cimentaciones de las plataformas se diseñarán en base con el mismo modelo que el empleado con los cimientos de las estructuras construidas en tierra y su objetivo es determinar la capacidad de carga axial (en compresión y extracción) y ante fuerzas horizontales.

FIG. 35

UBICACION Y ARMADO
MARCOS 2 Y 3 DE LA
SUBESTRUCTURA



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

FIG 36

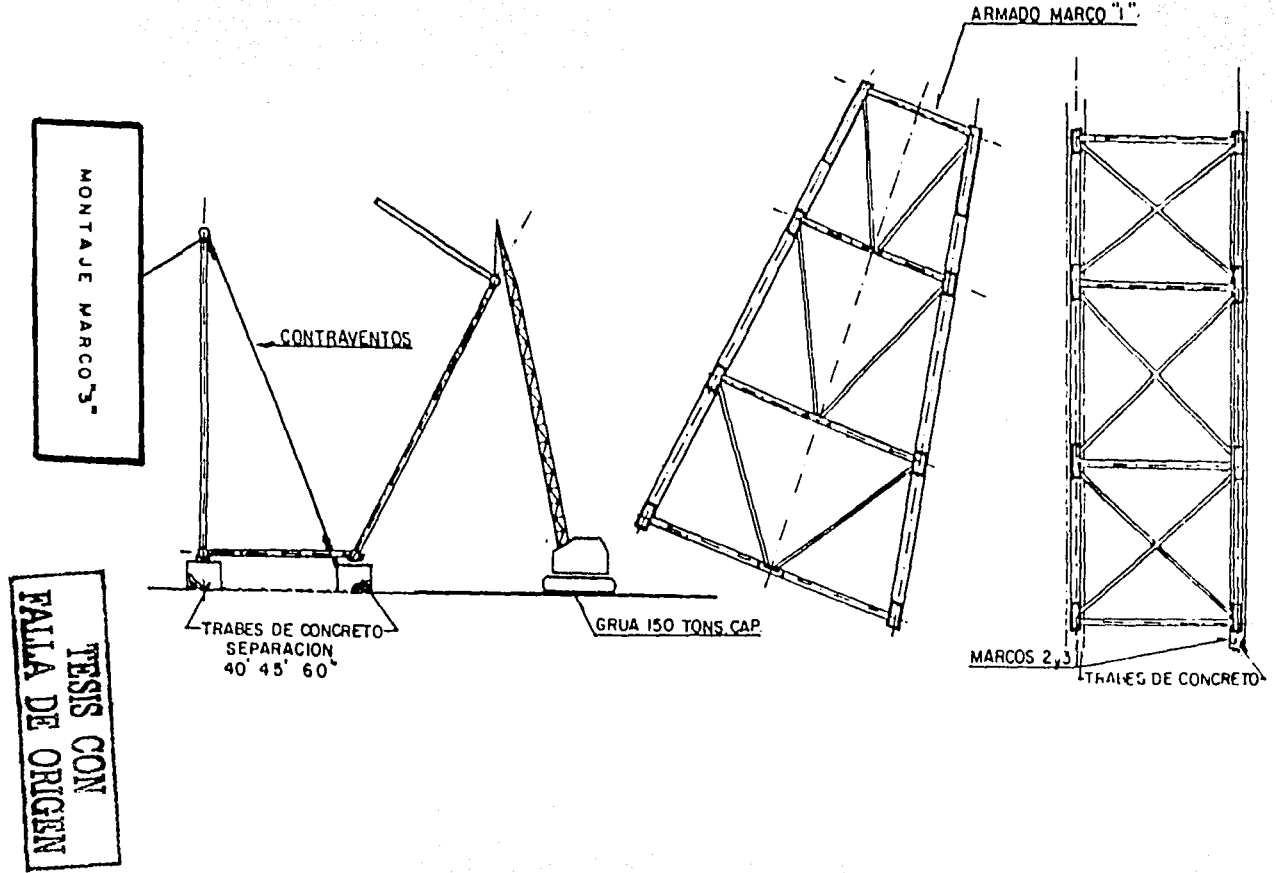
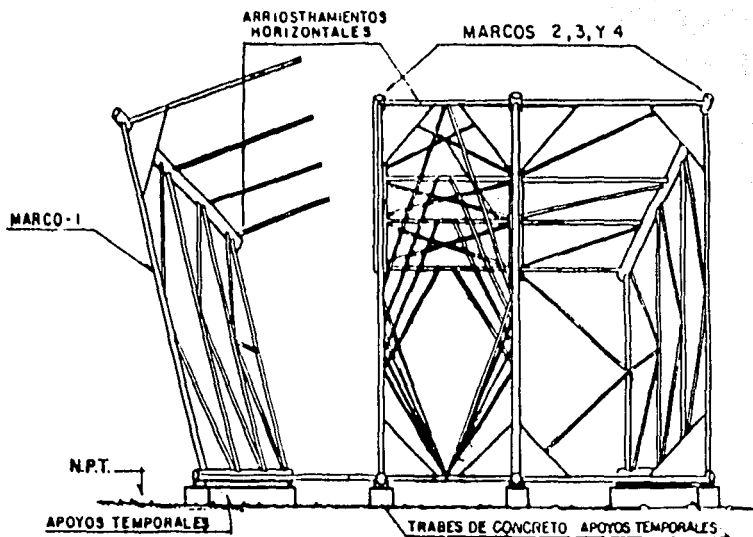
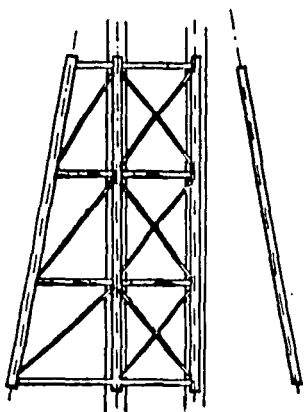


FIG. 37

MONTAJE MARCOS 1 Y 4



TESIS CON
FALTA DE ORIGEN

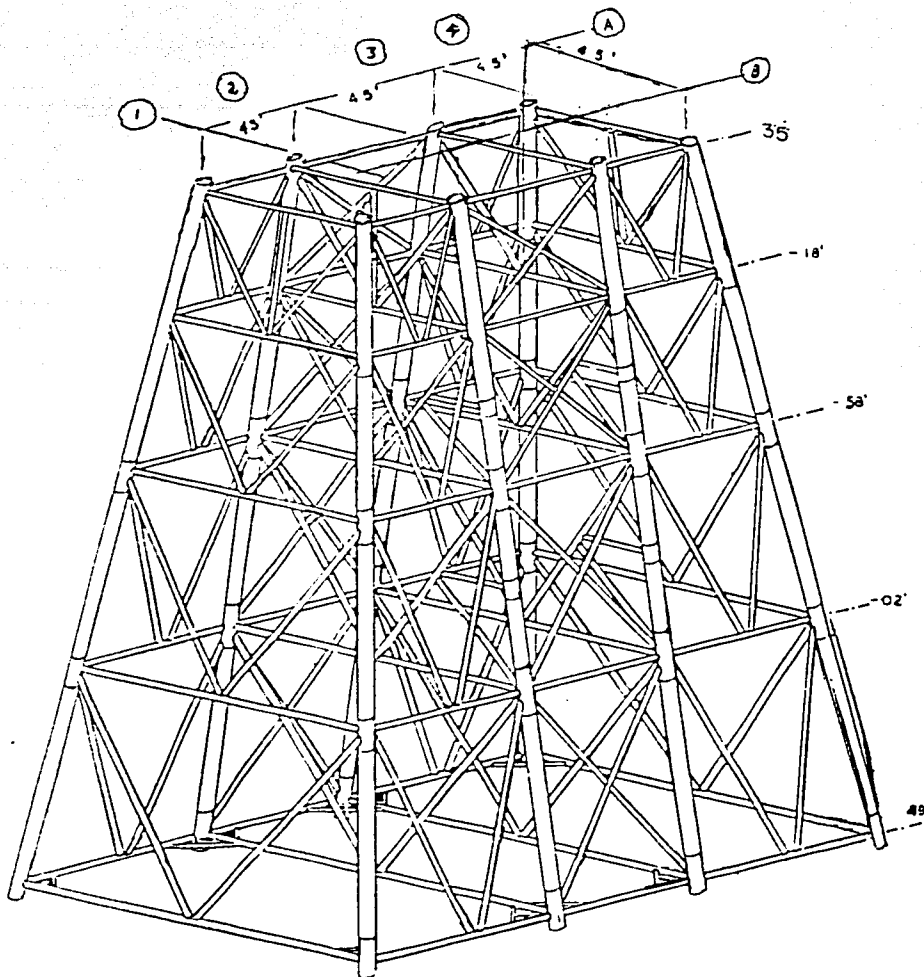
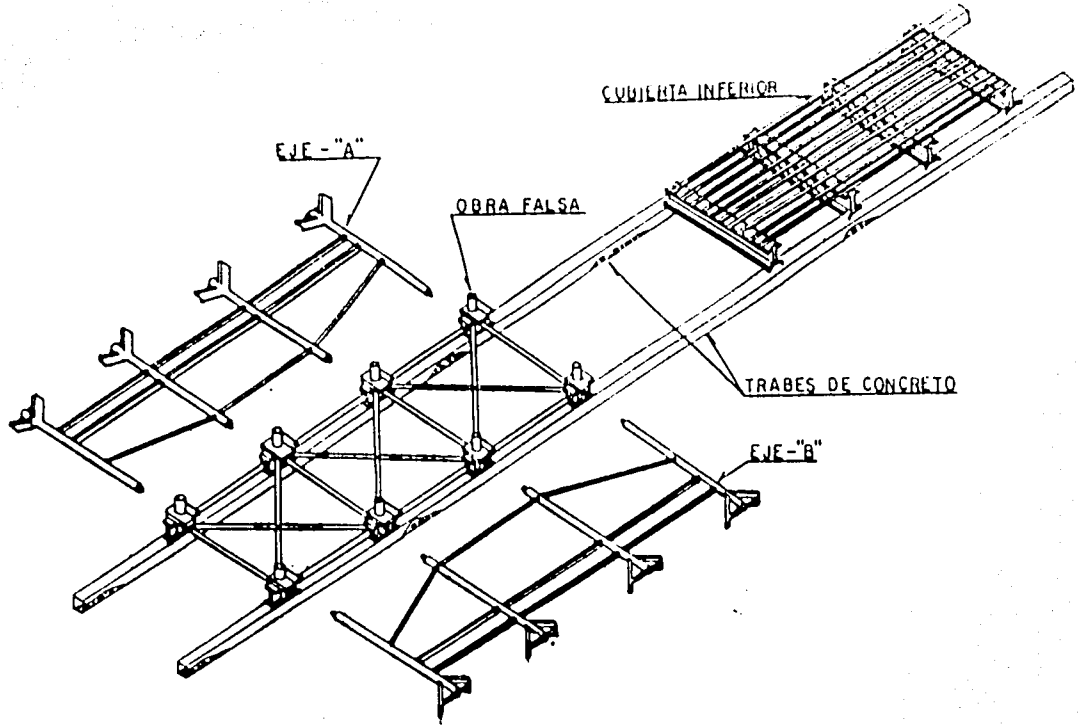


FIG. 38

SUBESTRUCTURA TIPO.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

FIG. 39



UBICACION Y ARMADO EJES A Y B
OBRA FALSA
Y CUBIERTA INFERIOR
DE SUPERESTRUCTURA.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

FIG. 40

MONTAJE Y CONTRAVIENTO
PROVISIONAL EJE A Y B
DE SUPERESTRUCTURA

TESIS CON
FALTA DE ORIGEN

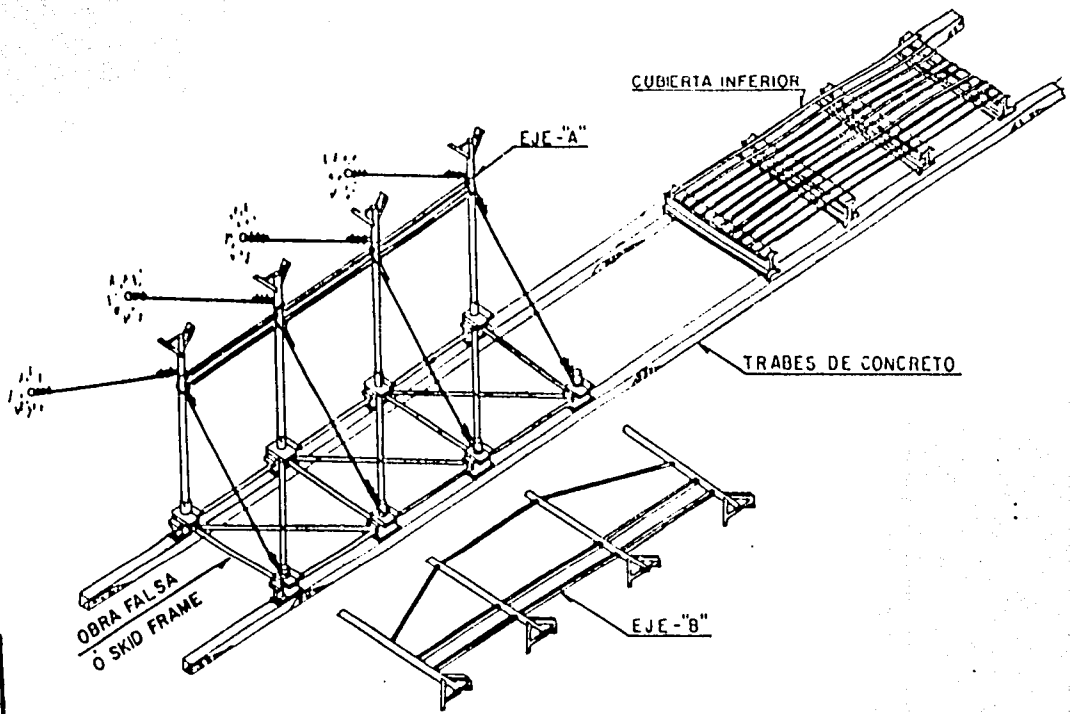
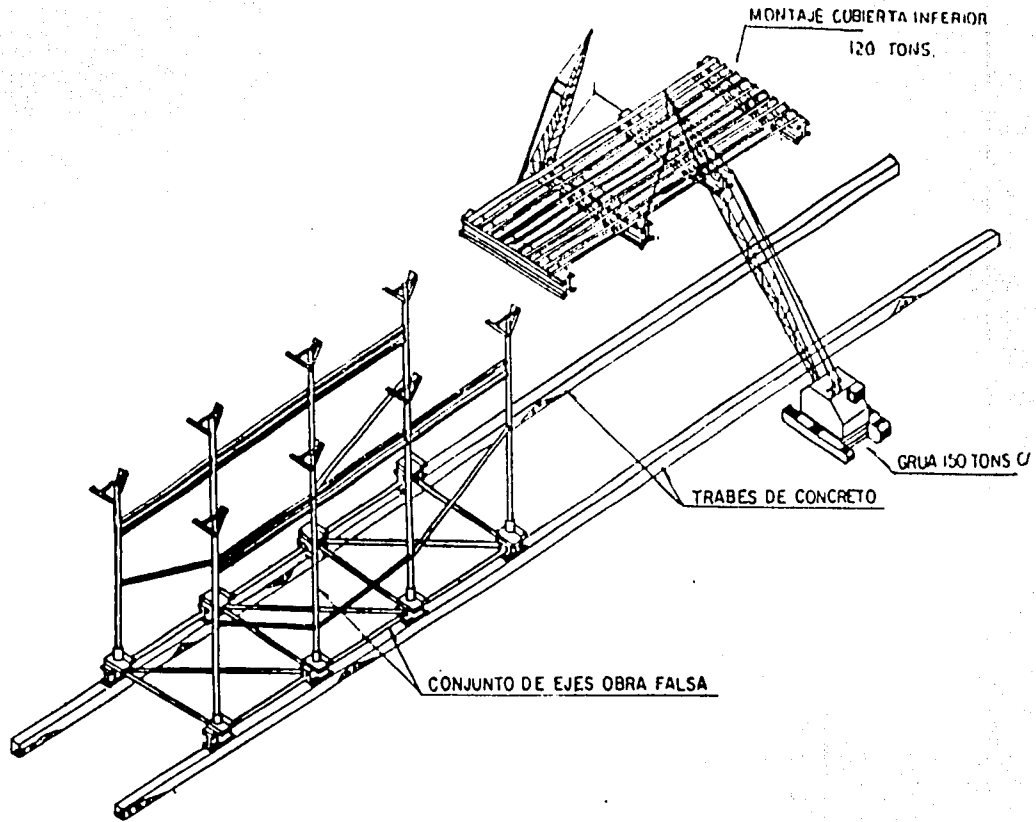


FIG. 41



MONTAJE CUBIERTA INFERIOR

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

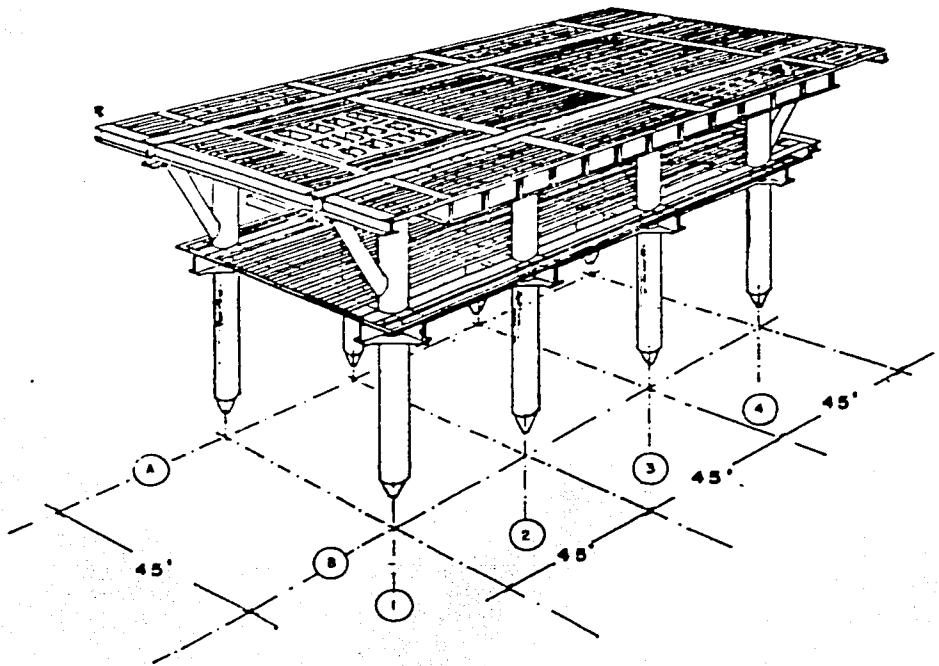
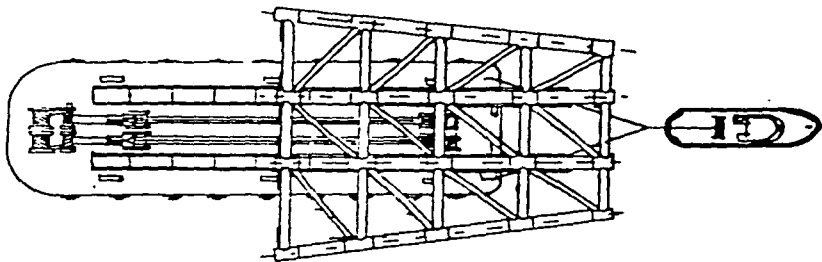
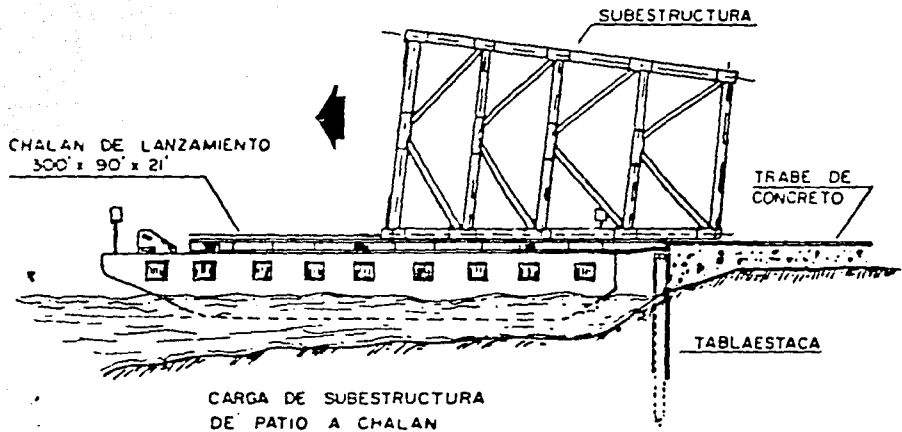


FIG. 42

SUPERESTRUCTURA.
TIPO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

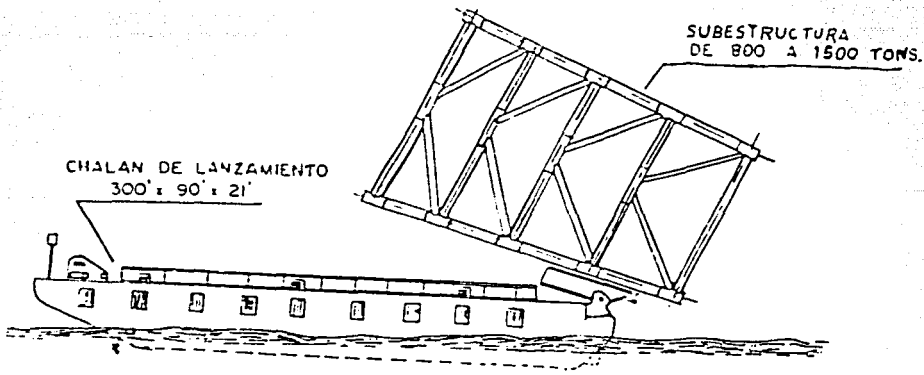


TRANSPORTE DE PATIO A LA SONDA DE CAMPECHE

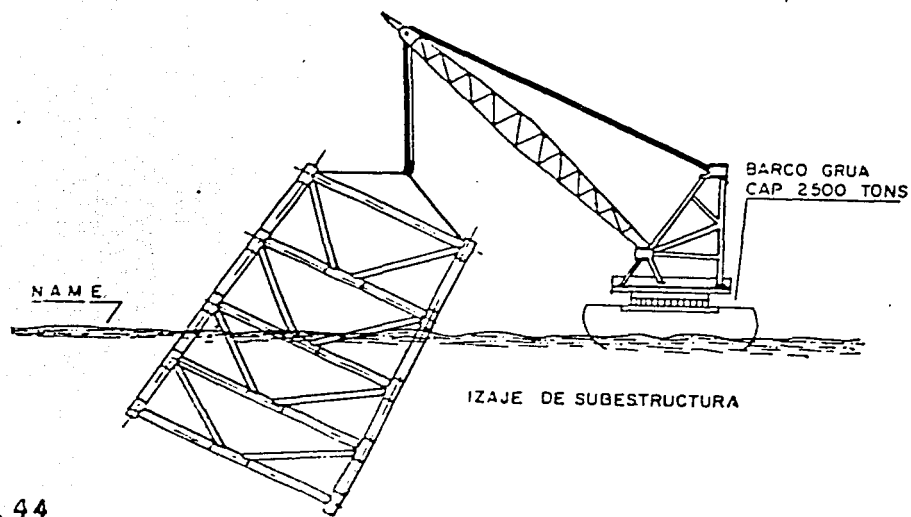
FIG. 43

CARGA SOBRE CHALAN DE UNA
SUBESTRUCTURA TIPO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



LANZAMIENTO DE SUBESTRUCTURA

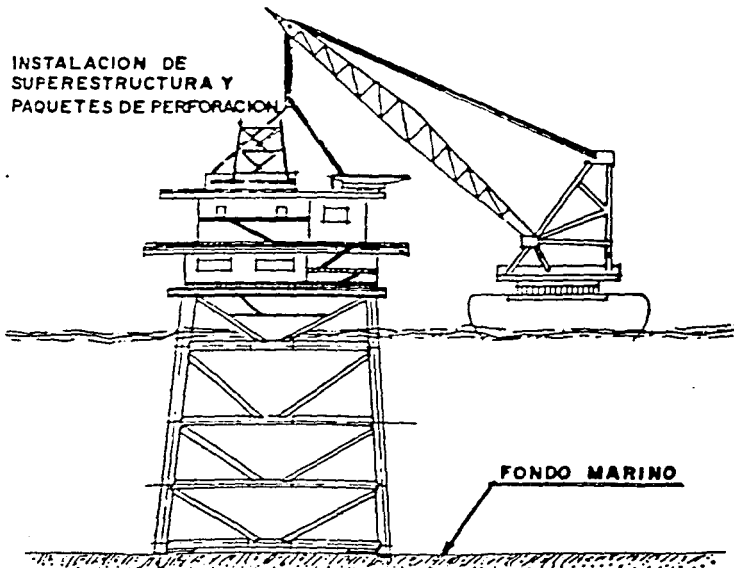
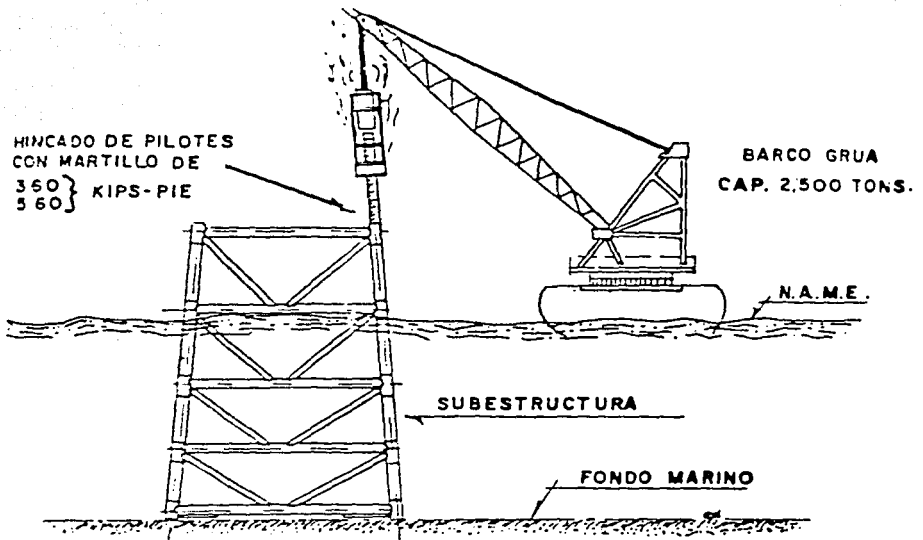


IZAJE DE SUBESTRUCTURA

FIG. 44

SECUENCIA DE LANZAMIENTO
E IZAJE DE SUBESTRUCTURA

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



SECUENCIA DE INSTALACION
DE
ESTRUCTURAS

FIG. 45

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Los cimientos para plataformas marinas tienen en su diseño un problema principal que es la determinación de los parámetros del subsuelo que se encuentran involucrados y que han dado lugar a la asignación del valor usado en el diseño en forma variable.

Los cimientos usado para las plataformas son tubos huecos de 48" ó 52" (1.22 ó 1.34 m.) cuya longitud de desplante se diseña de manera que la capacidad de carga total (fricción y punta) equilibre las solicitaciones axiales que son debidas al peso propio de la estructura y cargas accidentales.(fig.46)

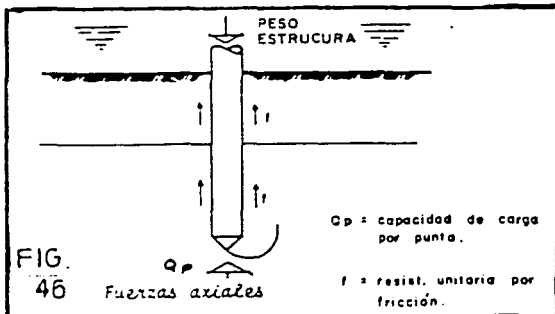


FIG. 46

La fuerza horizontal que se equilibra es debida al oleaje producido por la tormenta máxima de diseño, haciendo intervenir tanto al suelo como a la estructura (espesor del tubo), el suelo interviene con las curvas esfuerzo-deformación del estrato, que es el modelo que representa su comportamiento. (figs. 47 y 48)

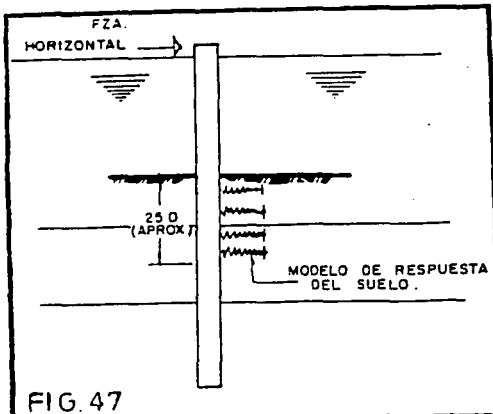


FIG. 47

Fuerzas horizontales.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

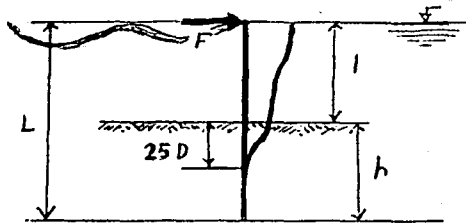


FIG. 48

Los pilotes son del orden de 110 m. de longitud. Debido a los equipos disponibles para el hincado la longitud máxima del pilote por mover varía entre 30 y 50 m., por lo que su hincado se realiza por tramos y se necesita detener esta operación por periodos aproximados a 8 horas para desarrollar el trabajo de unión en los tramos. Se tienen que involucrar la estratigrafía del sitio en la definición del programa del hincado, ya que se puede ocasionar problemas con el incremento en el golpeo del pilote al tratar de rehincar después de haber realizado la unión con soldadura del tramo siguiente.

4.2.1 Capacidad de carga

La capacidad de carga vertical es el resultado de la capacidad de carga por punta más la fricción lateral y se obtiene con la expresión:

$$Q_{ULT} = Q_p + Q_f = q A_t + f A_p$$

Q_p = Capacidad de carga por punta (T)

Q_f = Capacidad de carga por fricción (T)

q = Resistencia unitaria por punta (T/m^2)

A_t = Area transversal de la sección del pilote (m^2)

F = Resistencia unitaria por fricción de los estratos atravesados por el pilote (T/m^2).

A_p = Area perimetral del pilote en el estrato interesado (m^2)

La capacidad de carga de punta que se forma en el tubo se obtiene considerando el modelo de Meyerhof; por lo que se usa la expresión:

$$q = C N_c + \bar{\sigma} N_q$$

C = Resistencia al corte sin drenar (T/m^2)

$\bar{\sigma}$ = Esfuerzo efectivo a la profundidad de desplante del pilote (T/m^2)

N_c y N_q = Factores de capacidad de carga en función de ϕ

ϕ = Angulo de fricción interna

ϕ' = Angulo de fricción interna modificado por carbonatación

La capacidad de carga por fricción se obtiene con el criterio de API (American Petroleum Institute):

$$f_f = K_o Tg \theta' \text{ (en suelos friccionantes)}$$

En arcillas de alta plasticidad

$$f_f = C \text{ para suelos normalmente consolidados}$$

Para arcillas preconsolidadas

Suelos poco profundos

f_f debe ser menor o igual que $5 T/m^2$ o $f_f = C$ de una arcilla normalmente consolidada

Suelos profundos

Se tomará el valor mayor del criterio anterior.

La capacidad de carga horizontal se obtiene con la resistencia última horizontal de los estratos que se encuentran del fondo del mar hasta una profundidad de $25D$, ya que se considera que debajo de esta profundidad los pilotes quedarán prácticamente empotrados (fig. 48). Las expresiones usadas son las propuestas por Matlock en el caso de arcillas y Reese para suelos granulares:

Arcillas

$$P_u = N_c + \gamma' X - J (X R)/D$$

P_u = Resistencia última (T/m^2)

N_c = Coeficiente que varía con la profundidad de 3 m. a 9 m. en suelos blandos y 8 a 12 m. en suelos rígidos

C = Resistencia al corte no drenado (T/m^2)

γ' = Peso volumétrico seco sumergido

J = Constante empírica

X = Profundidad analizada (m)

D = Diámetro del pilote (m)

XR = Profundidad a que se encuentra un estrato profundo resistente a partir del fondo del mar.

Arenas

$$P_{u_s} = A \left[\frac{\gamma' H}{D} \frac{K_o H \operatorname{tg} \phi \operatorname{sen} B}{\operatorname{tg} (B - \phi) \cos \alpha} + \frac{\operatorname{tg} B}{\operatorname{tg} (B - \phi)} (D + H \operatorname{tg} B \operatorname{tg} \alpha) + K_o H \operatorname{tg} B (\operatorname{tg} \phi \operatorname{sen} B - \operatorname{tg} \alpha) - K_a D \right]$$

$$P_{u_p} = A \left[K_a \gamma' H (\operatorname{tg}^8 B - 1) + K_o \gamma' H \operatorname{tg} \phi \operatorname{tg}^4 B \right]$$

P_u = Capacidad de carga (T/m^2) superficial (s), profundo (p)

A = Factor de ajuste empírico

γ' = Peso volumétrico sumergido

H = Profundidad en metros

D = Diámetro del pilote (m)

α = $\phi/2$ en grados

B = $45 + \phi/2$

ϕ = Angulo de fricción interna

K_o = Coeficiente de empuje en reposo

K_a = Coeficiente de empuje en activo

Ya conocida la resistencia última se obtendrán las curvas carga-deformación para diferentes profundidades, cada curva indica el comportamiento de los resortes, que integran al modelo que representa el comportamiento horizontal del suelo.

En arcillas (carga estática)		(carga cíclica)			
P/pu	Y/yc	X P/pu	XR Y/yc	X P/pu	XR Y/yc
0.0	0	0.0	0	0	0
0.5	1.0	0.5	1.0	0.5	1.0
0.72	3.0	0.72	3.0	0.72	3.0
1.00	8.0	0.72	infinito	0.72X/XR	15.0
1.00	infinito			0.72X/XR	infinito

El valor de ϕ se obtiene en base a la correlación establecida por Terzaghi con la penetración estándar. Una adaptación que se realiza al sistema de cable guía que consiste en hincar 60 cm, al ser golpeado con una masa que tiene un peso de 79.8 Kg. en caída libre de 1.52 m., en estas condiciones la energía de hincado usada es 17% mayor a la penetración estándar por lo que los valores de ϕ que se obtienen con la correlación son menores a los que se tiene el suelo.

Los valores de ϕ obtenidos todavía se reducen por carbonatación para obtener un ϕ' que es el usado en los análisis de diseño del pilote.

La cimentación en la zona granular tiene mayor capacidad de carga y los análisis arrojan valores similares debido a las mencionadas disminuciones que se dan al ángulo de fricción interna del suelo.

En los suelos finos se obtienen muestras en tubos de pared delgada de 6.3 cm de diámetro, las cuales se encuentran remoldeadas.

La cohesión se obtiene con la aplicación de pruebas de torcómetro, penetrómetro de bolsillo, veleta miniatura y compresión triaxial no drenada.

Los pilotes se deben hincar hasta la profundidad de desplante proyectada sin importar el rebote que se va obteniendo, sin embargo, se han presentado algunos problemas para lograr el objetivo o para reiniciar los trabajos de hincado que son detenidos durante aproximadamente 8 horas para soldar los tramos del pilote. Los problemas consisten en que se requiere un número mayor de golpes, que en algunos casos dañan al pilote o al martillo, o se necesita de un martillo de mayor capacidad. Para que estos problemas se eviten se realizan las siguientes recomendaciones:

- Si la punta se deja en un estrato de arena carbonatada habrá mayor problema de reinicio en el hincado del pilote
- No presenta, en ninguna etapa, mucho problema las arcillas rígidas para el hincado del pilote
- Es poco probable, durante el hincado del pilote, la formación de un tapon en la punta, ya que se ha observado que por dentro del pilote el suelo casi queda a la misma elevación del fondo marino, además no se registran los aumentos bruscos de capacidad de carga de proyecto
- La capacidad de carga del pilote al momento del hincado se reduce al término de este
- Para prevenir los problemas del hincado del pilote, se deberán construir una gráfica de capacidad de carga del pilote durante el hincado tomando en cuenta la fricción en estas condiciones. Los tramos del pilote deben ser construidos basandose en la estratigrafía del sitio dejando la punta del pilote en suelos arcillosos considerando la sección del pilote trabajando a flexocompresión con el peso del martillo. Debe limitarse la longitud libre del pilote por encima de la estructura, y el desplante del pilote deberá ser en suelo arenoso, esto por seguridad cuando la capacidad de carga se alcance en un estrato arcilloso cercano a las arenas.

5 TANQUES DE ALMACENAMIENTO

Las instalaciones industriales dedicadas al manejo de derivados del petróleo como los tanques de almacenamiento constituyen las estructuras más importantes. El crecimiento del comercio petrolero necesita de embarcaciones de mayores dimensiones y de instalaciones portuarias para una rápida recepción, carga y descarga del petróleo crudo. Su cimentación requiere de estudios cuidadosos para que haiga un buen funcionamiento de las mismas. estos cuidados se tratan con mayor importancia cuando se trata de instalar los tanques en terminales portuarias ya que las zonas costeras dan lugar a suelos de diferentes características lo que originan un comportamiento inadecuado en los tanques.

Las configuraciones naturales de las costas requieren de adaptaciones o importantes modificaciones que suman a los problemas planteados por los suelos naturalmente depositados.

Los que revisten las mayores dimensiones para el almacenamiento de petróleo crudo son los tanques cilíndricos, verticales, construidos de acero. (fig. 49)

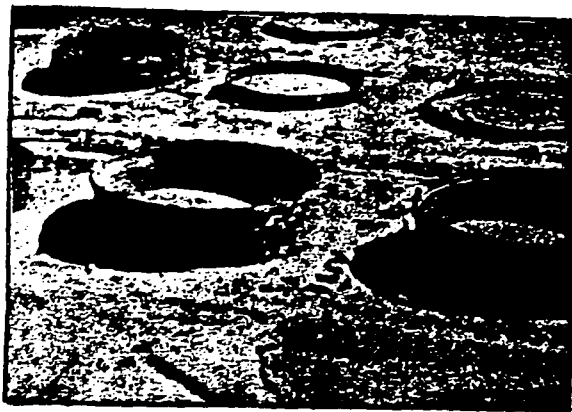


FIG.49 TERMINAL DE ALMACENAMIENTO DE PETRÓLEO CRUDO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Otro tipo de tanques requieren de un cuidadoso estudio geotécnico para su cimentación, son los llamados "criogénicos" que almacenan derivados del

petroleo a temperaturas inferiores a 0° C para mantenerlos en estado líquido. Tienen doble pared e incorporan dispositivos de enfriamiento, que podrían ser dañados por un mal funcionamiento de la cimentación. (fig. 50)

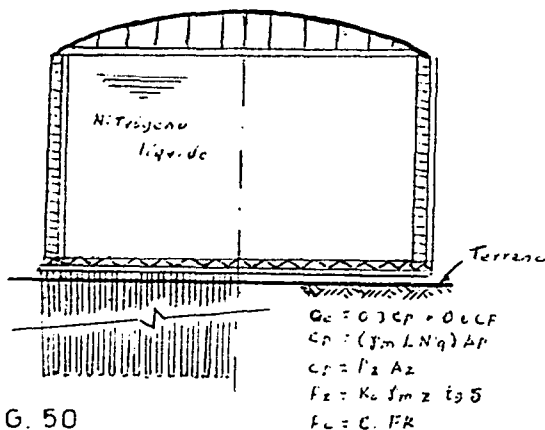


FIG. 50
Tanque criogénico

Existen tanques semienterrados, de construcción mixta, es decir, parcialmente metálicos y de concreto en donde la parte semienterrada se construye con el procedimiento de muro milán. (fig. 51)

Finalmente las instalaciones petroleras en la costa incluyen estructuras y equipos diversos que requieren de análisis especiales para evitar la transmisión de vibraciones molestas o dañinas y el colapso de la máquina y su cimentación. Tal análisis es para los parámetros que caracterizan el comportamiento del subsuelo en condiciones dinámicas como los comportamientos ante la acción de un sismo.

5.1 DISEÑO GEOTÉCNICO

El diseño implica una cuidadosa planeación de la etapa de estudios y análisis para que finalmente la cimentación garantice las mejores condiciones de seguridad y economía. Los aspectos a revisar para el diseño geotécnico de la cimentación de un tanque:

- ❑ Compresibilidad y tratamiento de cimentaciones
- ❑ Diseño de cimentaciones superficiales y profundas
- ❑ Estabilidad de terraplenes y tiempo de tratamiento
- ❑ Colapsabilidad

- ┘ Potencial de licuación
- ┘ Observación de la respuesta
- ┘ Respuesta a comportamientos dinámicos

Los hundimientos rigen en el diseño de cimentaciones y en ocasiones obligan al tratamiento de los materiales del subsuelo para reducir su compresibilidad extrema, la baja resistencia al corte, falta de tiempo o combinaciones de varios factores pueden conducir a tomar soluciones de cimentación que refieren no solo de la revisión del hundimiento o capacidad de carga, sino también de una observación del comportamiento de la cimentación elegida mediante una instrumentación geotécnica adecuada.

En subcapítulos anteriores se determinó la teoría del hundimiento total mediante la expresión de Terzaghi cuando se trata de suelos finos, mientras que en suelos granulares puede determinarse mediante esta expresión, también de Terzaghi:

$$\Delta H = H/C \ln P_i/P_o$$

C= Coeficiente de compresión determinado por las pruebas de penetración
 P_o y P_i= Presiones verticales efectivas antes y después de la aplicación de la sobrecarga

La tabla 1 presenta las especificaciones sobre hundimientos que se deben cumplir para la cimentación de un tanque.

Cuando el desplante de la estructura se realiza superficialmente se acostumbra apoyar la pared del tanque sobre un anillo de cimentación generalmente de concreto, dimensionado de tal forma que la presión en la base del anillo sea aproximadamente igual a la presión que el tanque transmite en su parte central; en este caso se debe revisar el factor de seguridad contra falla por capacidad de carga de todo el tanque y en el de su anillo de cimentación.

Para estimar la capacidad de carga admisible del suelo para el caso de tanques cimentados superficialmente se recomienda la expresión de Terzaghi.

Los métodos para determinar la distribución de esfuerzos de un tanque circular son con las siguientes expresiones:

$$\sigma_z = w \left[1 - \left(\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right)^{3/2} \right]$$

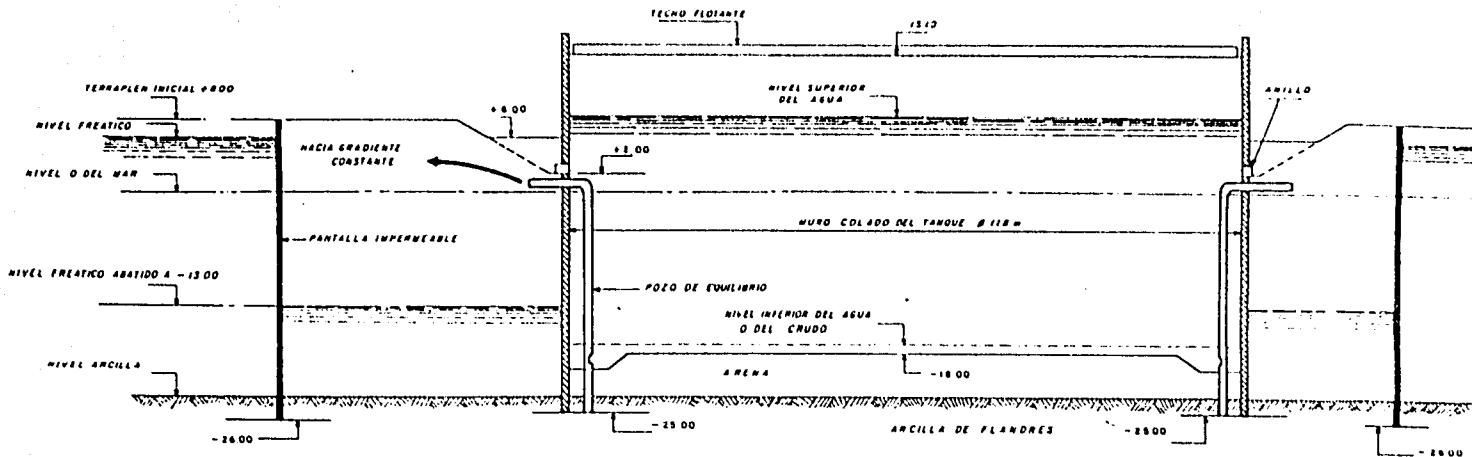


FIG. 51 TANQUE PARA ALMACENAMIENTO DE CRUDO TIPO SEMIENTERRADO

TESIS CON
 FALTA DE ORIGEN

TABLA 1 NORMAS PARA LA CIMENTACION DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO PARA
EL PROYECTO DOS BOCAS

ANALISIS	ESPECIFICACIONES	OBSERVACIONES
Asentamientos	Asentamiento total máximo 50 cm	Norma Pemex No. -- 2.214.01
	Asentamiento total máximo en el perímetro 30 cm	"Cimentaciones de Tanques" (Referencia 2)
	Asentamiento diferencial máximo en el fondo (Diametral) 5 cm en 10 m	
	Asentamiento diferencial máximo en el perímetro 1 cm en 10 ^m	Recomendación del cuerpo consultores
Estabilidad	Factor de seguridad contra deslizamiento en una superficie potencial de falla	
	- Durante la construcción y/o tratamiento 1.2	
	- Durante el primer llenado 1.5	
Capacidad de Carga	- Durante la vida útil del tanque 1.5	Adoptado por Proyectos Marinos S.C.
Flujo Plástico Radial	Factor de seguridad 3.0	
Punzonamiento	Revisar que no se produzca	Norma Pemex No. 2.214.01 (Referencia 2)
	Revisar que no se produzca	Norma Pemex No. 2.214.01 (Referencia 2)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

VALORES DE INFLUENCIA PARA ÁREA CIRCULAR UNIFORMEMENTE CARGADA

TABLA 2

Solución de Boussinesq

$$\sigma_r = w w_r$$

r/z	w _r	r/z	w _r	r/z	w _r	r/z	w _r
0.00000		.30	-0.12126	.60	-0.36949	.90	-0.58934
1--0.00015		1--0.12859		1--0.37781		1--0.59542	
2--0.00060		2--0.13605		2--0.38609		2--0.60142	
3--0.00135		3--0.14363		3--0.39431		3--0.60734	
4--0.00240		4--0.15133		4--0.40244		4--0.61317	
5--0.00374		5--0.15915		5--0.41055		5--0.61892	
6--0.00538		6--0.16706		6--0.41863		6--0.62459	
7--0.00731		7--0.17507		7--0.42662		7--0.63018	
8--0.00952		8--0.18317		8--0.43454		8--0.63568	
9--0.01203		9--0.19134		9--0.44240		9--0.64110	
10--0.01481		.40	-0.19959	.70	-0.45018	1.00	-0.64645
1--0.01788		1--0.20790		1--0.45789		1--0.65171	
2--0.02122		2--0.21627		2--0.46553		2--0.65690	
3--0.02483		3--0.22469		3--0.47310		3--0.66200	
4--0.02870		4--0.23315		4--0.48059		4--0.66703	
5--0.03283		5--0.24165		5--0.48800		5--0.67198	
6--0.03721		6--0.25017		6--0.49533		6--0.67686	
7--0.04184		7--0.25872		7--0.50259		7--0.68165	
8--0.04670		8--0.26729		8--0.50976		8--0.68639	
9--0.05181		9--0.27587		9--0.51685		9--0.69104	
.20	-0.05713	.50	-0.28446	.80	-0.52336	1.10	-0.69562
1--0.06268		1--0.29304		1--0.53079		1--0.70013	
2--0.06844		2--0.30162		2--0.53763		2--0.70457	
3--0.07441		3--0.31019		3--0.54439		3--0.70894	
4--0.08057		4--0.31878		4--0.55106		4--0.71324	
5--0.08692		5--0.32728		5--0.55766		5--0.71747	
6--0.09346		6--0.33579		6--0.56416		6--0.72163	
7--0.10017		7--0.34427		7--0.57058		7--0.72573	
8--0.10704		8--0.35272		8--0.57692		8--0.72976	
9--0.11408		9--0.36112		9--0.58317		9--0.73373	
1.20	-0.73763	1.50	-0.84283	1.91	-0.90021	3.40	-0.97753
1--0.74147		7--0.84495		2--0.90143		50--0.97927	
2--0.74525		8--0.84704		3--0.90263		60--0.98083	
3--0.74896		9--0.84910		4--0.90382		70--0.98224	
4--0.75262				5--0.90498		80--0.98352	
5--0.75622		1.60	-0.85112	6--0.90613		90--0.98468	
6--0.75976		1--0.85312		7--0.90726			
7--0.76324		2--0.85607		8--0.90838		4.00	-0.98573
8--0.76666		3--0.85700		9--0.90948		100--0.98757	
9--0.77003		4--0.85890				40--0.98911	
		5--0.86077		2.00	-0.91056	60--0.99041	
1.30	-0.77334	6--0.86260		2--0.91267		80--0.99152	
1--0.77660		7--0.86441		4--0.91472			
2--0.77981		8--0.86619		6--0.91672		5.00	-0.99246
3--0.78296		9--0.86794		8--0.91865		20--0.99327	
4--0.78606						40--0.99396	
5--0.78911		1.70	-0.86966	2.10	-0.92053	60--0.99457	
6--0.79211		1--0.87136		.15	-0.92499	80--0.99510	
7--0.79507		2--0.87302		.20	-0.92914		
8--0.79797		3--0.87467		.25	-0.93301	6.00	-0.99556
9--0.80083		4--0.87628		.30	-0.93661	.50	-0.99648
		5--0.87787		.35	-0.93997		
1.40	-0.80364	6--0.87944		.40	-0.94310	7.00	-0.99717
1--0.80640		7--0.88098		.45	-0.94603	.50	-0.99769
2--0.80912		8--0.88250		.50	-0.94877		
3--0.81179		9--0.88399		.55	-0.95134	8.00	-0.99809
4--0.81442				.60	-0.95374	9.00	-0.99865
5--0.81701		1.80	-0.88546	.65	-0.95599	10.00	-0.99901
6--0.81955		1--0.88691		.70	-0.95810	12.00	-0.99943
7--0.82206		2--0.88833		.75	-0.96009	14.00	-0.99964
8--0.82452		3--0.88974		.80	-0.96195	16.00	-0.99976
9--0.82694		4--0.89112		.85	-0.96371	18.00	-0.99983
		5--0.89248		.90	-0.96536	20.00	-0.99988
1.50	-0.82932	6--0.89382		.95	-0.96691	25.00	-0.99994
1--0.83167		7--0.89514				30.00	-0.99996
2--0.83397		8--0.89643		3.00	-0.96838	40.00	-0.99998
3--0.83624		9--0.89771		.10	-0.97106	50.00	-0.99999
4--0.83847				.20	-0.97346	100.00	-1.00000
5--0.84067		1.90	-0.89897	.30	-0.97561	∞	-1.00000

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Se ha evitado recurrir a cimentaciones profundas por el alto costo. Cuando la compresibilidad del subsuelo es demasiado elevado o la resistencia al corte muy baja se revisa la posibilidad de dar un tratamiento al material de cimentación que mejore sus características; una alternativa de cimentación seleccionada puede ser a base de pilotes, sobre todo cuando se tienen restricciones originadas por el programa de construcción.

La capacidad de carga de los elementos de cimentación profunda se determina, en forma general, con la suma de la resistencia en la punta y la fricción o adherencia. Para calcular la resistencia en la punta se utiliza la siguiente expresión realizada por Meyerhof, para suelos granulares:

$$Q_p = (\gamma_m L N'_q) A_p$$

γ_m = Peso volumétrico medio del suelo por arriba del desplante

L = La longitud del pilote

N'_q = Factor de capacidad de carga

A_p = Area de la sección transversal del pilote

La fricción en el fuste se calcula con la expresión:

$$f_z = K_o \gamma_m z \tan \delta$$

K_o = Coeficiente de empuje en reposo (se recomienda 0.7)

γ_m = Peso volumétrico del suelo por arriba de la profundidad z

δ = Angulo de fricción pilote-suelo (se recomienda 2/3 de ϕ)

Es recomendable despreciar la resistencia por punta para el caso de pilotes en suelos finos.

Se puede citar los análisis de estabilidad suponiendo mecanismos de falla cilíndricos y en forma de cuña; estos análisis normalmente se hacen en el borde del tanque o para los taludes de los terraplenes cuando se opta por dar un tratamiento al subsuelo a base de precarga. La resistencia al deslizamiento se obtiene de la resistencia al corte de los materiales puestos sobre la superficie de falla propuesta. Las fuerzas que provocan el deslizamiento son debido al peso propio de la masa y las fuerzas externas al peso de las estructuras y maquinaria.

En el caso de anillos de cimentación se utilizan métodos de equilibrio determinando el estado de esfuerzos del suelo a lo largo de la superficie de falla propuesta.

Otro análisis geotécnico en la cimentación de tanques en la superficie, en arenas muy finas o limos no plásticos en el subsuelo por debajo del NAF, es necesario hacer una revisión con respecto a la licuación y esto si los tanques se ubican en zonas sísmicas.

Las pruebas de laboratorio en muestras inalteradas determinarán los problemas de licuación por lo que podrían hacer compresiones triaxiales consolidadas no drenadas.

Cuando los suelos presentan limos sin plasticidad o de arenas muy finas y sueltas y se encuentran por encima del NAF es posible que presenten un colapso al sufrir una saturación.

Las presiones que los tanques aplican a la cimentación hacen la necesidad de revisar la posibilidad de que los estratos arcillosos blandos puedan sufrir flujo plástico radial.

Cuando hay condiciones inadecuadas para una cimentación superficial se recurre a mejorar las condiciones de los materiales superficiales. El primer método sería el reemplazo de los suelos débiles por un relleno controlado, de mejores características. El segundo sería precargar con el propio tanque aplicando una carga de agua controlada. El tercer método consiste en aplicar una sobrecarga al subsuelo para acelerar su consolidación y mejorar sus características, este caso puede consistir en la construcción de un terraplén en el sitio.

También puede observarse que la sobrecarga se puede aplicar abatiendo el nivel de aguas freáticas para que se incrementen los esfuerzos del suelo para pasar de sumergido a saturado.

Un cuarto caso es estabilizar un suelo arcilloso mediante la aceleración del drenaje aplicando un proceso de electrosmosis aunque este método requiere de material sofisticado y en México no ha tenido ninguna aplicación en tanques.

Las terminales marítimas petroleras no solo requieren de tanques de almacenamiento sino también de otras instalaciones como estaciones de bombeo, compresores, turbogeneradores, cisternas, talleres, almacenes, oficinas, etc. Cada una de estas instalaciones requiere de un estudio geotécnico para su cimentación el cual debe incluir la revisión del comportamiento del sistema máquina-cimentación-suelo en las condiciones dinámicas inducidas por el funcionamiento de la maquinaria.

En el caso de maquinaria vibratoria el diseño geotécnico tiene que incluir la capacidad de carga, hundimientos probables y el diseño de la cimentación para el control de vibraciones de tal forma que la maquinaria pueda operar sin sufrir daños y ser eficiente. La principal dificultad es en la determinación dinámica del suelo.

5 ESTABILIDAD EN EL FONDO MARINO

Cuando existe una alteración del suelo en el fondo del mar se tienen que realizar dos análisis. El primero se considera que el problema es geotécnico por lo que se debe realizar los métodos de análisis de estabilidad de la masa del suelo, tomando en cuenta el oleaje como carga exterior.

Como segundo análisis es considerar que el problema es debido a que el oleaje provoca el transporte de partículas y que puede estudiarse por las técnicas usadas para este fin en hidráulica.

Al extenderse el oleaje sus olas crean cambios de presión en la superficie del suelo marino. Cuando la parte más alta de la onda de una ola, conocida como cresta, bajo de esta la presión en la superficie del lecho aumenta; mientras que la parte más baja de la onda de la ola, conocida como valle, la presión disminuye.

Donde hay acumulación de partículas finas como depósitos constituidos principalmente por arcillas hace que las capas inferiores se vayan consolidando; pero la carga crece lentamente, la capa superior de esos depósitos se mantiene blanda y suelta por lo que tiene baja resistencia al esfuerzo cortante. Si la acumulación de sedimentos arcillosos sucede rápidamente podrá llegar a tener presiones de poro muy altas. La presión de poro reduce la resistencia al esfuerzo cortante; las olas pueden originar o incrementar la presión de poro existente en la masa de sedimentos. Las arenas sueltas al deformarse disminuyen su volumen y, por consiguiente su relación de vacíos, lo que aumenta la presión de poro que si esta se incrementa rápido la resistencia al esfuerzo cortante puede llegar a anularse y provocar una licuación.

VI. OBRAS DE DRAGADO

1. ARRASTRE DE LITORAL

El transporte de sedimentos en el mar o acarreo de litoral es el fenómeno que se lleva a cabo en una playa, por medio del cual las partículas sólidas de que está compuesta se transporta a lo largo de ella, se sabe que el arrastre de litoral se produce principalmente entre la línea de playa y la zona de rompientes, aunque también fuera de esta existe transporte.

El estudio de transporte de sedimentos en ingeniería civil sirve para predecir el acarreo de litoral, para el diseño de protecciones en costas y puertos; en el dragado es importante en problemas de succión, transporte y depositación del material obtenido. También es importante para predecir si se tendrá una consolidación de equilibrio o si existirá erosión o depositación y determinar las cantidades involucradas.

Las causas que provocan el transporte de sedimentos en las costas son básicamente las corrientes y el oleaje; provocando esfuerzos cortantes sobre sedimentos sólidos y hacen que sean transportados en suspensión o por el fondo a distancia más o menos grandes y depositados en zonas tranquilas.

Los métodos de campo para medir el arrastre son los espigones de prueba, el dragado, las trampas de arena y los trazadores. Estos métodos consisten en impedir el paso de material para obtener lecturas batimétricas periódicas.

La medición de la profundidad es diversa, desde las muy sencillas como un pedazo de cuerda con nudos a cada 50 cm. (zondaleza), hasta ecosondas digitales que miden la profundidad por medio del cálculo del tiempo que tardan las ondas de sonido de alta frecuencia en ir desde la embarcación hasta el fondo y regresar. Otro método serían los estadales de madera o aluminio de 4 o 5 m. de longitud.

La profundidad es el elemento básico de la infraestructura portuaria, cuando la profundidad se pierde, dicha infraestructura no puede servir al barco. La profundidad exige un mantenimiento cuidadoso, todos los materiales que se depositan en el fondo deben ser retirados.

Para retirar los materiales que se depositan existen los trabajos de dragado que para algunos puertos representan demasiados gastos y es por eso que se da mucha atención al fenómeno que producen los azolves y sus

soluciones para evitarlos y para encontrar los procedimientos más eficaces para retirarlos.

Es por eso que hay que buscar la ausencia de aportes de azolve provenientes de tierra, lo que se consigue en un sitio costero fuera de los cauces de ríos y de lagunas y que facilite la construcción de obras necesarias para su control.

La expansión de la infraestructura portuaria en México y en general en todo el mundo, requiere efectuar las obras de dragado, tanto para su construcción como para su mantenimiento.

Se entiende por dragado la extracción de materiales del fondo del mar en los puertos con el fin de aumentar la profundidad descargando estos azolves en las zonas de depósito.

Las operaciones de dragado deben cumplir una doble función:

- Extraer el material
- Conducirlo hasta el lugar de descarga

Existen dos tipos de dragados. El dragado de construcción, se realiza cuando es necesario crear o aumentar profundidades. El dragado de conservación, se efectúa con la finalidad de retirar azolves que originan corrientes, marejadas, acarreo de litorales, etc.; este puede ser periódico para conservar la dimensión profunda, o permanentemente en donde se requiere en los canales de navegación, dársenas y barras de los puertos fluviales en donde los depósitos de sedimentos son permanentes.

Las embarcaciones dedicadas al dragado se montan en ellas las herramientas para extraer o excavar material de los fondos marinos.

Las dragas se clasifican en mecánicas e hidráulicas:

Las mecánicas pertenecen las de cangilones, las de grúa con almeja y las de cucharón. En estas requiere de chalanes-tolva y remolcadores para tirar el material en las zonas de depósito, debido a que su alcance de descarga es muy limitado. (figs. 52, 53 y 54)

En las dragas hidráulicas combinan la operación de extraer el material con el de su transporte hasta el lugar de depósito, mezclándolo con agua y bombeándolo como si fuera fluido. Sus tipos son las estacionarias, de

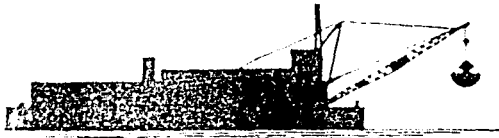


FIG 52
DRAGA MECÁNICA DE ALMEJAS O MANDIBULAS

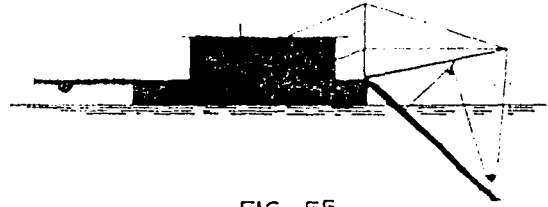


FIG. 55
DRAGA HIDRÁULICA DE SUCCION

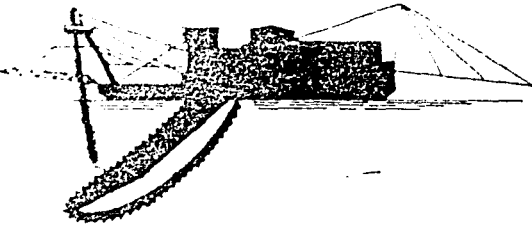


FIG. 53
DRAGA MECÁNICA DE ROSARIO O CANGILONES



FIG. 56
DRAGA HIDRÁULICA CON CORTADOR

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

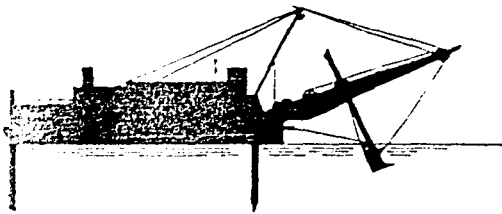


FIG. 54
DRAGA MECÁNICA DE CUCHARON

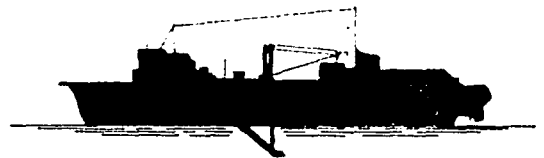


FIG. 57
DRAGA HIDRÁULICA CON TOLVA,
AUTOPROPULSABLE

TIPOS DE DRAGAS

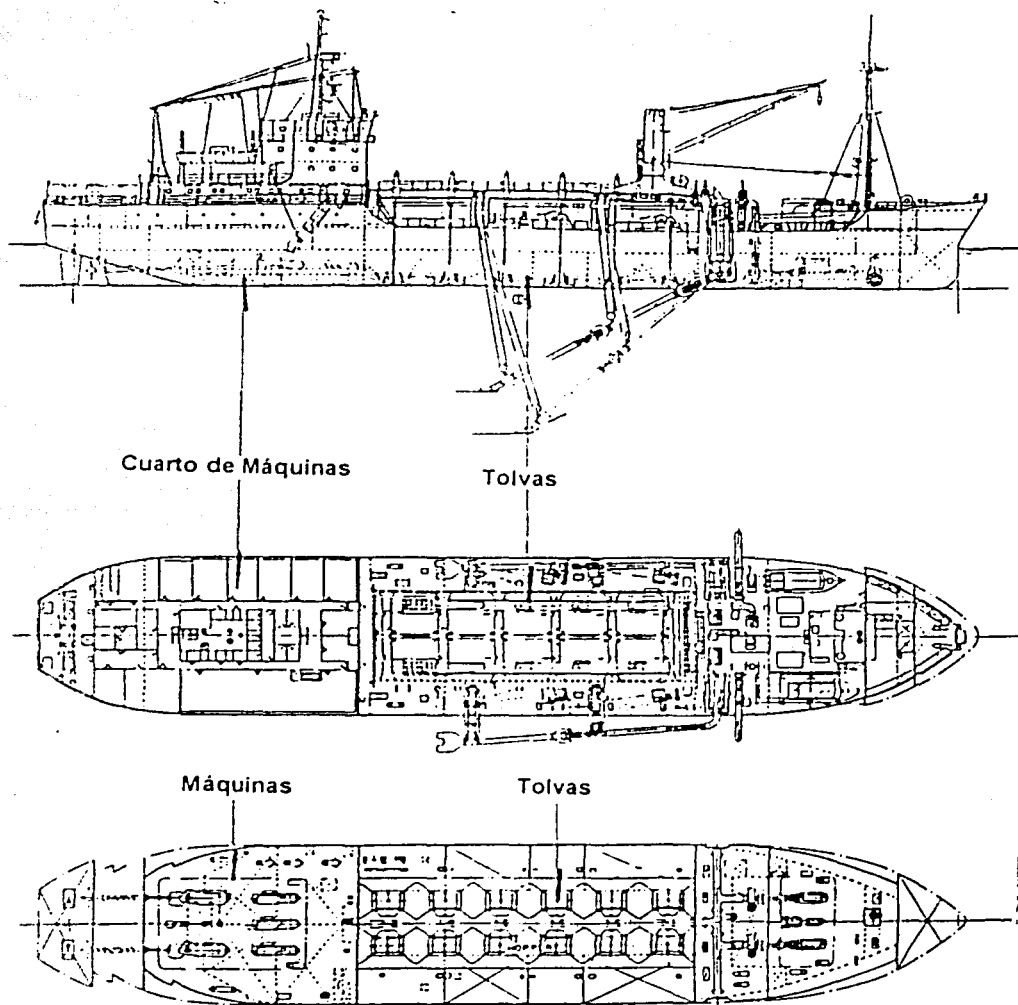


FIG. 58 Draga hidráulica autopropulsada.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

autopropulsión con tolva y mixtas. Las estacionarias pueden ser de succión simple o de succión con cortador. Las de autopropulsión con tolva, cuyo tubo o tubos de succión están sostenidos en una banda (figs. 55, 56, 57 y 58).

2 GEOTECNIA EN LAS OBRAS DE DRAGADO

Los estudios geotécnicos realizados con fines de dragado difieren con respecto a los destinados a las cimentaciones de estructuras. La información geotécnica de las propiedades de los suelos por dragar es un factor importante en los costos totales en este tipo de obras.

Los procedimientos de exploración y muestreo más adecuados son importantes en la información geotécnica para dragado. Los objetivos por alcanzar en estudios de este tipo son fundamentalmente dos:

- Identificar los materiales por dragar, y definir sus extensiones y volúmenes;
- Proporcionar la información del subsuelo, destinada a resolver correctamente los problemas técnicos correspondientes a las tres principales fases del dragado: disgregar y remover el material; transportar este hasta los puntos de tiro, y colocarlo y tratarlo con fines constructivos.

Las exploraciones más comunes corresponden a los sondeos de lavado con chiflón, utilizados para definir espesores de estratos cohesivos blandos o de suelos arenosos poco compactos, que sobreyacen capas duras o muy compactas. Estos se efectúan inyectando agua, a través de una tubería metálica que se desliza dentro de un ademe. El material disgregado sube entre el ademe y el tubo hasta la embarcación, donde se deposita en un tanque de sedimentación.

En la prueba de penetración estándar se obtiene muestras de material alterado de diferentes profundidades. Un perfil de un pozo nos permitirá ver diferentes estratos del subsuelo, los valores a diferentes profundidades para la penetración estándar y un perfil geológico del suelo que se obtiene uniendo varios pozos.

Una escala muy representativa es la que a continuación se indica en la tabla 3 en donde compara las características de los materiales y el número de golpes del penetrómetro estándar.

TABLA 3 Comparativo entre las características de un material y su resistencia al corte para los efectos de dragado.

Características del Material	Penetración estándar No. de golpes / 30 cm
Muy suelto	0 - 4
Suelto	4 - 10
Medio compacto	10 - 30
Compacto	30 - 50
Muy compacto	Arriba de 50

Los valores anteriores son aplicables a todo tipo de material ya sea cohesivo o no cohesivo, exepctuando boleos gruesos o roca.

La exploración indirecta en los estudios para dragado se apoya principalmente en dos tipos.

El primer procedimiento se emplea para obtener un cuadro general de la estratigrafía, mediante la generación de ondas acústicas capaces de proporcionar penetraciones en el suelo de 15 a 60 m.

Para la obtención del rendimiento de un dragado es necesario conocer las características del suelo que se va a extraer por lo que se deben proporcionar la información necesaria para definir la calidad del relleno que pueda formarse con el material dragado.

Las pruebas de laboratorio para dragado deben proporcionar la información necesaria y suficiente para que se realicen adecuadamente las maniobras de disgregación y remoción, transporte, y depositación y tratamiento del material a dragar.

Los ensayos de laboratorio se seleccionan principalmente al tipo índice:

Para suelos granulares se deberá determinar:

- Contenido de agua
- Granulometría
- Compacidad relativa
- Permeabilidad
- Densidad de sólidos
- Contenido de carbonato de calcio
- Contenido de materia orgánica
- Forma y dureza de los granos

Para suelos cohesivos las propiedades a determinar son:

- Contenido de agua
- Cohesión
- Límites de consistencia
- Peso volumétrico
- Contenido de carbonato de calcio
- Contenido de materia orgánica
- Adhesión
- Viscosidad de la suspensión

agua-suelo

Para rocas:

- Origen geológico y estructura minera
- Clasificación petrográfica
- Resistencia a la compresión y tensión
- Peso volumétrico
- Grado de alteración
- Dureza
- Tenacidad

En primer lugar se debe conocer el diámetro de las partículas para distinguir entre arcillas, sedimentos (limos), arenas y boleros.

Entre los materiales cohesivos se tienen arcillas, limos y materia orgánica, siendo sus principales propiedades los siguientes:

- La distribución del tamaño de los granos, siendo los mayores de 0.06 mm. Lo que tendrá influencia en el desgaste de la cabeza del cortador.
- Su resistencia al esfuerzo cortante es el principal factor para determinar la fuerza requerida en el cortador.
- Su peso volumétrico es factor determinante para calcular su capacidad de transporte tanto vertical como horizontal.

Es el principal factor en la determinación de la resistencia al corte y en la elección del equipo más adecuado para disgregar y remover el material

Con respecto al contenido de humedad, los valores determinarán el comportamiento del suelo durante el ciclo de dragado. El comportamiento de los suelos cohesivos a lo largo de todo este ciclo influyen:

- a) La posibilidad de obstrucción del cortador o de la cabeza del tubo de succión;
- b) La formación de terrenos arcillosos durante la disgregación y el transporte hidráulico;
- c) El grado de dificultad para vaciar cucharones, botes o almejas de dragado;
- d) Las pérdidas de materiales durante el proceso de carga en la barcaza o tolva;
- e) La calidad de relleno formado en el producto dragado.

El peso volumétrico es un factor importante para determinar tanto la fuerza de succión que debe inducirse en la boca del tubo, como la potencia necesaria para el transporte hidráulico horizontal.

La adhesión es un parámetro ligado con el grado de dificultad para vaciar los cucharones de los cortadores. En la viscosidad del fluido interviene en el transporte hidráulico del suelo y debe determinarse en soluciones salinas.

En suelos no cohesivos la capacidad relativa es indispensable para seleccionar la herramienta apropiada para disgregar el suelo, ya que esta puede variar desde un tubo de succión, hasta el empleo de cortadores.

La granulometría en suelos no cohesivos es una información que se requiere porque al emplear el producto de dragado como relleno, la granulometría será determinante para estimar pérdidas de material, la pendiente de este y su calidad, además de que el porcentaje de finos influirá en su permeabilidad y compresibilidad.

El tamaño de los granos es importante para determinar la velocidad crítica mínima, de tal forma que estos permanescan en suspensión.

El desgaste de la tubería y bomba dragadora, dependerán también de la forma redondeada o angular de los granos de arena, siendo mayor con estos últimos. Cuando los granos de arena son mayores de 0.3 mm. Estos causarán mayor desgaste en la parte inferior de la tubería de descarga de una draga.

La permeabilidad es importante por que el proceso de corte afloja el suelo, el volumen se incrementa debido a que cambia la densidad al pasar de un material con menor porcentaje de vacíos, a uno con mayor porcentaje; se crea un vacío en la zona disgregada entre los poros del material y el agua que hace fluir contenida en el suelo hacia esta, lo que ocasiona que la fuerza en el cortador se incremente considerablemente.

El porcentaje de materia orgánica tiene influencia sobre el peso volumétrico, este afecta el proceso de corte produciendo gases que ocasionan problemas de vacíos dentro de las tuberías durante el ciclo de dragado.

La densidad de sólidos influye sobre el desgaste del equipo cortador o de los cucharones y almejas.

La forma y dureza de los granos tienen gran importancia en el desgaste de la tubería de transporte y en la bomba, la dureza puede definirse con la escala de Mohr.

El contenido de agua es un auxiliar en la identificación del suelo y se conoce su densidad de sólidos.

En el contenido de cal se refleja como cohesión, que incrementa las fuerzas de corte. Cuando esta cohesión alcanza valores extremos se llega al caso de las rocas suaves (areniscas).

VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Existen obras en las que México ha dependido de las técnicas extranjeras por no tener o dominar estas. Sin embargo los conocimientos y experiencias de los técnicos mexicanos que participan tanto en el diseño como en el procedimiento constructivo contribuirán a que cada vez sea mayor la independencia tecnológica en nuestro país y provocará un gran desarrollo de la Ingeniería Portuaria y Marítima en México generando nuevas fuentes de trabajo y terminará con la fuga de divisas e incluso será fuente de ingresos de estos al darle servicio a flotas extranjeras.

Es por eso que la Mecánica de Suelos juega un papel importante en el diseño y construcción de obras de tanta importancia en un puerto; la planeación y la aplicación del estudio de la geotecnia deben ser adecuadas ya que se verá reflejada de manera directa en los costos de las obras; hay que tomar decisiones que serán importantes para la vida útil de las obras como lo es en la ubicación de cada una, esto es para que se presenten menores problemas para el dragado de dársenas y canales, dar menor volumen de rellenos, así como mejores características de resistencia y compresibilidad de los materiales del subsuelo para que las estructuras terrestres presenten menores problemas para su cimentación.

La urgencia por tener operando un puerto, la precipitación e imprevisión pueden causar retrasos e incremento de costos hasta excederse al doble por dar un tratamiento del subsuelo a base de precargas a fin de reducir su compresibilidad en la zona de construcción.

Debe llevarse una continua supervisión y un buen control de calidad de la construcción de las obras portuarias. Si esto es escaso o nulo en la construcción de la obra civil, y en particular en la cimentación, las reparaciones serán excesivas y la colocación del material de relleno defectuosa; los terraplenes estructurales, al estar mal compactadas, sufrirán de erosiones en temporadas de lluvias.

Si un puerto se ubica en una zona donde esté protegido de los efectos de las olas y las tormentas mediante protecciones naturales se podrían reducir los gastos. Sin embargo, si la profundidad es baja que impiden la entrada de las embarcaciones de calado mayor, será necesario realizar obras de dragado y los gastos dependerán de la profundidad que se requiera.

Cuando se va a trabajar con productos de alta peligrosidad es necesario que el puerto esté ubicado en una zona que geográficamente esté libre de huracanes.

Debido a la inherencia de los suelos marinos, las sales que contienen las aguas de los mares y la vegetación, las características de arcillas, arenas y gravas serán muy diferentes a los que se encuentran en suelos terrestres. Cuando se busca un lugar tranquilo para realizar la construcción de las obras portuarias, en donde las acciones del oleaje son mínimas, se podrán encontrar elementos finos como los limos y arcillas.

La exploración y el muestreo de suelos en las costas se tienen que revisar constantemente con objetivo de utilizar la mejor técnica o herramienta para el caso particular; deben diseñarse con base en los factores ambientales y el tipo de estructura a ser construida. La exploración geofísica marina permite localizar las plataformas petroleras en lugares más seguros ya que detectan las características y anomalías geológicas que ponen en peligro la estabilidad de las estructuras.

Además de los puntos estratégicos para realizar la exploración y muestreo se tendrán que hacer, también, cercas de donde se hincarán o se asentarán las cimentaciones ya que podría haber el caso de que existan diferentes estratigrafías de las que se encontraron en otros puntos y, por ejemplo, en el caso de hincado de pilotes, estos podrían irse al fondo o no penetrar de lo que estaba planteado.

La profundidad de perforación para exploración y muestreo depende del ancho de la obra pero si se encuentran depósitos duros antes de la profundidad establecida, esta profundidad de perforación se reduce.

Si se requiere tomar muestras en terrenos ganados al mar, la posteadora y barrenos son uno de los métodos para obtener estas pero a profundidades menores (1.5 m.). Para profundidades mayores están el penetrómetro estándar, el tubo Shelby o los barriles muestreadores, dependiendo del tipo de suelo.

Como las muestras son extraídas del suelo marino estas cambiarán demasiado en sus características, sería recomendable realizar métodos indirectos como la prueba de veleta, los indirectos de alta frecuencia y como último recurso por el costo sería el cono eléctrico. Para complemento obtener los datos de las pruebas de laboratorio de muestras inalteradas.

En la obtención de las propiedades mecánicas de los suelos marinos in situ o en el laboratorio es difícil que se tengan las propiedades reales debido a las inherencias que tiene el suelo marino. Los estudios se deben relacionar clara y precisamente con los parámetros que

intervienen en el análisis para elegir el diseño y los procedimientos más adecuados para ejecución de las obras portuarias.

Cuando en un rompeolas no se cuentan con materiales de roca natural y es necesario utilizar bloques fabricados de concreto, estos también deben realizarse pruebas de resistencia contra sulfatos ya que el agua marina y la acción de las olas disgregarán estos materiales.

El fabricar los elementos de un rompeolas proporcionará un mayor gasto y aún si estos no se le aplican las pruebas de laboratorio adecuadas que den datos falsos que provoquen una o varias fallas de las obras.

Las pruebas de compresión triaxial no drenado, ya sea consolidada o no consolidada muestran la representación de un suelo marino de material cohesivo que presenta esfuerzos sometidos por el agua; cuando se realiza una carga rápida representa el momento de hincado de los pilotes, hablando en el caso de las cimentaciones de los muelles y plataformas. Cuando se realiza compresión triaxial con consolidación se observan las características que va a tener el suelo marino a largo plazo.

Para obtener los valores de resistencia al corte se deben hacer pruebas triaxiales rápidas de cada estrato, y los valores de las otras pruebas servirán para indicar la tendencia de variación de este parámetro, así como para el diseño preliminar del cimiento de la plataforma, el cual se usará para establecer la profundidad de exploración. Las pruebas de resistencia al esfuerzo cortante en el sitio se realizarán para ayudar a formar un criterio sobre los valores reales de resistencia al corte del suelo.

En la construcción del rompeolas, los materiales más ligeros y sin graduar se colocan en lo más profundo y cercanos al núcleo. Para que estos sean protegidos, materiales más grandes y pesados recibirán los efectos de las olas que lo romperán.

Los factores de seguridad mínimos aceptables en el análisis de estabilidad de taludes están entre 1.9 a 1.1, si estos factores resultan bajos, las alternativas para mejorar la estabilidad serían la construcción de estabilizadores de talud al pie del rompeolas en la parte donde se presentará el círculo de falla; otra alternativa serían la preconsolidación de los materiales blandos del fondo marino, el dragado parcial o total de los mismos y la posibilidad de tender los taludes.

En el diseño de muelles hay que tomar en cuenta las fuerzas y cargas máximas de los factores que intervienen en contra de estas obras y dar

como límite para el uso, las cargas mínimas para dar una seguridad a la obra en caso de que este límite se sobrepase como ocurre en ocasiones.

Los factores de seguridad, para calcular la capacidad de carga en pilotes, debido a que se encuentran en un suelo marino, en donde existen zonas sísmicas, características en este país, y los constantes impactos que producen las embarcaciones al atracar en el muelle podrían variar entre 1.3 y 1.4.

Si los pilotes de carga horizontal no soportan las fuerzas laterales, es recomendable combinarlos con pilotes inclinados, y para mayor rigidez se podrían contraventear.

Un factor importante que intervienen en las cargas horizontales de un pilote son las olas que se impactan una y otra vez sobre estos. Es recomendable utilizar pilotes de sección circular ya que la superficie sobre la que se impactan las olas será amplia y habrá una distribución de fuerzas y disipará la energía de las olas corriente abajo.

En el hincado de un pilote inclinado, el ángulo necesario dependerá de los resultados que se hayan obtenido de las pruebas de pilote sujetas a carga lateral. Cuando las fuerzas horizontales inclinan un pilote en posición vertical, este ángulo de inclinación deberá tomarse pero en sentido contrario a la dirección de la fuerza horizontal. Una estructura guía en la que se desliza un martillo de impacto es un método para hincar estos pilotes con la inclinación necesaria.

Es conveniente realizar pruebas de carga en pilotes para mejorar y diseñar los cimientos o hacer el análisis de las cabezas de los pilotes a fin de conocer su historia de cargas. Se debe comprobar la información obtenida del suelo ubicado en la punta del pilote y aceptar o no la resistencia por punta de estos cimientos en condiciones de operación. También hacer el programa de hincado de los pilotes en base a la estratigrafía del subsuelo y a la capacidad de carga que tiene el suelo durante el hincado.

La forma de hincado de los pilotes en la construcción de plataformas se realiza por partes. Los tubos que forman la subestructura sirven como ademes en donde los tramos penetran a estos y, por medio de un martillo empujará este tramo que llegará hasta el suelo hasta que esté totalmente armado el pilote, es por eso que hay que tener sumo cuidado al momento de soldar los tramos y también conocer la estratigrafía del suelo ya que esto influirá en el programa de hincado y soldado de los tramos del pilote.

Las arenas carbonatadas producen un problema en el hincado de los pilotes para las plataformas ya que la carbonatación cambia el ángulo de

fricción interna de los suelos que impiden el reinicio del hincado del pilote. Es por eso que al terminar una etapa del hincado, la punta del pilote debe estar en suelos arcillosos.

Cuando se construyen tanques de almacenamiento en zonas costeras es de importancia analizar las posibilidades para evitar hundimientos diferenciales que lleven a la falla del tanque y provocar incidentes. Una solución a bajo costo sería el dar un tratamiento al material cimentado que mejore las características del suelo. Pero si se requiere una mayor seguridad solo por restricción del programa de construcción, se tendrán que recurrir por la solución más costosa que sería a base de pilotes.

Otro factor que hay que tener cuidado en la construcción de tanques de almacenamiento son la presencia de arena fina uniforme y saturada, más cuando se encuentra en zona sísmica ya que puede presentar una licuación que provocará asentamientos considerables. Se recomienda que se realice compactación al suelo o cambiar los suelos débiles por un relleno controlado.

Para el crecimiento de la infraestructura portuaria en México es necesario efectuar importantes obras de dragado, tanto para su control como para su mantenimiento. Es por eso que los estudios geotécnicos proporcionarán información muy importante para la selección de los equipos apropiados dependiendo de los parámetros y propiedades del suelo, para darle un valor de los rendimientos de los equipos y para determinar el desgaste de los diferentes equipos auxiliares utilizados en las obras de dragado.

Las dragas hidráulicas tienen la ventaja de que extraen el material dragado y llevarlo a un depósito, a diferencia de las mecánicas que requieren de embarcaciones auxiliares para llevar el material lo que provoca un gasto extra. Sin embargo estas pueden ser útiles en caso de que se trabaje cerca de la zona de descarga.

Las dragas hidráulicas de succión se utilizarán cuando el material a dragar sea de materiales no cohesivos por la disgregación del suelo. También las dragas con cortador es una herramienta necesaria para este tipo de material.

Los materiales más problemáticos en el proceso de dragado son los cohesivos y es por lo que se deben ser muy analizados en el laboratorio debido a su resistencia al esfuerzo cortante que afectará en el desgaste de los cortadores. Materiales como arcillas, limos ó materia orgánica podrían retirarse con dragas mecánicas de almeja o de cucharón aunque habrá dificultad al vaciar el material a los depósitos por la adherencia.

El oleaje, como se ha dicho anteriormente, es un factor determinante dentro de las obras portuarias no solamente en las cimentaciones, sino también en el fondo marino.

El incremento de presión que provocan las olas en la superficie de un suelo marino modifican el estado de esfuerzos del mismo. Si los esfuerzos actuantes exceden la resistencia al esfuerzo cortante del suelo marino ocurre la falla de este y pueden presentarse deformaciones tales en la masa del suelo que dan lugar a deslizamientos notables.

Cuando no se construye una capa o carpeta que evite la fuga de material fino que constituye el lecho sobre el que descansa el rompeolas, por efectos del oleaje, ese material escapa a través de los huecos que hay entre los efectos que forman el rompeolas. La salida del material fino se debe a la presión en el núcleo del rompeolas no se repone con la misma velocidad que en el talud por lo que se establece un flujo o corriente, que va de los puntos de mayor presión hacia la de menor presión. Los granos de arena no regresan a sus posiciones originales y salen del lugar provocando así el asentamiento. Cuanto más grande sea el oleaje, la velocidad de emigración de granos y el grado de acomodo y tamaño de los elementos que forman el rompeolas, el asentamiento será más espectacular.

Una falla por deslizamiento se debe a la erosión local o socavación que el oleaje produce al pie del talud del rompeolas. Cuando las olas chocan contra la estructura, originan corrientes que se desplazan paralela o perpendicularmente a la estructura y arrastran el material que encuentran en su paso.

Para evitar esto se recomienda que el tapete o carpeta que sirve como filtro esté construido con material del núcleo y se prolongue lo suficiente para evitar la fuga del material de la cimentación. Su espesor y prolongación debe ser del orden de $0.20H$ y $2H$, respectivamente, siendo H la altura de la ola de diseño.

Con respecto a la construcción de canales de navegación, estos se realizan con frecuencia mediante el dragado. La estabilidad de los taludes de los canales dependen de las características del terreno y de las erosiones.

La estabilidad de taludes en suelos arenosos en condiciones estáticas se requiere comparar el ángulo de fricción interna del material con el ángulo de inclinación del talud con respecto a la horizontal. Así se obtendrá el factor de seguridad para la estabilidad de taludes en canales de navegación donde se recomienda un Factor de Seguridad de 1.1 teniendo en cuenta los ángulos de inclinación del talud aceptables para condiciones estáticas que varían entre 2.1:1 y 1.2:1 para el estado suelto

y el muy denso de la arena respectivamente, y ángulo de fricción interna de entre 28 y 43 grados. Sin embargo, con taludes sin protección contra la erosión por el oleaje o corrientes submarinas, el talud real estable resulta mucho más tendido que el obtenido analizando condiciones estáticas.

Se recomienda para la construcción del rompeolas que se instale la coraza protectora en el menor tiempo posible, en especial en los meses en que se pueden esperar las alturas mayores de ola provocadas por tormentas o huracanes, esto para evitar que durante la construcción el oleaje pueda romper el material del rompeolas ya colocado.

A falta de una teoría que tome en cuenta las presiones de poro que varían al paso del oleaje y que son causa de fallas, si estas no se toman en cuenta, en tuberías submarinas, en la cimentación del rompeolas y plataformas de gravedad, así como fallas de taludes de canales de navegación, ha obligado a introducir métodos para el estudio de estabilidad mediante el empleo de modelos reducidos que existe la dificultad de reproducir a escala aceptable el oleaje real.

La complejidad del oleaje real y la dificultad de conocerlo, hace de el problema, si no imposible de solución, al menos sumamente difícil.

Las ventajas por las que se usan muelles con pilotes son que no es necesario mejorar el subsuelo; no requiere de trabajos submarinos especiales y la ejecución es rápida mediante el empleo de máquinas.

El hincado de pilotes en obras portuarias, es común hacerlo con piloteadoras flotantes o sobre chalanes. Para posicionarlos es necesario recurrir a los remolcadores. El tamaño del equipo de hincado flotante se decide de acuerdo con el tamaño del martillo por usarse, y de la longitud y cantidad de los pilotes.

Es importante tomar precauciones para cualquier material que se use en la construcción de pilotes considerando el ambiente marino en el que van a trabajar. Para pilotes de concreto la acción agresiva del mar sobre estos ocurrirá disgregación, lo que resultará es fisuración y porosidad debido al diseño incorrecto y construcción pobre del concreto, después la cristalización de las sales, desintegración del concreto por la exposición del acero de refuerzo a la corrosión. Los pilotes de acero deben ser protegidos contra la corrosión aplicando en la parte de arriba del nivel más alto del agua, una cubierta con silicato de zinc, previo a una limpieza a metal blanco con chorro de arena, seguida por capas de vinil o pintura epóxica; en la zona de abajo del nivel inferior del agua se requiere de una protección catódica para evitar el escape de iones metálicos.

En general los materiales granulares son adecuados para la construcción de rellenos, llevando un control eficiente de la compacidad relativa, principalmente si se contemplan construcciones sobre el área. Por otro lado, los suelos granulares, generalmente limpios de finos durante la extracción por succión, pueden ser empleados como agregados pétreos una vez verificada su granulometría y sometida a un proceso de lavado. Hay que tomar en cuenta que los materiales finos no son recomendables como relleno debido a su deformabilidad.

Los suelos costeros más problemáticos son las arcillas blandas, rellenos de arcilla y limo, hechos con el material de rezaga producto del dragado; mantos de arena fina uniforme en estado suelto; mezclas erráticas de suelos granulares y finos; estratos de roca alterada que son transición entre suelos superficiales y la roca sana. Se tienen que hacer programas de pruebas de laboratorio o campo especiales dependiendo de los factores ambientales y de la estructura a construir.

Es conveniente definir criterios, más precisos que los actuales, para establecer cual es la herramienta de remoción más adecuada en función del suelo, así como para cuantificar el rendimiento más probable. También es necesario establecer correlaciones entre los parámetros del suelo, y el desgaste de las herramientas y tuberías utilizadas en la dragación y transporte del material dragado.

El material que se remueva puede ser utilizado como relleno de agregados pétreos para la elaboración de concreto, dependiendo de sus características. Debe prevenirse la remoción de suelos vegetales y lodos de dragado en la superficie donde se vaciará el relleno, así como la existencia de materiales compresibles o licuables bajo la zona, observando la posibilidad de construir futuras instalaciones sobre ellos.

Para obtener éxito en el proyecto y posterior ejecución de estas obras, se precisa ante todo, disponer de meticulosa información geotécnica del sitio. Además de determinarse los parámetros de resistencia y deformidad. Es frecuente que las características naturales tengan que ser mejoradas para situarse dentro de la exigencia de asentamientos no mayores de 30mm. y pendientes máximas de 2%. Como se ha mencionado, para mejorar estos suelos se recurre a sustituir las capas más compresibles, precargar el terreno y vibroflotar los terrenos arenosos con el objetivo de densificarlos.

INGENIERIA MARITIMA Y PORTUARIA

Facultad de Ingenieria

U.N.A.M.

Edit. Alfaomega

1a edición

INGENIERIA DE COSTAS

Frias Valadez, Armando

edit. LIMUSA

2a edición

ESTUDIOS DE SUELOS Y CIMENTACIONES EN LA INDUSTRIA DE LA
CONSTRUCCION

Gordon A. Fletcher

Vernon A. Smoots

edit. LIMUSA

1a edición

México, 1991

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MANUAL DE EXPLORACION GEOTECNIA

Secretaria General de Obras

México 1998

LA GEOTECNIA EN LAS COSTAS Y EL MAR

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C.

México, 1986

MANUAL DEL INGENIERO CIVIL

Frederick S. Merritt

Mc Graw-Hill

1a. edición

U.S.A. 1976

MECANICA DE SUELOS

Juarez Badillo

1a. edición

México