



Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFIA Y GEODESICA

29
171

"DISEÑO DE LA CIMENTACION DE
UNA PLATAFORMA MARINA EN
EL GOLFO DE CAMPECHE"

TESIS PROFESIONAL

Que para obtener el Título de
I N G E N I E R O C I V I L
P r e s e n t a

JUAN MANUEL RUIZ MARTINEZ



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.

INDICE

I. INTRODUCCION	1
II. INVESTIGACIONES TECNICAS	5
1.- Antecedentes	6
2.- Determinación de la Batimetría	7
2.1 Principio de operación del ecosonda	7
2.2 Equipo utilizado	7
2.3 Implementación del ecosonda	8
2.4 Optimización del equipo	8
2.5 Descripción de las ecográficas	9
2.6 Análisis de los registros	9
3.- Observaciones del Fondo Marino	10
3.1 Descripción del sonar de barrido lateral	10
3.2 Formación de las imágenes	12
3.3 Observación visual del subsuelo por T.V.	14
3.4 Análisis e interpretación de los registros	14
4.- Exploración del Subsuelo por Medios Geofísicos	15
4.1 Principio de los sondeadores	15
4.2 Características de los sondeadores marinos	15
4.3 Implementación de los sondeadores de sedimentos	16
4.4 Boomers	16
4.5 Sparkers	16
4.6 Análisis e interpretación de los registros	17
4.7 Interpretación geológica	18
III. MUESTREO Y PRUEBAS DE LABORATORIO	20
1.- Introducción	21
2.- Principio y Descripción de los Diferentes Muestreadores	23
2.1 Perforación y muestreo desde un barco	23
2.2 Muestreo por medio de una perforadora operada por buzos	27
2.3 Muestreo por medio de vibromuestreadores	30
2.4 Muestreo por medio de "Flexoperforación"	30
2.5 Muestreo por medio de perforadoras rotatorias a control remoto	34
2.6 Muestreo por medio de muestreadores de gravedad y de pistón	37

3.- Características de Operación y Alcances de los Muestreadores	39
3.1 Características de los buques de perforación	39
3.2 Buques de sustento para perforación submarina operada por buzos	40
3.3 Implementación de los vibramuestreadores	40
3.4 Implementación del equipo flexomuestreador	42
3.5 Implementación de perforadoras a control remoto	42
3.6 Implementación de muestreadores de gravedad y pistón	44
4.- Pruebas de Laboratorio	44
4.1 Pruebas de compresión triaxial	44
Prueba con consolidación y con drenaje	47
Prueba con consolidación y sin drenaje	48
Prueba sin consolidación y sin drenaje	48
Prueba de compresión simple	48
4.2 Relaciones volumétricas y gravimétricas	49
4.3 Determinación en laboratorio de relaciones fundamentales	50
IV. PRUEBA DE MECANICA DE SUELOS IN SITU	52
1.- Introduccion	53
2.- Penetrómetros Modulares e Interpretación de los Registros	53
2.1 Principio y descripción de los penetrómetros -modulares "Seacalf"	54
2.2 Características del penetrómetro "Seacalf"	54
2.3 Implementación y limitaciones del módulo "Seacalf"	57
2.4 Penetrómetro "Hyson" operado por buzos	57
2.5 Penetrómetro "NGI"	59
2.6 Penetrómetro telescópico "Shell"	61
2.7 Unidades "Stingray" y "Seajack"	62
2.8 Uso de los penetrómetros modulares e Interpretación de sus registros	62
3.- Penetrómetros Estáticos y Dinámicos a Control Remoto	64
3.1 Principio y descripción del penetrómetro estático "Wison"	65
3.2 Características del penetrómetro operado por cable	65
3.3 Implementación y limitaciones del penetrómetro "Wison"	66

3.4	Apreciación geotécnica de los resultados obtenidos con el penetrómetro "Wison"	67
4.-	El presurímetro de Menard e Interpretación de las Mediciones Registradas	67
4.1	Principio y descripción del presurímetro de Menard	67
4.2	Características del presurímetro de Menard	70
4.3	Implementación y limitaciones del presurímetro	70
4.4	Interpretación y aplicaciones de los resultados obtenidos con el presurímetro	74
5.-	Veleta a Control Remoto para Mediciones del Esfuerzo Cortante In Situ	77
5.1	Principio y descripción de la veleta	77
5.2	Características de la veleta	79
5.3	Características geotécnicas deducidas por medio de la veleta	79
V.	DISEÑO DE LA CIMENTACION	82
1.-	Introducción	83
2.-	Problemas Geotécnicos Referentes a la Estabilidad de una Plataforma Sobre Pilotes	83
2.1	Estabilidad de la plataforma sobre pilotes	85
	Capacidad de carga y fuerza de tensión en un pilote	85
	Estabilidad de un pilote bajo el efecto de fuerzas laterales	85
	Licuvación del suelo debido a la fuerza de hincado y su recuperación	87
	Socavación cerca de los pilotes	87
2.2	Hincado de pilotes	88
2.3	Descripción de la cimentación de una plataforma sobre pilotes	90
3.-	Reconocimiento del Fondo Marino para la Colocación de una Plataforma sobre Pilotes	92
3.1	Reconocimiento geofísico inicial	92
3.2	Reconocimiento geológico geotécnico	94
3.3	Segundo reconocimiento geofísico (en lugar donde se colocará la plataforma)	96
4.-	Diseño de la Cimentación de una Plataforma sobre Pilotes	98

4.1 Método convencional de cálculo de la capacidad de carga de un pilote hincado en arcilla	99
4.2 Método convencional del cálculo de la capacidad de carga de un pilote hincado en arena	104
4.3 Cálculo de la capacidad de carga de un pilote a partir de los datos del presurímetro	107
5.- Diseño de Pilotes Sujetos a Cargas Horizontales	108
5.1 El método de Matlock	109
5.2 El método de Menard	111
5.3 Método de cálculo de las curvas P-Y	112
VI. CONCLUSIONES	117
BIBLIOGRAFIA	125

I. Introducción.

INTRODUCCION.

Un factor decisivo en el desarrollo del país es la industria petrolera, la cual es la industria extractiva más importante de México. En la actualidad, México es el 4o. productor mundial de petróleo, con una extracción de 2 800 000 barriles diarios y reservas probadas de 68 millones de barriles. Actualmente las exportaciones de petróleo representan tres cuartas partes de las exportaciones de nuestro país, el cual es comprado por Canadá, Costa Rica, El Salvador, Nicaragua, Brasil, España, Israel y Estados Unidos

En 1981 el área de Reforma en Chiapas y el Golfo de Campeche contribuyeron con el 90% de la producción de crudo. Esto fue posible entre otras cosas, a la explotación petrolera en la plataforma continental.

La primera plataforma marina contruida en México, fué en el año de 1959 en el campo de Santa Ana; posteriormente se exploró frente a la antigua Faja de Oro y cerca de la Isla de Lobos, llegándose a producir 6 000 barriles diarios en un año. En 1966 se descubrió el campo llamado Atún frente a la desembocadura del río Cazones y en 1967 se descubrió frente a Tampico el campo Arenque, el primero llegó a producir 27 000 barriles diarios en 1970.

A mediados de ese mismo año se iniciaron los trabajos exploratorios frente a las costas de Campeche; la zona bajo estudio cubre cerca de 8 000 kms.2, habiéndose encontrado petróleo en 700 de ellos. Actualmente se desarrollan tres campos en esa zona, de los cuales el más importante es el denominado Cantarell, que produce más de un millón de barriles por día; en Campeche se han construido 39 plataformas con una red de 700 kms. de tubería.

Los grandes litorales de nuestro país, que cuentan con 549 000 km2 de plataforma continental, nos da idea de la importancia que tiene la explotación de los recursos naturales en ellos. Actualmente, la construcción de plataformas marinas puede hacerse en profundidades cercanas a los 200 mts.

Los pilotes se han usado para transferir la carga de la estructura al terreno de cimentación. Las demandas más severas sobre el comportamiento de la cimentación debido a los requerimientos de las estructuras en aguas cada vez más profundas, han hecho resaltar las deficiencias en aproximaciones. Por ejemplo hay un retraso de 8 meses en una cierta plataforma, debido a que los pilotes excesivamente largos no pueden ser instalados.

En el diagrama de barras de la fig. 1 se ve que la investigación del subsuelo en cuestión tiene un lugar crítico, viéndose que la elección final del sitio para la colocación de la estructura no se hará hasta que los sondeos exploratorios (perforaciones), no sean terminados y el campo petrolífero esté totalmente definido. El diseño de la cimentación se hará después de la investigación del lugar y antes del inicio de la construcción.

Por esto es indispensable dedicar tiempo para hacer eficientes los métodos de investigación (mediante una adecuada planeación y organización), y más eficaces (por medio de la obtención de mejores datos).

Para el óptimo diseño de una plataforma marina se requieren una secuencia de estudios a saber:

-Investigaciones geofísicas.- Su objetivo es determinar la batimetría, topografía y la estratigrafía superficial del lugar -- propuesto para la plataforma.

-Pruebas In Situ y obtención de muestras para pruebas de laboratorio.- Tiene como objeto determinar las propiedades índice y mecánicas de los diferentes estratos cuya valoración correctas es imprescindible para diseñar exitosamente la plataforma.

Una vez determinadas las propiedades del subsuelo se procede al diseño de la cimentación, el cual es similar al usado en cimentaciones profundas en tierra, pero más complicado por las siguientes razones.

a).- Las cargas soportadas por cada pilote de una plataforma marina (de 2 000 a 3 000 tons.), son considerablemente mayores a las que usualmente son aplicadas en cimentaciones en tierra firme.

b).- El largo de los pilotes es considerablemente superior a -- los pilotes hincados para cimentaciones en tierra firme.

c).- La información del subsuelo marino es invariablemente limitada debido al elevado costo de operaciones por lo que la información obtenida, debe ser evaluada cautelosamente.

El objetivo del presente trabajo es presentar y discutir los métodos que se usan para predecir la capacidad de carga de los pilotes instalados fuera de la costa. Se dará una breve descripción de los estudios geofísicos y geotécnicos que son necesarios para poder diseñar la cimentación de una plataforma petrolera marina y se presentan los diferentes métodos usados para valorar la capacidad de carga de los pilotes.

Exploración Sísmica

Perforación Exploratoria

Perforaciones evaluativas del manto

Investigación del sitio

Diseño

Construcción (gravedad)

Construcción (estructura sobre pilotes)

Montaje del equipo petrolero

Inicio de la extracción del crudo

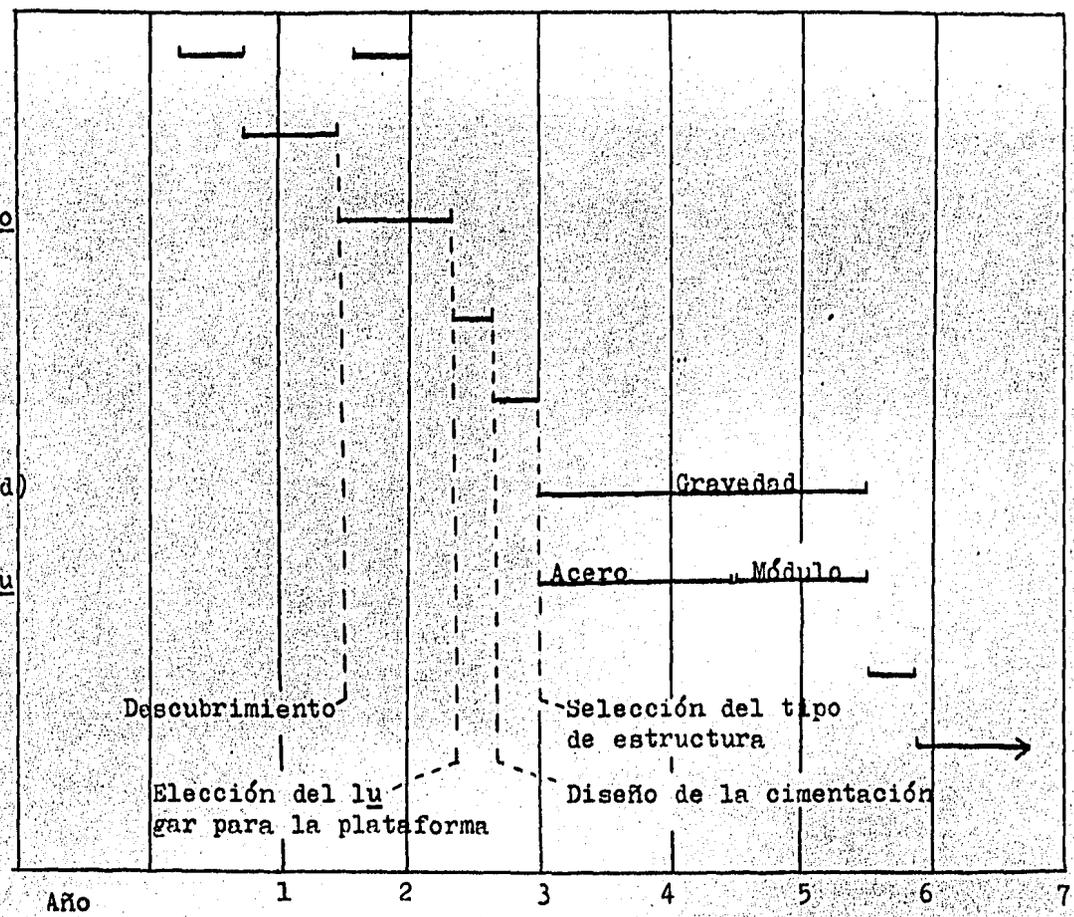


Fig. 1: Secuencia de eventos desde el descubrimiento hasta la producción

II.- Investigaciones geofísicas.

1.- ANTECEDENTES.

El propósito de la exploración del fondo marino y del subsuelo es el de obtener la siguiente información:

- 1o.- De la superficie del suelo, su batimetría y topografía, así como la localización de obstáculos y naufragios por medios acústicos como el ecosonda y el sonar de barrido lateral.
- 2o.- Información concerniente a la geometría, estructura y configuración del subsuelo, usando métodos de reflexión sísmica.

Las diferentes técnicas de exploración geofísica se efectúan la mayor de las veces simultáneamente y los resultados obtenidos, se complementan mutuamente. Las técnicas a las cuales nos estamos refiriendo son:

- a).- Reflexión ultrasónica.- Se utiliza para determinar la batimetría, mediante un ecosonda, así como para determinar la topografía, usando el sonar de barrido lateral.
- b).- Reflexión sísmica de alta resolución.- Es el método más económico para el estudio de los primeros 100 mts. del subsuelo. Este método permite conocer la geometría, estructura y configuración de los estratos geológicos. Sin embargo, esta técnica por sí sola, no es capaz de determinar la naturaleza del suelo y menos aún, sus propiedades físicas y/o mecánicas.

Mientras que ciertas interpretaciones algunas veces justifican una suposición del estado de consolidación del suelo (debido al grado de penetración, por ejemplo, de una señal con cierta frecuencia y energía), esta suposición debe ser necesariamente verificada por medio de muestreos, o bien por medio de mediciones In Situ.

Los registros de perfiles sísmicos de un sitio, hacen posible:

- a).- Fijar la localización de los sondeos geológicos y geotécnicos (perforación, muestreo y mediciones In Situ) en función de las variaciones de la configuración del subsuelo.
- b).- Reducir el número de estos sondeos.
- c).- Interpolan los resultados de muestreo y mediciones In Situ.

Muchos tipos de dispositivos son usados en la "Reflexión sísmica de alta resolución", los principales de ellos son: sondeador de sedimentos, Boomers y Sparkers.

Estos dispositivos se caracterizan por su frecuencia de transmisión y consecuentemente, la penetración de su señal y su resolución o grado de definición.

La penetración es inversamente proporcional a la frecuencia, mientras que el poder de resolución (grado de detalle), decrece con la penetración y se incrementa con la frecuencia.

2.- DETERMINACION DE LA BATIMETRIA.

La determinación de la batimetría se hace mediante un ecosonda, y si se requiere mayor precisión sobre un área en especial, se utilizará un censor de presión desde un minisubmarino o a un robot a control remoto.

2.1- Principio de operación del ecosonda.

El ecosonda es un dispositivo que expede un breve pulso ultrasónico, el cual es reflejado por el fondo marino, siendo amplificado y continuamente registrado. La profundidad H del fondo marino está dada por la siguiente expresión:

$$H = 1/2 Vt$$

donde V , es la velocidad del sonido en el agua y t , el tiempo transcurrido entre la emisión y el retorno del eco.

2.2- Equipo utilizado.

La transmisión y recepción es conseguida por un transformador electroacústico o transductor común, el cual convierte la vibración mecánica en vibración eléctrica de la misma frecuencia. Conectado a un generador de pulso eléctrico el transductor convierte la energía eléctrica en energía acústica durante la transmisión, así como la señal acústica reflejada en una señal eléctrica durante la recepción.

Al final del registro, el tiempo de propagación medido es convertido en profundidad, dependiendo de la velocidad del sonido en el agua (1460 a 1560 mts. en agua de mar). Para una determinada velocidad, la proporción del estilógrafo que grafi-

ca sobre una tira de papel, determina la escala del sondeo, - es decir, el número de metros representados en el ancho del - papel del registro.

2.3- Implementación del ecosonda.

Los transductores están generalmente instalados en el casco - del barco con el haz del sonido dirigido verticalmente hacia - abajo, el cual puede estar ya sea permanentemente asegurado - al barco (como es el caso invariable de transductores de haz - angosto), o bien instalado a un costado del barco al final de un brazo plegable.

El efecto del movimiento del barco (giros e inclinaciones), - es minimizado o nivelado completamente, usando el transductor - en un pozo central o estabilizando la base, por medio de un - sistema de giroscopios. Uno debe considerar la posibilidad - de utilizar el ecosonda desde un minisubmarino, si las condi - ciones climatológicas imposibilitan su operación desde la su - perficie.

2.4- Optimización del equipo.

Existe la posibilidad de mejorar la calidad de observación ba - timétrica hecha desde la superficie, reduciendo el ángulo -- del haz ultrasónico. El uso de un haz estrecho (unos cuantos - grados), es absolutamente indispensable para aguas cuyas pro - fundidades sean de más de unos cuantos cientos de metros, pa - ra poder estudiar las irregularidades del fondo con mayor de - talle.

La estabilización de la base del transductor, mediante un dis - positivo de giroscopios, elimina el efecto del movimiento ver - tical con respecto al nivel del mar.

La calidad de las mediciones, también es mejorada por un regis - tro digital de la profundidad. La automatización de las lec - turas de posición y tirante, facilitan el uso de los resulta - dos .

Así mismo el buen conocimiento de la marea o de los arrecifes continentales permiten hacer diferentes correcciones y así no incurrir en errores.

El uso simultáneo de un ecosonda y un sonar de barrido late - ral será muy deseable, la figura 2.1, muestra la posibilidad - de "perder" un relieve usando un ecosonda únicamente. Cuando

se usan simultáneamente, el sonar de barrido lateral, muestra la necesidad de registrar un perfil adicional con el ecosonda en dicho relieve.

Si las condiciones climatológicas son muy desfavorables, se puede arrastrar el ecosonda cerca del fondo marino, o bien usar un censor de presión desde un submarino. Una mejor precisión a grandes profundidades será obtenida reduciendo la distancia entre el fondo del mar y el ecosonda, utilizando estas mismas técnicas.

La búsqueda de una precisión relativamente grande (de un determinado sitio), es lograda gracias a un censor instalado en un minisubmarino y que está conectado por un lado, a una celda de presión constante equivalente a la presión hidrostática del punto de referencia, y por otra parte, a un dispositivo que permite registrar las variaciones de presión resultantes del relieve y diferencias en el nivel del fondo marino. El procedimiento requiere varias correcciones; por marea, oleaje, presión, etc.

El alto costo de esta técnica batimétrica, limita su aplicación a zonas relativamente pequeñas, previamente reconocidas por medio de un ecosonda usado desde un buque en la superficie.

2.5- Descripción de las ecográficas.

El registro del ecosonda, toma la forma de la profundidad de la sección dada (para una determinada velocidad del sonido en el agua, generalmente definida como 1500 m/s). El registro muestra una línea negra gruesa en la parte superior correspondiente al pulso transmitido y por debajo de ésta, el perfil del fondo marino.

Las escalas horizontales y verticales son generalmente diferentes con una exageración vertical.

2.6- Análisis de los registros.

La profundidad real en cada punto está dada por la siguiente relación:

Profundidad real : Profundidad media \pm corrección por la vibración - corrección por marea.

Para conseguir la profundidad exacta uno debe primero, antes que nada, "ajustar" la medición del efecto de los movimien--

tos verticales del transductor con relación al nivel del mar. Si se tiene el caso del fondo uniforme, la lectura del registro análogo permitirá obtener el perfil del fondo con suficiente precisión. En caso de tener fondo irregular (rocoso) o con microrelieve (riscos), la amplitud que se parecerá a los movimientos verticales del barco, esconderá los detalles del relieve alisándolos. Registros simultáneos de inclinación, giros, ascensos y descensos, facilitarán la tarea de obtener la profundidad exacta.

La velocidad del sonido en el agua varía de 1460 a 1560 m/s-- dependiendo de la temperatura (en particular), la salinidad y la presión (profundidad).

Debido a estas variaciones importantes en función de la profundidad y el lugar, los ecosondas deben ser automáticamente calibrados. En la mayoría de los casos, las correcciones de la velocidad del sonido se hacen por medio de calibraciones hechas In Situ, (preferiblemente 2 en un día). Esta comparación consiste en relacionar la "profundidad leída" del registro del ecosonda contra la "profundidad real". La profundidad real es medida mediante una placa reflejante, suspendida cuidadosamente de un cable de acero graduado, que se hace -- descender tan cerca del fondo como sea posible.

La profundidad obtenida después de la corrección de velocidad debe ser reducida por la marea, el nivel de referencia -- será el mínimo nivel de agua en la mayoría de los casos. La tarea de obtener una corrección por marea digna de confianza es un problema delicado, en la actualidad se hace en base a observaciones en tierra con ayuda de curvas de marea de igual amplitud o curvas de marea simultáneas y sólo el uso de -- gráficas realizadas exprofeso para el lugar en cuestión, resolverán el problema satisfactoriamente.

3.- OBSERVACION DEL FONDO MARINO.

La exploración de la topografía (morfología) del fondo marino, es realizada casi invariablemente por observaciones indirectas por medio del sonar de barrido lateral y algunas veces, para especificar ciertos detalles, por observación directa de televisión y/o fotografía.

3.1- Descripción del sonar de barrido lateral.

El sonar de barrido lateral actúa simultáneamente como trans

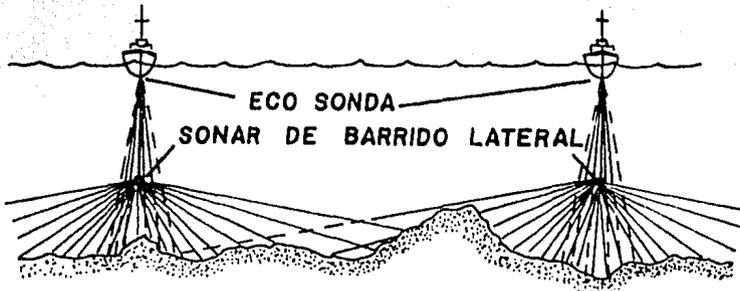


FIG. 2.1
 DETERMINACION DE LA BATIMETRIA POR MEDIO DEL
 USO COMBINADO DE ECO SONDA Y SONAR DE BARRIDO
 LATERAL.

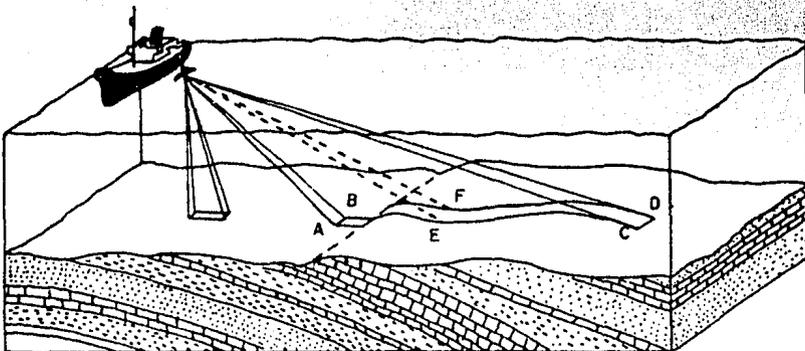


FIG. 2.2
 ILUSTRACION ESQUEMATICA DE LA GEOMETRIA DE LA
 ONDA DEL SONAR DEL BARRIDO LATERAL.

misora y receptor de las señales ultrasónicas y consiste de: -

-Un cuerpo cilíndrico con nariz redondeada, remolcado desde un buque que contiene dos transductores bilaterales.

-Un cable remolcador que asegura el vínculo eléctrico y mecánico con el barco nodriza.

-Una o dos grabadoras de papel electrosensitivo o cinta magnética.

Los transductores del sonar transmiten un breve pulso al agua, perpendicular a la dirección de recorrido y reciben los ecos que se graban a bordo del barco (ver fig. 2.1)

3.2- Formación de las imágenes.

Las pulsaciones de sonido transmitidas a intervalos regulares (dependiendo del rango lateral seleccionado, será el Δt) y los ecos resultantes de las irregularidades en el fondo marino, son registrados en función del tiempo; evidentemente los ecos cercanos llegan primero, seguidos de los ecos de las zonas más distantes a intervalos cada vez mayores.

Las regiones inscritas en la franja ABCD de la fig. 2.2, reflejan la energía de regreso al transductor. Los ecos laterales registrados inicialmente provienen de AB, posteriormente, a incrementos de tiempo proporcionales a la distancia, los EF y por último CD, corresponden al máximo rango del instrumento. Registrando los ecos en función del tiempo de recorrido, un verdadero barrido del terreno es hecho.

Los rasgos del fondo resaltarán por: la naturaleza de la topografía (variación del ángulo de incidencia) y por la relación física de las características del suelo (variaciones en el coeficiente de reflexión).

La forma en que los ecos forman la topografía se muestra en la fig. 2.3. Todos los pliegues en el fondo causan un ángulo de incidencia en las rayas acústicas y por tanto, una variación de la cantidad de energía reflejada. La parte usual de registro es aquella correspondiente a ángulos de incidencia menores de 30° , donde el coeficiente de reflexión varía bruscamente con el ángulo de incidencia y las condiciones ideales prevalecen para detectar variaciones en el ángulo de incidencia y por lo tanto variaciones en la topografía, (ver fig. 2.4).

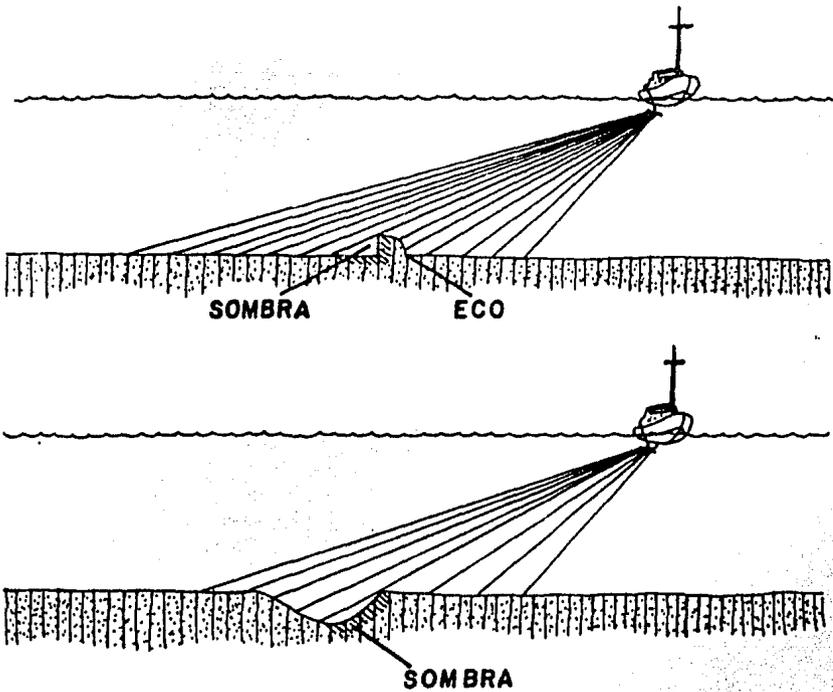


FIG. 2.3
 DIAGRAMA REPRESENTATIVO DE COMO ECOS Y SOMBRAS SON FORMADAS.
 A) PARA UN RELIEVE.
 B) PARA UNA DEPRESION.

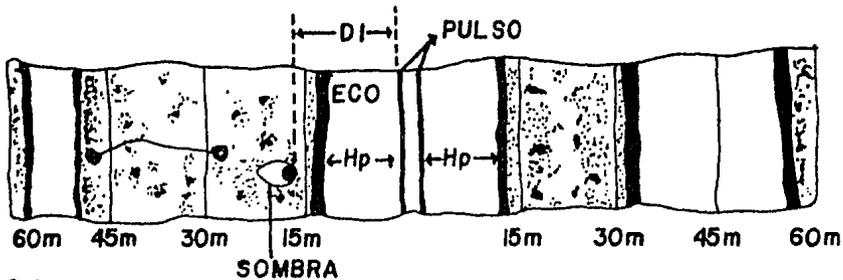
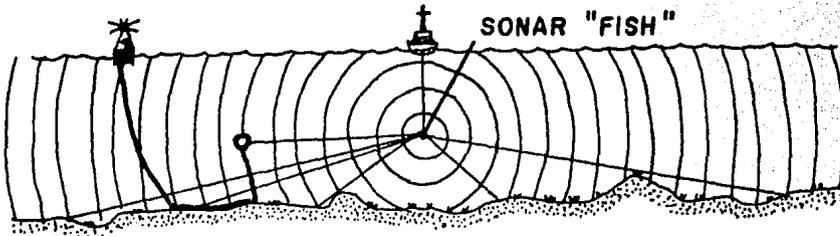


FIG. 2.4
 DIAGRAMA QUE MUESTRA UN REGISTRO TIPICO DEL SONAR DEL BARRIDO LATERAL.

Un cambio en la naturaleza del fondo modificará la intensidad de la señal tanto o más que un cambio en el gradiente (especialmente si el ángulo de incidencia está entre 20 y 60°). El coeficiente de reflexión varía considerablemente cuando hay cambio entre el lodo y roca, donde la arena estará en alguna parte entre ellos.

3.3- Observación visual del suelo por T. V.

El propósito de la observación visual del suelo marino servirá para calibrar los ecos registrados del sonar de barrido lateral, o bien para mayor detalle de la topografía o naturaleza del fondo.

Una cámara de televisión puede ser usada cerca del fondo desde un minisubmarino o una campana a control remoto. La imagen obtenida alcanza una profundidad de unos pocos metros y hace posible:

-Obtener detalles de la topografía del fondo con una resolución de alrededor de 5 cms.

-Indicar la verdadera magnitud de las diferencias del nivel (hasta de 10 cms.), que no pueden ser observadas con el sonar de barrido lateral.

-Para distinguir claramente la naturaleza del fondo, ya sea arena, lodo, roca, etc.

3.4- Análisis e interpretación de los registros.

El análisis e interpretación de los registros del sonar de barrido lateral hace posible, la determinación de los relieves de elementos tales como rocas, arrecifes, afloramientos, etc., así como la identificación de objetos como: naufragios, conductos, etc. que se encuentran en el fondo.

La fig. 2.5, muestra como el pulso acústico emitido por el sonar de barrido lateral es convertido en un registro analógico. Para cada lado del registro, empezando de la zona central se tiene lo siguiente:

-Una línea oscura regular correspondiente a la duración del pulso.

-Una zona clara correspondiente al paso a través del agua (Hp = profundidad del agua debajo del sonar de barrido lateral).

-Una zona gris correspondiente a la respuesta desde el fondo-marino, barrido por el haz de sonido.

Los obstáculos en el fondo generalmente toman la forma de zonas oscuras ("ecos" acústicos), seguidas por zonas claras -- (sombra "acústica"). Ciertas manchas de diferente sombra en el registro, pueden corresponder a diferentes tipos de suelo- (y no a relieves).

La interpretación de los registros del sonar de barrido lateral, se hará con miras a:

- 1o. Delinear los diferentes tipos de terreno que forman el fondo marino.
- 2o. Localizar exactamente los obstáculos revelados por los ecos (y observar los principales), para calcular su altura trigonométricamente.

4.- EXPLORACION DEL SUBSUELO POR MEDIOS GEOFISICOS.

Derivado del ecosonda, hay dispositivos usados para la exploración de los estratos superficiales (unas cuantas decenas de metros) del suelo marino, conocidos como sondeadores de sedimentos que permiten determinar su estructura y en ciertos casos su naturaleza.

4.1- Principios de los sondeadores.

El sondeador de sedimentos es un ecosonda de baja frecuencia, equipado con un transductor de aproximadamente 5 KHz de frecuencia, el cual manda un pulso que después de ser reflejado desde el fondo y los estratos subyacentes debajo de éste, --- (hasta unos 40 mts. dependiendo del grado de consolidación de los sedimentos), es registrado ya sea por el transmisor que actúa simultáneamente como receptor (el caso más frecuente), o bien por un receptor separado.

La velocidad de propagación a través de los sedimentos en el fondo es desconocida, estando el registro en términos del tiempo de recorrido.

4.2- Características de los sondeadores marinos.

Los parámetros que definen al sondeador de sedimentos, son i-

dénticos a los del ecosonda. La frecuencia nominal, que es menor que en la de los ecosondas, se encuentra entre 1 y 7 KHz.

El poder de resolución generalmente decrece al incrementar la energía, debido a que se tiene una elongación de la señal y -- por lo tanto en un menor poder de resolución.

4.3- Implementación de los sondeadores de sedimentos.

El sondeador marino puede ser usado: ya sea sujetando el transductor al casco del barco, como si fuera un ecosonda, o bien montando el transductor a un "pescado", remolcado detras del barco a poca profundidad, con el objeto de hacerlo independiente de los movimientos del barco.

La eficiencia de los sondeadores de sedimentos disminuye, conforme el tirante de agua se incrementa. Para grandes profundidades será ventajoso trabajar cerca del fondo, puesto que se reducen las pérdidas de energía.

Los sondeadores de sedimentos hacen posible, bajo condiciones óptimas, una penetración de 30 a 50 mts., en suelos poco consolidados y una resolución de alrededor de 30 cms. En sedimentos consolidados (por ejemplo arenas densas), la penetración no es mayor de unos cuantos metros.

Los sondeadores de sedimentos son usados, ya sea para detalles de estudios, o bien conjuntamente con perfiladores (Boomer y Sparker), con el fin de obtener una buena penetración y a la vez, una buena resolución.

4.4- Boomers.

El Boomer consiste de: una bobina de inducción contra la cual es presionada una placa de aluminio por medio de un sistema de resortes y un conjunto de capacitores conectados a una bujía, que producen descargas eléctricas a través de la bobina a intervalos regulares. Con cada descarga, la corriente inducida en la placa provoca que ésta se mueva con violencia fuera de la bobina, dicho movimiento provoca el pulso acústico.

4.5- Sparker.

En el Sparker, la señal sísmica es emitida por una chispa generada por una batería de capacitores ligada al circuito del ---

Sparker, que después de haber cargado varios miles de volt, es repentinamente descargada a intervalos regulares, entre dos o más electrodos sumergidos. La chispa emitida evapora el agua a su alrededor, creando una burbuja cargada de gas, cuya explosión produce la señal sísmica.

El emisor más simple consta de dos o tres electrodos colocados dentro de una campana metálica que actúa como tierra. La desventaja de este dispositivo, es que genera burbujas de tal tamaño que su frecuencia de resonancia interfiere con el espectro usado. Este defecto puede ser remediado construyendo un Sparker multielectrodo (hasta 900 electrodos), cuando la energía es dividida entre los electrodos, pequeñas burbujas son formadas y tienen una frecuencia mayor que cae fuera del espectro usado.

Los Sparkers son relativamente fáciles de usar, el transmisor y el receptor son sumergidos a poca profundidad (alrededor de 50 cms.), y remolcados lateralmente o desde la popa del barco.

4.6- Análisis e interpretación de registro.

El resultado de los registros sísmicos continuos, son datos -- que asemejan una sección geológica. El análisis de estos documentos, para detectar fenómenos específicos susceptibles a la reflexión sísmica, es necesaria antes de intentar interpretar éstos.

La fig. 2.5, muestra un típico sondeo sísmico continuo registrado, donde se definen varias líneas, que se distinguen desde la parte superior hacia el fondo:

-Una línea recta que representa el pulso de transmisión.

-Una serie de líneas paralelas, correspondientes a la parte directa del sonido desde el transmisor hacia el receptor; las irregularidades de estas líneas, resultan de las variaciones de distancia entre el transmisor y el receptor, particularmente durante vueltas. Este arribo directo de la señal al receptor no existe cuando el transmisor y el receptor es uno solo.

-Una serie de trazos representativos del fondo del mar, y los diferentes estratos subyacentes reflejados.

El registro también muestra:

-Una serie de líneas verticales, correspondientes al pulso y a los diferentes puntos explorados topográficamente.

-Una serie de líneas horizontales, marcando la escala de tiempos.

La escala horizontal no es igual a la escala vertical; la escala horizontal, es por lo general de 1:5000, para condiciones típicas de medición.

4.7- Interpretación geológica.

El método de interpretación consiste de una secuencia de pasos como los que se indican a continuación:

-Identificación de los campos entre dos reflexiones, que muestran características sísmicas homogéneas.

-Analizar estas características en términos sedimentológicos.

-Establecer las características dimensionales de los elementos definidos (extensión lateral, erosiones, discordancias, etc.).

-Consolidar todos los datos así obtenidos en términos estratigráficos, permitiendo la interpretación geológica de las regiones de su alrededor.

Un análisis altamente exhaustivo por reflexión sísmica continúa implicará además de los anteriores pasos, los siguientes:

-El uso simultáneo de varias unidades de distintas características, para poder lograr la mejor combinación de resolución vs. penetración, y así poder optimizar la imagen litosísmica.

- Utilización de una retícula de perfiles, adaptada al problema geológico por resolver, con una menor amplitud que la de los accidentes vistos.

La búsqueda de la explotación óptima de los resultados, debe reunir todos los datos deducidos de los métodos geofísicos, así como de las consideraciones hechas sobre la continuidad geológica. Desde luego habrá cierta incertidumbre, generalmente debido a la existencia de accidentes estratigráficos o tectónicos y por la ausencia de correlaciones claras con la geología de las regiones de los alrededores.

Uno debe recordar que la reflexión sísmica nunca permite la determinación de las velocidades de propagación a través del terreno cruzado, ni tampoco su identificación. Es por tanto apropiado relacionar los datos obtenidos por reflexión sísmica

ca, con un cierto número de muestras a diferentes profundidades (perforaciones y muestreos). La interpretación preliminar de los registros hará posible elegir los mejores sitios para las perforaciones y muestreos propuestos.

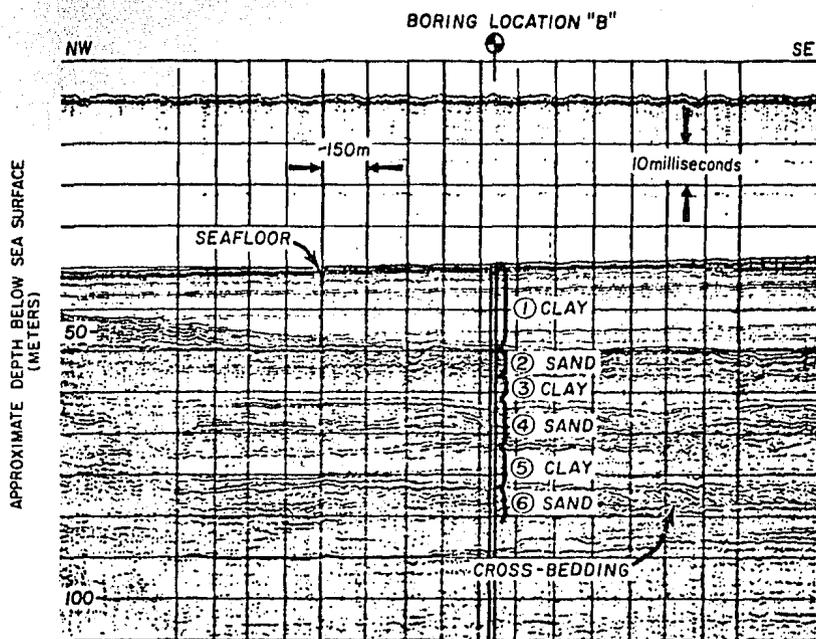


FIG. 2.5 PULSO ACUSTICO REGISTRADO EN LA BAHIA DE CAMPECHE, MEXICO.

III._ Muestreo y pruebas de laboratorio.

1.- INTRODUCCION.

La mecánica de suelos tradicionalmente ha estudiado las condiciones de esfuerzo límite que causan la falla de los suelos -- por fractura o por flujo plástico, a través de la teoría Mohr-Coulomb, que consiste en considerar que la resistencia de un material puede medirse por el esfuerzo cortante máximo que puede soportar ese material que, a su vez, es función del esfuerzo normal actuante en el plano en que ocurre la falla. Esta hipótesis de falla ha dado, en general, buenos resultados prácticos en los suelos, siempre y cuando los esfuerzos que se consideren sean los efectivos. La anterior hipótesis de falla -- tan generalizada en la actual Mecánica de Suelos, es la causa de que prácticamente todos los problemas en que se involucra la resistencia de los suelos, se refieran a la resistencia al esfuerzo cortante de éstos.

El propósito de la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, puede decirse que constituye uno de -- los puntos fundamentales de toda la Mecánica de Suelos. En efecto, una valoración correcta de ese concepto, constituye un paso previo imprescindible para intentar con esperanzas de éxito, cualquier aplicación de la Mecánica de Suelos al análisis de la estabilidad de obras civiles.

Para poder extraer muestras marinas, para su análisis en laboratorio y determinar su resistencia al esfuerzo cortante, diversos dispositivos de perforación y muestreo han sido desarrollados. La profundidad de exploración varía, de unos cuantos metros hasta más de 100 mts., dependiendo de la técnica usada. La calidad de las muestras recobradas depende, del método de implementación, así como de la naturaleza de los suelos.

Aunque no hay que despreciar las ventajas del conocimiento -- geológico del suelo, nos enfocaremos al aspecto geotécnico -- que gobierna el tipo e importancia de la cimentación estructural que será realizada en el sitio.

Los diferentes tipos de unidades y técnicas de muestreo usadas, caen dentro de una de las seis diferentes categorías siguientes, dependiendo de el método de implementación y operación, máxima penetración alcanzada, etc.

-Perforación y muestreo desde un barco o plataforma autoelevable (Jack Up).

-Perforación y muestreo usando unidades de sondeo submarino, -- colocadas en el fondo del mar y operadas por buzos.

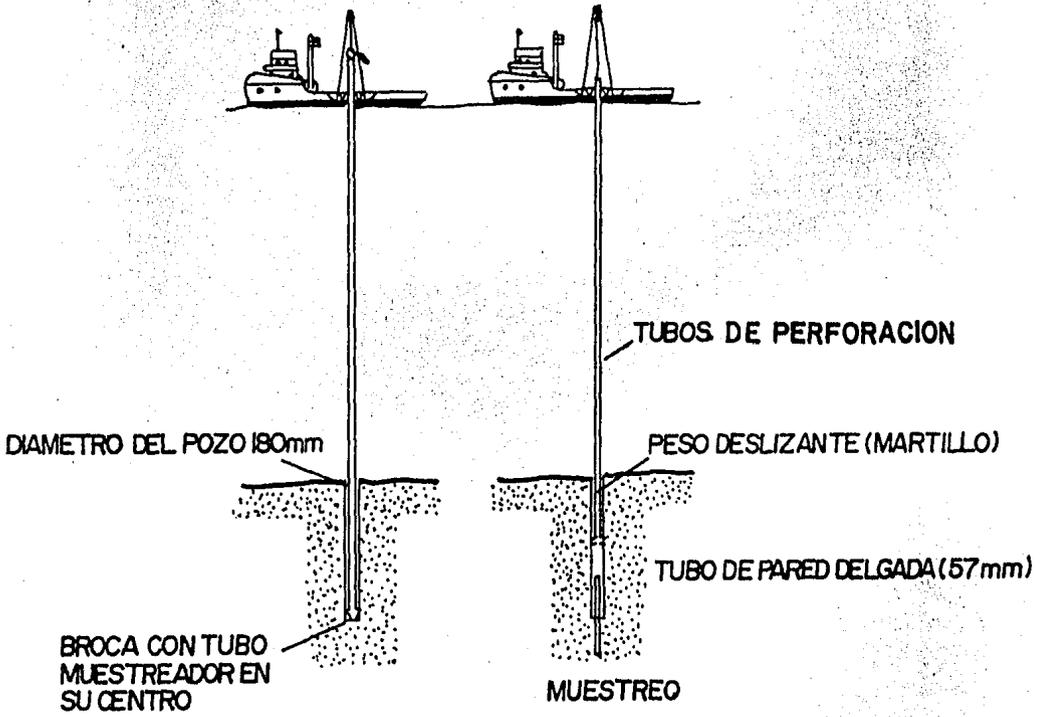


FIG.3,1 DETALLE DEL PROCEDIMIENTO DE MUESTREO DEL SUELO

- Vibromuestreo logrado por medio de un vibrohincador hidráulico o eléctrico.
- Flexomuestreo, derivado del método de flexoperforación, implementado ya sea en una campana sobre el fondo o bien desde un barco específicamente equipado para dicha tarea.
- Muestreo por medio de unidades de sondeo colocadas en el fondo y operadas a control remoto.
- Muestreo superficial por medio de muestreadores de gravedad o muestreadores de pistón.

2.- PRINCIPIO Y DESCRIPCION DE LOS DIFERENTES MUESTREADORES.

2.1- Perforación y muestreo desde una barco.

La técnica de perforación y muestreo desde un barco es actualmente, el método más difundido para el reconocimiento de suelos con propósitos geotécnicos. En esta técnica, el muestreador está diseñado para penetrar dentro del suelo por percusión o empuje. El método de muestreo es aplicado en la mayoría de los casos, desde barcos específicamente equipados para ese propósito y algunas veces desde plataformas autoelevables. -- El reconocimiento del suelo es logrado como se ilustra en la fig.3.1, según la siguiente secuela:

- Perforando hasta el nivel seleccionado para tomar la muestra.
- Tomando la muestra a través del tubo guía formado por varillas perforadoras, con un muestreador operado por cables desde la superficie.

En el caso de muestreo por percusión la secuencia de operación se ilustra en la fig. 3.2:

- El tubo y la broca son levantados aproximadamente 2 mts.
- La broca que forma la parte central del tubo es levantada -- por un cable.
- El tubo muestreador suspendido de un martillo móvil.
- El martillo y el tubo muestreador, son levantados por el cable, y se repite secuencialmente dicho proceso.

En el caso de muestreo por empuje, el cual está en sus primeras etapas de desarrollo, la secuencia de operación es la que

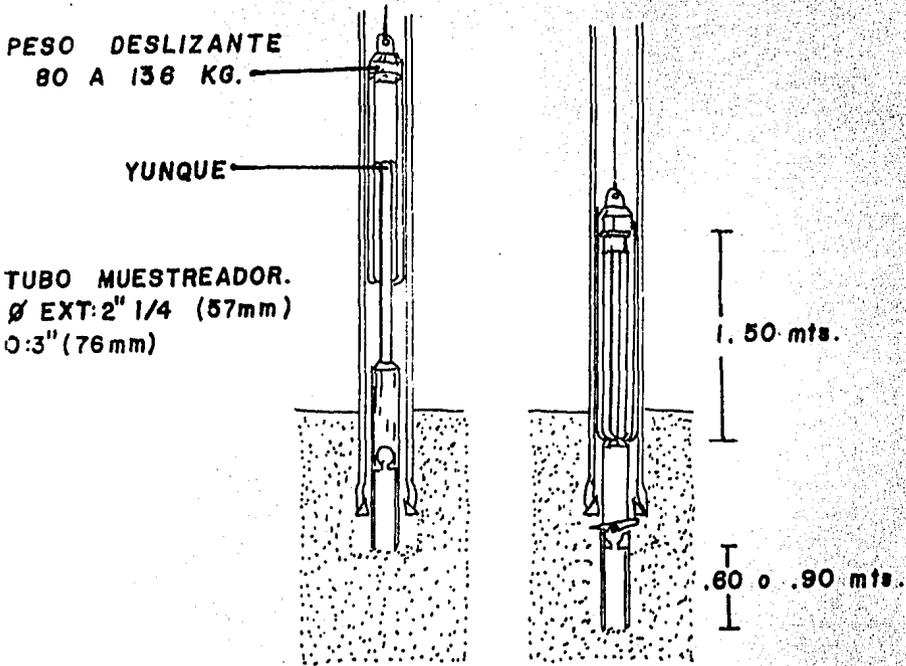


FIG.3.2

DISPOSITIVO DE HINCADO POR MEDIO DE GOLPEO
 EN EL TUBO MUESTREADOR.

se ilustra en la fig. 3.3:

-La varilla barrenadora y la broca, son levantadas 1 ó 2 mts.

-La broca es levantada por cable.

-El tubo muestreador es hincado dentro del suelo por el peso propio de los barrenos.

-El tubo muestreador es levantado por cable.

El equipo utilizado para el muestreo desde el barco, esencialmente consiste de:

-Un equipo de barrenación o en su defecto unas tenazas conectadas a un motor para hacer girar los barrenos, (ver fig. -- 3.4).

-Tubos barrenadores de 4 a 5 pulg., formados por elementos de diferentes longitudes (0.90 mts., 1.50 mts., 3 mts., --- etc.), que corren a través del pozo central del barco; los barrenos están equipados con una broca conjunta de carburo de tuxtano o diamante.

-Una bomba para hacer circular el fluido de barrenación.

-Un malacate para levantar o bajar los muestreadores.

-Un torno para enroscar los tubos muestreadores.

El muestreador consiste de un tubo de pared delgada con un dispositivo especial en la punta para asegurarlo al equipo. La penetración es obtenida ya sea dejando caer repetidamente el peso corredizo levantado por un cable o bien por el peso propio de las varillas barrenadoras.

El número de golpes del peso deslizante o martillo requeridos para hincar al muestreador a una determinada profundidad, provee una estimación cuantitativa de la cohesión del suelo en formaciones arcillosas y la densidad relativa en formaciones arenosas.

En terrenos altamente consolidados, el número de golpes está limitado a 30 para una penetración de 2 pies (61 cms.), eludiendo así la posibilidad de romper el cable de extracción del tubo muestreador.

El hincado del muestreador dentro del suelo por empuje, es logrado por el efecto del peso propio de las varillas barre-

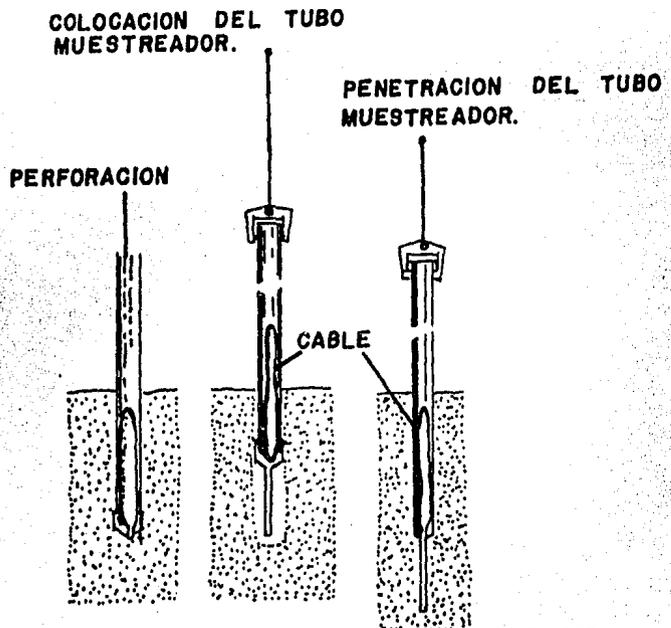


FIG 3.3
DISPOSITIVO DE HINCADO POR EMPUJE DEL TUBO MUESTREADOR.

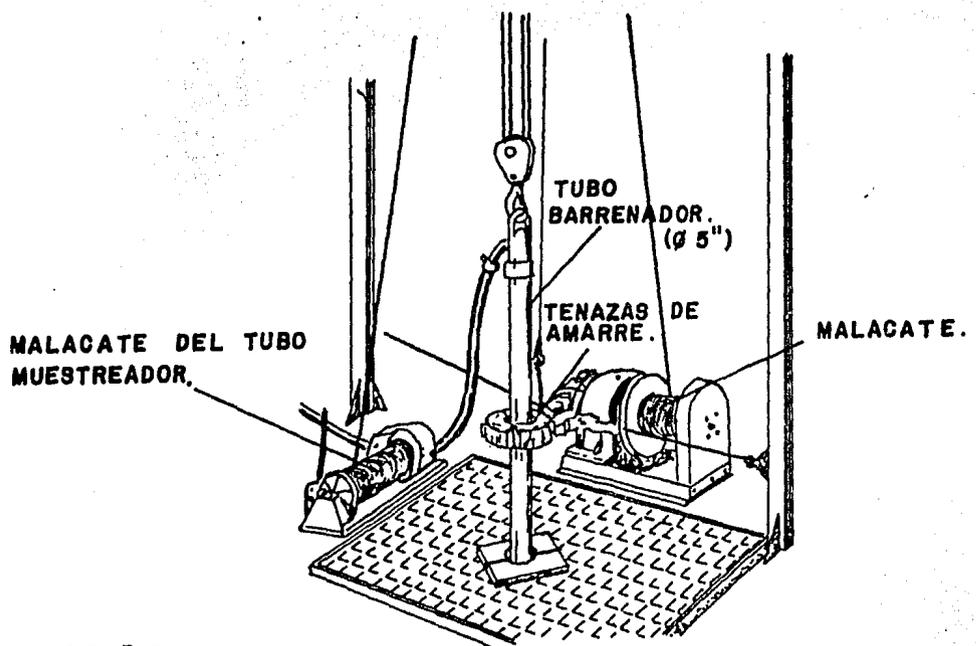


FIG. 3.4
DIAGRAMA DEL EQUIPO DE PERFORACION.

nadoras. Este método posee grandes ventajas sobre el método de percusión, como la alteración mucho menor y la mayor longitud de las muestras tomadas.

La secuencia del muestreo, puede variar de acuerdo con las especificaciones dadas así como, con la profundidad, naturaleza y heterogeneidad del suelo. En la práctica las muestras se toman casi continuamente en los primeros 10 mts. y posteriormente se van incrementando los valores de 1.5 mts. a 5 mts. - hasta una profundidad de aproximadamente 50 mts.

La penetración dentro de las formaciones varía de acuerdo con el propósito de la exploración, siendo un criterio normalmente aceptado el siguiente.

- Menos de 50 mts., para verificar la homogeneidad de los estratos subyacentes.
- Comúnmente de 50 a 100 mts. en suelos duros.
- Frecuentemente de 100 a 150 mts., en suelos de baja consolidación o heterogéneos.

La máxima penetración puede ser de 150 a 200 mts.

2.2- Muestreo por medio de una perforadora operada por buzos.

La aplicación del método de muestreo por medio de una perforadora submarina, colocada en el fondo y operada por buzos, está limitada en la práctica por un tirante máximo del orden de unos 40 mts., que es hasta donde pueden trabajar económicamente los buzos. Este método es muy usado para estudiar los sitios propuestos para estructuras petroleras en lugares no muy profundos, particularmente en el Golfo de México y el Golfo Pérsico.

Las perforadoras submarinas usadas para muestreo son por lo general del tipo "Wirth", los diferentes modelos que existieron difieren prácticamente sólo en sus dimensiones y capacidades (fig. 3.5). El principio y descripción de la máquina perforadora "Wirth", es el siguiente:

- Se coloca en el fondo.
- Se hinca por medio de dos motores hidráulicos, cuya planta de energía se encuentra a bordo del buque.
- Se opera por buzos a profundidades generalmente menores de 40 mts.

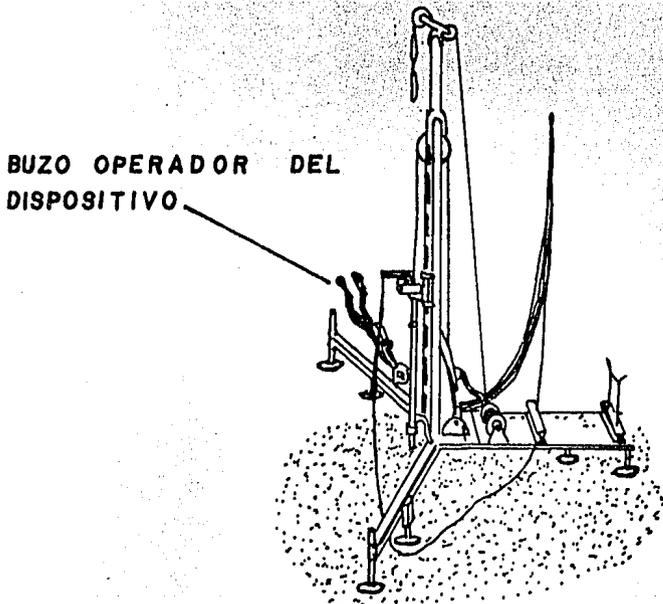


FIG. 3.5 DISPOSITIVO BARRENADOR "WIRTH BI".

-Se utiliza para tomar muestras o hacer mediciones In Situ.

El método de muestreo es aplicado por diferentes dispositivos los cuales comprenden:

-Un tubo reforzado exterior equipado en su punta inferior de un taladro, al cual penetra dentro del suelo bajo las acciones de rotación y empuje vertical.

-Un tubo muestreador asegurado dentro del tubo perforador, este tubo, está montado en esferas de apoyo (diábolos) para evitar su rotación y limitar la alteración de las muestras tomadas.

Después de ser tomada la muestra, los buzos bajan a través de los tubos perforadores, un cable con un gancho que se fija automáticamente a la cabeza del tubo, el tubo muestreador es izado a través de los tubos muestreadores hasta la superficie para su análisis y almacenamiento.

Los modelos de perforadoras "Wirth BIA" que se colocan en el fondo esencialmente constan de:

-Un armazón que descansa en el fondo marino sobre un trípode con tres gatos ajustables.

-Una cabeza rotatoria con dos motores hidráulicos.

-Un mástil inclinable con una bisagra en la parte inferior y con una altura efectiva de 4.8 mts.

-Un mecanismo de traslación operado por medio de gatos y un sistema de fijación hidráulico.

-Un torno hidráulico con una fuerza atractiva de 2 tons. y 100 mts. de cable para operar los tubos muestreadores.

-Tubos perforadores de 1.5 mts. de longitud.

El equipo de superficie dentro del buque consiste de:

-Una unidad hidráulica central con motor diesel de aproximadamente 50 HP. Esta unidad es capaz de enviar alrededor de 50 lts. por minuto a una presión máxima de 200 kg. sobre centímetro cuadrado.

-Una bomba para el fluido estabilizador (lodo bentonítico).

2.3- Muestreo por medio de vibromuestreadores.

Hay un número considerable de vibromuestreadores hidráulicos, neumáticos y eléctricos. La profundidad de penetración alcanzada varía considerablemente de una unidad a otra, no es posible dar una descripción detallada de su uso por lo que la información estará limitada a la descripción del principio de operación y de las principales características de éstas (fig. 3.6A y 3.6B).

Los vibromuestreadores son dispositivos submarinos impulsados por un motor eléctrico y operados por vibración o por vibro--percusión, siendo adaptados para muestrear en formaciones poco profundas o bien para el hincado de pilotes para conductos. Los vibromuestreadores consisten de 3 partes principales:

-Un generador de vibración que consiste de dos o cuatro pesas excéntricas que giran en sentidos inversos, impulsadas por un motor eléctrico.

-Un dispositivo que convierte las vibraciones en percusiones--(sistema de yunque y martillo), por medio de cilindros y resortes.

-Un sistema para sujetarse a los tubos barrenadores por medio de gatos hidráulicos.

El motor hidráulico es abastecido desde una planta hidráulica central (en el barco), impulsada por un motor diesel. El cambio de vibración a percusión es controlado desde el buque hidráulicamente. Aplicando presión a los gatos, el sistema vibrador se aprieta contra el tubo, siendo la vibración transmitida al tubo e hincándose éste por vibración. Quitando presión a los gatos, el sistema vibrador deja correr el tubo; en cada ciclo la sección móvil del mecanismo golpea el yunque, hincándose éste por percusión.

Los vibrohincadores generalmente son de doble acción, es decir, son capaces de operar igualmente en dirección normal al hincado, o bien en la dirección de extracción

2.4- Muestreo por medio de "Flexobarrenación".

El Instituto Francés del Petróleo ha desarrollado dos métodos--para muestreo en el fondo marino a partir del método de "Flexo barrenación". Uno de ellos consiste de un dispositivo submarino, que puede ser usado particularmente en profundidades menores de 100 mts. El otro, consiste de una "línea sondeadora",--

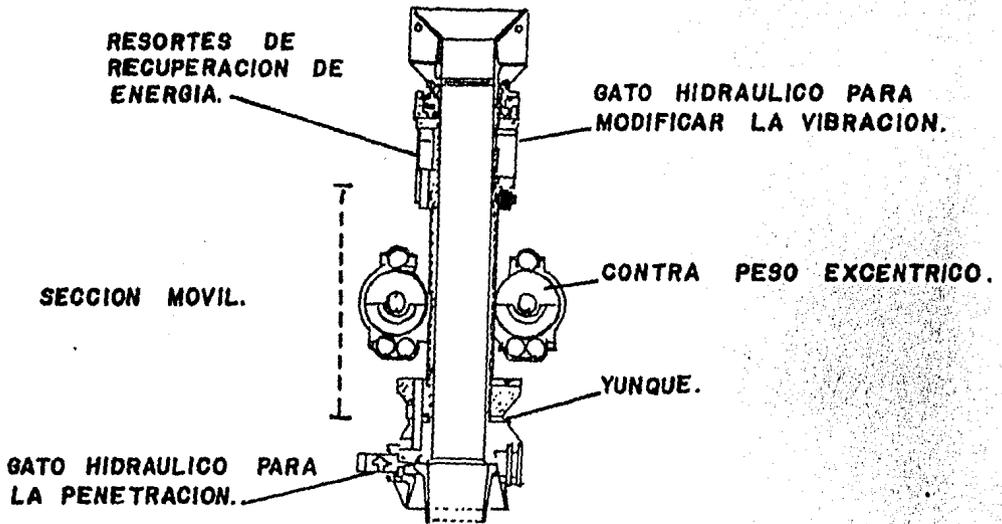


FIG. 3.6 A.
DIAGRAMA DEL PRINCIPIO DE OPERACION DEL
VIBRO-HINCADOR.

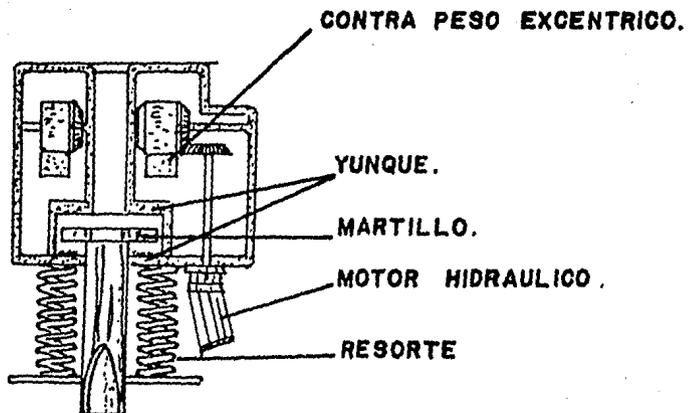


FIG. 3.6 B
DIAGRAMA DEL PRINCIPIO DE OPERACION DEL
"VIBRO-HINCADOR ANULAR, T L M".

aplicable solamente desde un buque especializado, pero cuyo alcance es de 300 mts. de profundidad. Para nuestro propósito - sólo trataremos el principio y características del método y el equipo necesario.

El electromuestreador de piso marino ECSM2 es un dispositivo - submarino a control remoto para perforar y muestrear, el cual se apoya en el fondo marino montado sobre un trípode metálico, cuyo equipo de perforación consiste de una sección rígida que comprende el muestreador y el perforador eléctrico y una man--guera flexible alojada en un tambor de almacenamiento.

El ECSM2 es normalmente usado con un muestreador rotatorio -- accionado a control remoto, utilizado especialmente en suelos consolidados (fig. 3.7), sin embargo, puede equiparse con un muestreador neumático que es ventajoso en suelos suaves (fig. 3.8). Estos dos tipos de muestreadores, ejecutan el cambio de la fase de barrenación a la fase de muestreo a control remoto, en las profundidades deseadas para el muestreo. El equipo de superficie comprende principalmente lo siguiente:

-Una planta de fuerza hidráulica.

-Un electrogenerador de aproximadamente 150 KVA.

-Un tambor para almacenar unos 60 mts. de cable hidráulico y - eléctrico.

-Una cabina para el mando a control remoto.

El electromuestreador de piso marino hace posible en la etapa inicial, perforar hasta la profundidad seleccionada para la extracción de la muestra, para después disparar el proceso muestreador en la segunda etapa. El cambio de perforación a muestreo y viceversa se hace por medio de la rotación del taladro y la presión del fluido. El mecanismo está basado en la posibilidad de controlar separadamente la rotación del taladro y - la circulación del fluido en el muestreador.

El muestreador consiste de 3 secciones principales:

-Un taladro muestreador de 5 1/2", cuyo centro se encuentra cerrado durante la etapa de perforación. por medio de un taladro central removible.

-Una doble sección muestreadora con dedos y cuñas para soste--ner la muestra.

-Un mecanismo liberador para abrir y entonces levantar el taladro central por una secuencia de acciones de circulación del -

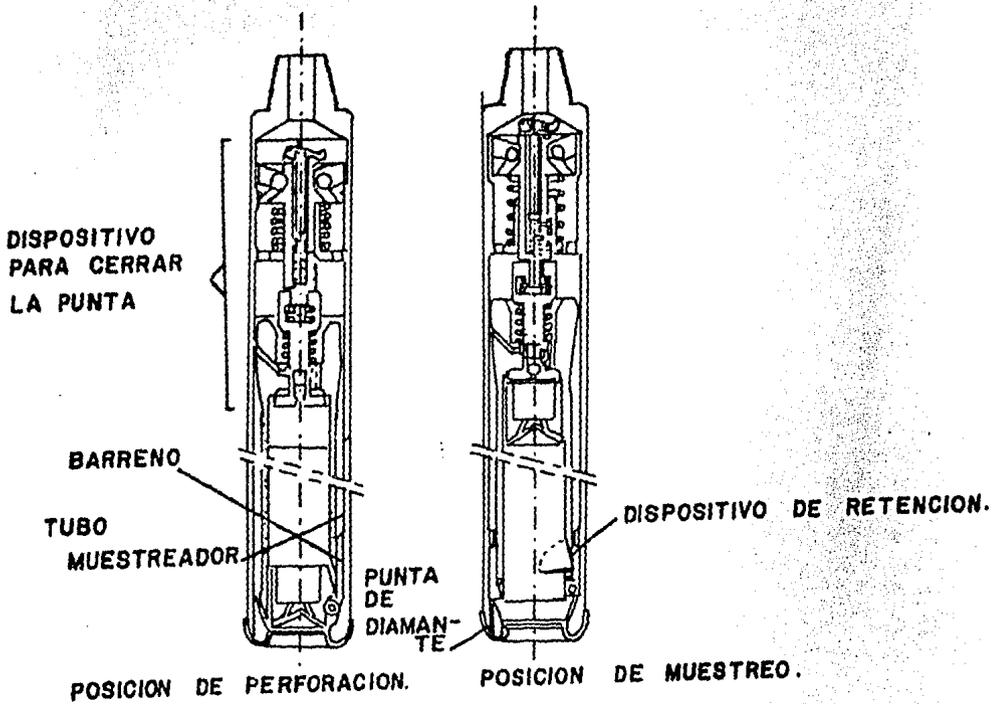


FIG. 3.7 MUESTREADOR A CONTROL REMOTO.

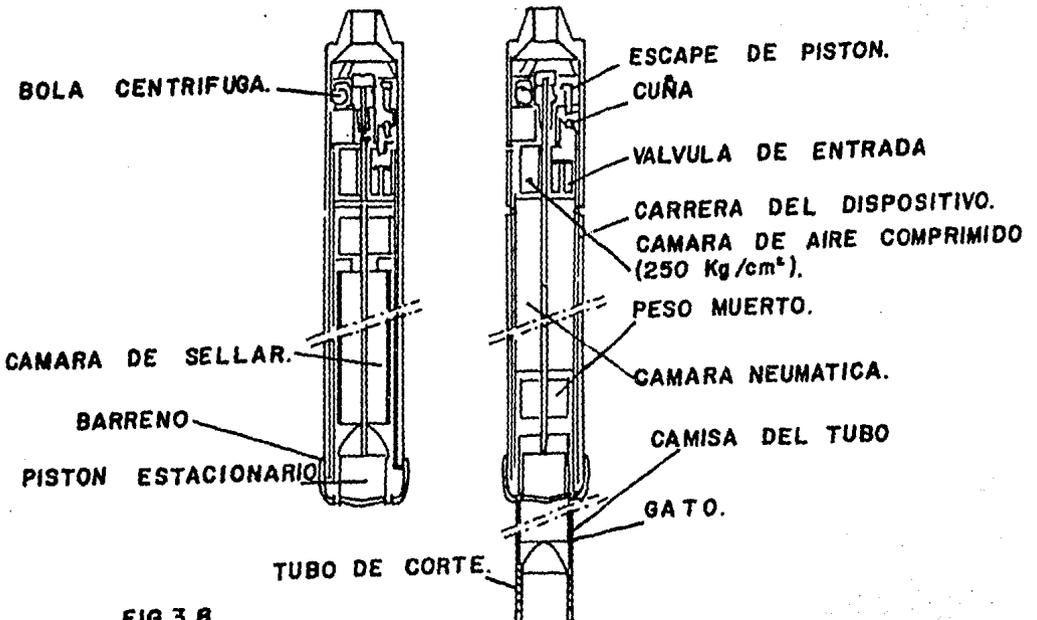


FIG. 3.8 MUESTREADOR NEUMATICO.

fluido y la rotación del taladro exterior, en una secuencia -- perfectamente definida para dicho propósito.

El método de "Flexoperforación" se caracteriza por el hecho de que el equipo submarino que descansa en el fondo, que consiste de los instrumentos necesarios para la perforación y muestreo, está simplemente suspendido del final de un conducto flexible de energía eléctrica.

Un compensador de movimientos verticales (levantamientos) en el buque permiten que la línea flexible y el equipo submarino tengan independencia de los movimientos del buque. La línea flexible se mantiene tensa por medio de un torno o un dispositivo su jetador tractivo.

2.5- Muestreo por medio de perforadoras rotatorias a control re moto.

Durante recientes años, varios dispositivos rotatorios han sido desarrollados, con el propósito del reconocimiento geológico o geotécnico de suelos marinos con grandes tirantes de agua. Se describirá el dispositivo conocido como "Maricor", que actual--- mente es el mejor ejemplo de este tipo de equipo.

El Maricor (Fig.3.9), es una unidad de muestreo rotatorio a con trol remoto impulsado hidráulicamente que permite efectuar mue streos continuos hasta 60 mts. de profundidad. Los tubos perfo radores, que son añadidos secuencialmente a control remoto, son almacenados en un tambor rotatorio (revólver), y el tubo mues treador es llevado a la superficie por medio de un sistema de - levantamiento después de cada operación de muestreo.

El dispositivo submarino consiste de las siguientes partes:

- Una base de soporte rígido, que sostiene el equipo y que des cansa en tres pies, equipados con gatos hidráulicos para la es tabilización en el lecho marino.
- Un compartimento de máquinas, conectado a una línea flexible de abastecimiento, donde se encuentran las bombas hidráulicas, válvulas y motores eléctricos, dentro de un cuarto sellado her méticamente.
- Un cargador giratorio, construido alrededor de un cilindro ma estro, conectado a la base del soporte que contiene 20 a 40 tu bos de perforación, cada uno de 3 mts. de largo, y 2 tubos mu estreadores.

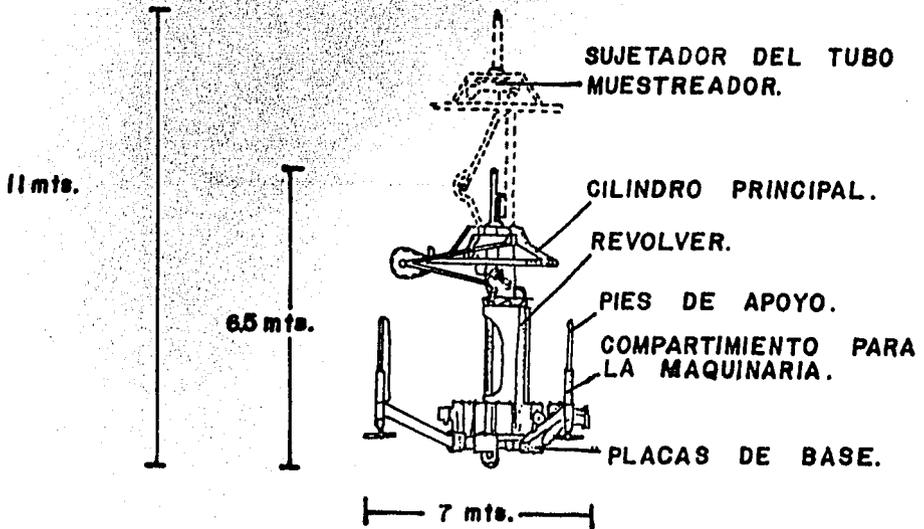


FIG 3.9
CORTE GENERAL DEL DISPOSITIVO MARICOR.

-La sección central conectada a la punta del cilindro maestro, constituye la punta del sistema; éste contiene el arreglo que permite la hilación de los tubos barrenadores para que corran hacia adentro o hacia afuera, así como el sistema de enroscado.

-La junta de torsión, consiste de tubos de acero que contienen a los conductos eléctricos e hidráulicos; su propósito es prevenir la desviación de la caja de perforación del centro, a la vez que perfora.

-La caja de barrenación rotatoria que permite a la hilera barrenadora ser girada.

-El sujetador del muestreador (dispositivo liberador), levanta el tubo muestreador a la superficie para descargarlo y entonces lo hace descender nuevamente. La operación se lleva a cabo por medio de un torno y un par de cables que se mantienen tensos.

El equipo submarino es controlado desde la superficie mediante una consola en el barco, el vínculo es a través de un cable con 78 conductores que aseguran:

-Suministro de energía.

-Control del dispositivo.

-Medición y monitoreo.

Por medio del control remoto se cubre:

-Asentamiento del fondo marino.

-Implementación de los diferentes sistemas de monitoreo.

-Arranque de la caja de hincados rotarios.

-Control del cargador rotatorio para proveer de la hilera de tubos perforadores;

-Arranque del sistema de levantamiento del dispositivo muestreador.

Los parámetros registrados en la superficie, son:

-La velocidad de rotación de los tubos perforadores,

-El momento o torque aplicado.

- El peso sobre la punta.
- La presión del agua (fluido de perforación).
- La velocidad de penetración dentro de la formación.

El muestreo es continuo debido al ensamblaje automático de -- los tubos de 3 mts. y al procedimiento de muestreo. La penetración teórica de una unidad puede alcanzar 60 mts. con 20 - tubos de 3 mts. de largo o hasta 120 mts. con un cargador de- 40 tubos.

2.0- Muestreo por medio de Muestreadoras de gravedad y pistón.

Hay gran variedad de dispositivos de muestreo de caída libre-- usadas para el reconocimiento del suelo en el mar, nosotros - simplemente nos ocuparemos de: describir el principio de ope-- ración y sus principales características de los muestreadores de gravedad y/o pistón estacionario, así como su implementa-- ción, alcances y limitaciones.

Los muestreadores estacionarios de pistón son una improvisa-- ción de los muestreadores de gravedad, los cuales caen libre-- mente de cierta altura, penetrando en el suelo únicamente por la fuerza de aceleración de la gravedad ejercida sobre su pro-- pio peso (fig. 3.10).

El muestreador estacionario de pistón, es un muestreador de - gravedad, pero en el cual, en su parte inferior se encuentra un pistón (fig. 3.11).

El pistón conectado al cable principal, que se mantiene tenso cuando el tubo muestreador entra en contacto con el fondo, -- permanece aproximadamente estacionario, conforme el tubo pene-- tra en el terreno.

La presencia del pistón crea una presión negativa en el tubo-- muestreador, conforme éste penetra en el suelo, permitiendo - que se superen las fuerzas de presión en las paredes del tubo muestreador. Esto generalmente resulta en una mejor propor-- ción de recuperación, mejorando aquéllas obtenidas con mues-- treadores que penetran únicamente por gravedad.

El dispositivo esencialmente comprende:

- Un cable principal.
- Un dispositivo disparador.

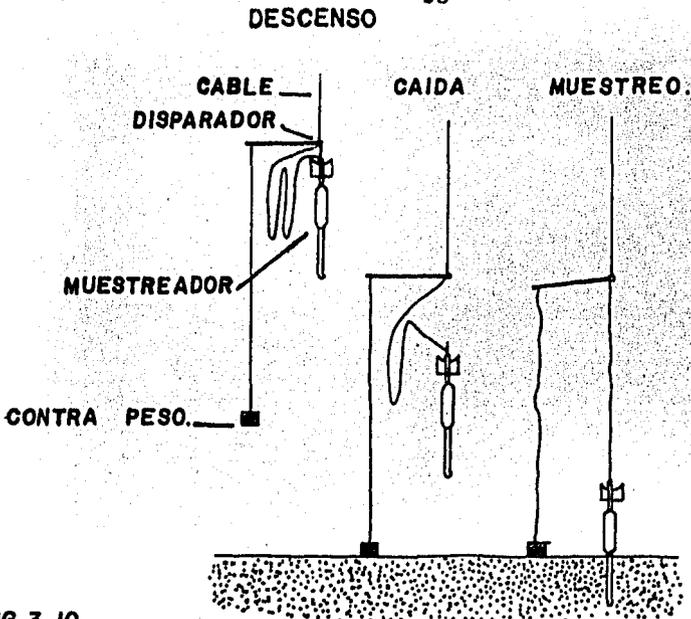


FIG. 3.10 PRINCIPIO DE OPERACION DEL MUESTREADOR DE GRAVEDAD.

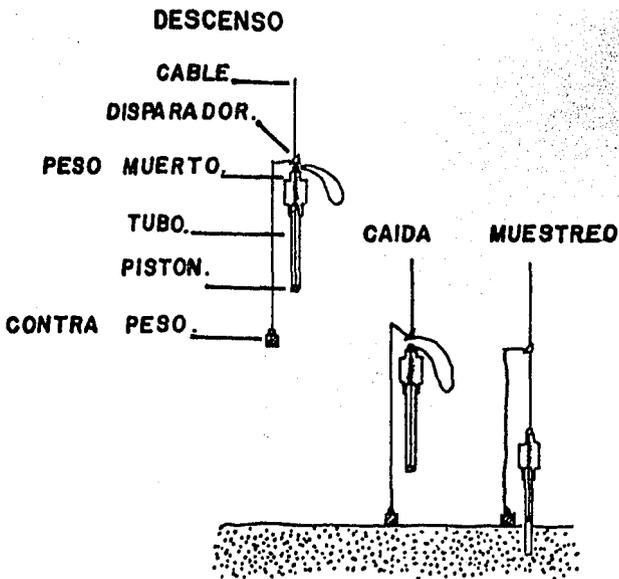


FIG. 3.11 PRINCIPIO DE OPERACION DEL MUESTREADOR "KULLENBERG" (PISTON ESTACIONARIO).

-Un peso muerto (lastre).

-Un contrapeso colgado por un cable del sistema disparador.

-Un tubo muestreador.

-Un pistón conectado al cable principal por un torno, que se tensa a medida que el tubo entra en contacto con el suelo.

-Un tubo interior PVC, que permite que la muestra sea extraída sin alteración adicional.

El peso de la unidad, puede variar entre 300 y 1500 kgs., dependiendo de la cantidad de lastre, mientras que el diámetro del tubo muestreador varía con el modelo de 40 a 120 milímetros. El largo del tubo muestreador, es escogido en función de la naturaleza del terreno, siendo de unos cuantos metros en arena y de 10 a 20 mts. en arenas muy suaves.

La penetración del tubo muestreador dentro del suelo es esencialmente función de la energía cinética de impacto, es decir, velocidad de impacto y peso del lastre, así como de la naturaleza del suelo.

La penetración alcanzada varía comúnmente dependiendo de la formación, siendo entre 1 y 3 mts. en arenas relativamente densas y alrededor de 10 mts. en sedimentos suaves. En ciertos suelos altamente consolidados (arenas densas o arcillas), la penetración es prácticamente nula. Por otro lado, en suelos muy suaves, la penetración puede alcanzar 20 mts.

3.- CARACTERISTICAS DE OPERACION Y ALCANCES DE LOS MUESTREADOS.

El sustento naval usado para la implementación de la perforación y muestreo, dependen de las condiciones oceanográficas y geográficas. Analizaremos uno por uno los seis diferentes casos que se tienen según el método utilizado.

3.1- Características de los buques de perforación.

En condiciones marinas promedio y tirantes menores de 200 mts., los buques y equipo utilizado generalmente son: un buque de 40 a 60 mts. de eslora con un pozo central de .5 a .6 mts. de diámetro, equipado con un sistema de anclaje de 4 puntos.

En condiciones desfavorables o mares tormentosos, se deben uti

lizar buques más estables adaptados para el reconocimiento del lugar como: buques de por lo menos 30 mts. de eslora, o plataformas autcelevables (jack - up).

En aguas con tirantes mayores de 200 mts., se deberán utilizar buques equipados con sistemas de posicionamiento y fijación -- más sofisticados, cuya eslora es de aproximadamente 100 mts.

El vínculo entre el fondo y la superficie consiste de una cadena de tubos de 4 ó 5". Debido al tipo de vínculo, los movimientos horizontales del buque no deben exceder de 3 a 5 mts., -- debido al riesgo de que la cadena de tubos se trenze y no se podrá utilizar entonces el tubo muestreador.

Si la eficiencia del compensador de movimientos verticales es inadecuada, el movimiento del buque causado por las olas tiende a fatigar la sarta de perforación, lo cual conducirá a su rotura que generalmente ocurre en el fondo.

3.2- Buques de sustento para perforación submarina operada por buzos.

En mar abierto es apropiado utilizar:

- Un barco de por lo menos 30 mts. de largo.
- Contar con una cubierta libre de unos 8 x 5 mts.
- Equipos con cuatro malacates y un mínimo de 150 mts. de cable de anclaje.

El vínculo semiflexible entre el fondo y la superficie (fig. -- 3.12), consiste de:

- Un cable que sostiene la máquina perforadora.
- Las líneas flexibles de abastecimiento para los motores hidráulicos.
- El cable de sostén del tubo muestreador.

La conexión semiflexible y su implementación por buzos permite que el barco se localice dentro de un radio de 10 a 20 mts. sobre el punto de perforación.

3.3- Implementación de los vitromuestreadores.

41

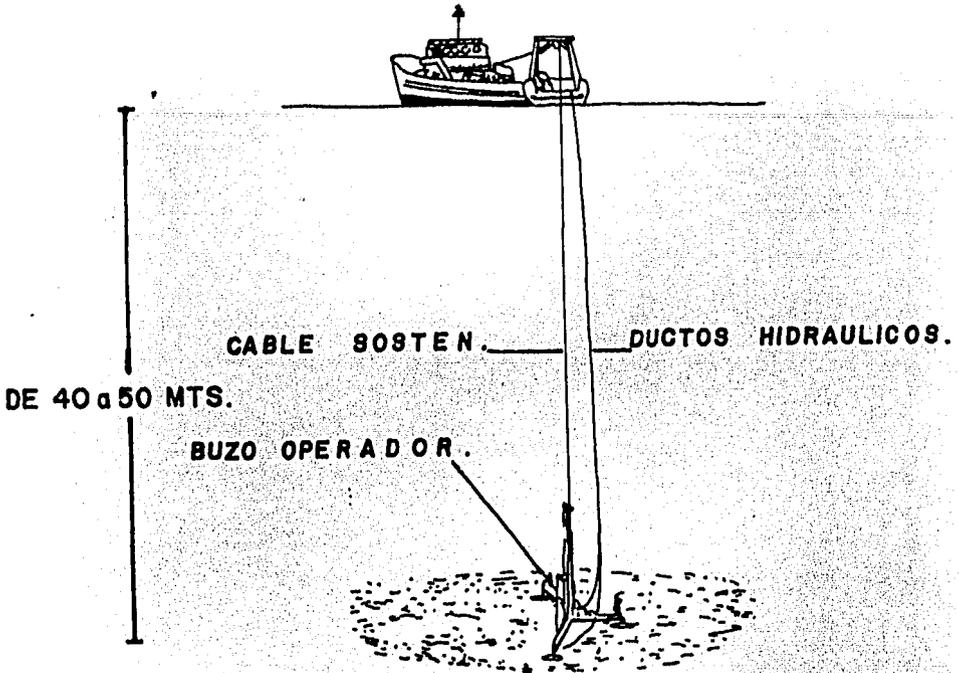


FIG. 3.12 IMPLEMENTACION DEL DISPOSITIVO DE PERFORACION WIRTH.

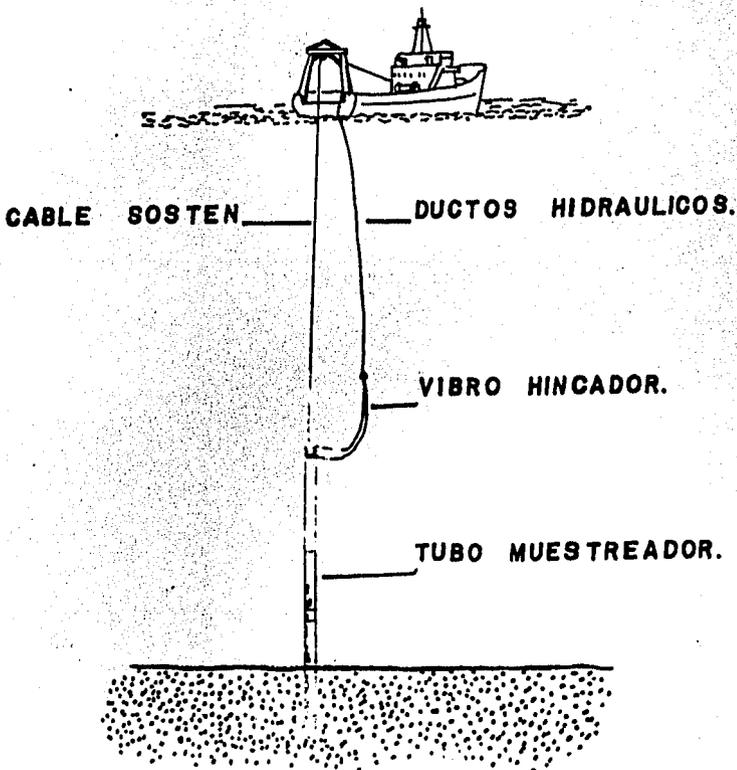


FIG. 3.13

La implementación de vibromuestreadores requiere del uso de un buque estable, que cuente con una cubierta libre bastante amplia, debido a las maniobras necesarias. Se utilizan generalmente buques de por lo menos 50 mts. de eslora.

Para colocar el dispositivo en el agua, puede hacerse por medio de una grúa o por un puente corredizo en la popa del barco (fig.3.13), siendo éste último preferible.

El vínculo semiflexible entre el fondo y la superficie consiste de: un cable o cables que sostienen al vibromuestreador, un juego de líneas de control y flujo hidráulico.

La tolerancia de la posición del buque depende en particular del método de implementación. Si el dispositivo es operado desde una campana en el fondo, el vínculo semiflexible permite un movimiento del buque de unos 10 a 20 mts., de lo contrario éste no deberá moverse más de 5 a 10 mts. Adicionalmente, para poder extraer el tubo, se requiere que el buque se encuentre exactamente sobre el dispositivo vibromuestreador.

3.4- Implementación del equipo flexomuestreador.

La utilización de el equipo flexomuestreador desde un buque equipado con una grúa de pluma, implica condiciones oceanográficas favorables debido al momento pendular que se presenta, Dicha desventaja se puede minimizar utilizando una grúa articulada que coloque el dispositivo en el agua sacándolo por la popa (fig.3.14), diseñada específicamente para dicha labor.

El barco utilizado es generalmente de 50 a 55 mts. de eslora y el vínculo entre el fondo y la superficie, consiste de: un cable que sostiene al dispositivo, y una línea nodriza que comprende a los cables de energía eléctrica, telemetría y control remoto, así como a los conductos hidráulicos para el flujo del motor hidráulico. Una tolerancia en la localización de aproximadamente 10 mts., puede ser permitida por el vínculo entre el fondo y la superficie.

3.5- Implementación de perforadoras a control remoto.

Estas pueden ser utilizadas desde un pozo central de un buque, con diámetro mayor de 7 mts. y el equipo necesario para izarlo, o bien desde la plataforma de popa del buque. El equipo está conectado al buque por un vínculo flexible y otro semiflexible (fig. 3.15) consistentes de:

-Un cable conductor para el suministro de energía eléctrica,-

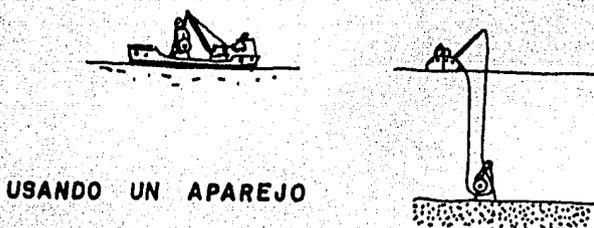


FIG. 3. 14
IMPLEMENTACION DE ECSM 2.

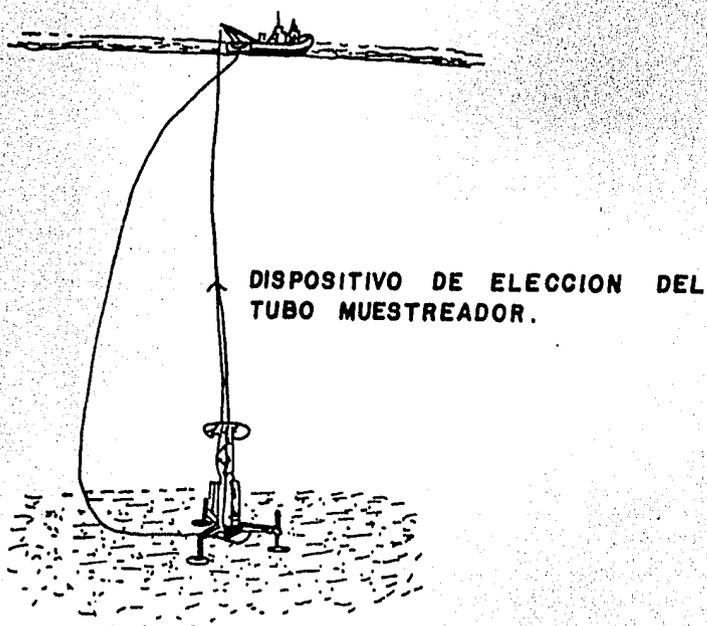


FIG. 3. 15
IMPLEMENTACION DEL MARICOR.

control remoto y cable telemétrico.

-Un cable guía y cables de izado.

-El cable de operación del tubo muestreador.

El cable guía debe mantenerse tenso para la operación del tubo muestreador, debido a que cualquier movimiento del buque alrededor de su posición inicial, ejerce un momento de volteo sobre la unidad submarina a través de los cables guías. La unidad, por sí misma, es bastante estable debido al considerable lastre, formado por su propia maquinaria (por lo menos 6 tons.) De hecho, se procurará que el buque no tenga movimientos mayores de 2 mts.

3.6- Implementación de muestreadores de gravedad y pistón.

El tonelaje del barco por ser usado, depende principalmente de las condiciones oceanográficas y no por los requerimientos del muestreo por llevarse a cabo. En mares en calma, el reconocimiento puede llevarse a cabo por medio de buques ligeros de unos 30 mts. de eslora. En mares tormentosos, deberán utilizarse buques hasta de 150 mts. de eslora. El buque deberá estar equipado con una grúa y un espacio libre de unos 5 m² para maniobras sobre cubierta. El vínculo entre el fondo y la superficie es simplemente el cable del muestreador, desenrollado de un torno a bordo del buque, lo cual le confiere cierta libertad de movimiento sobre el lugar donde se realiza el muestreo.

4.- PRUEBAS DE LABORATORIO.

En la actualidad para determinar las características de esfuerzo de deformación y resistencia de los suelos, se utilizan pruebas de compresión triaxial, así como, pruebas índice.

4.1- Pruebas de compresión triaxial.

En estas pruebas, teóricamente se podría variar a voluntad, las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. En realidad buscando sencillez en su realización, en las pruebas que hoy se efectúan, los esfuerzos en dos direcciones son iguales. Los especímenes son usualmente cilíndricos y están sujetos a presiones -

laterales de un líquido, generalmente agua, del cual se protegen con una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita, con bases metálicas (fig. 3.16). En las bases de la muestra se colocan piedras porosas, cuya comunicación con una bureta exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de tubo plástico (tubo Sarán). El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

La presión que se ejerce con el agua que llena la cámara es -- hidrostática y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen, iguales en todas las direcciones, tanto lateral como axialmente. En las bases del espécimen actuará, además de la presión del agua, el efecto transmitido por el vástago de la cámara desde el exterior.

Hoy las pruebas triaxiales pueden clasificarse en dos grandes grupos, pruebas de compresión y de extensión. Las de compresión, son aquéllas en las que la dimensión original axial del espécimen disminuye y la de extensión, son aquéllas en las que dicha dimensión se hace aumentar durante la prueba.

Es usual llamar P_1 , P_2 , P_3 , a los esfuerzos principales mayor, intermedio y mínimo respectivamente. En una prueba de compresión, la presión axial siempre es el esfuerzo principal mayor, P_1 ; los esfuerzos intermedio y menor, son iguales ($P_2 = P_3$) y quedan dadas por la presión lateral. En una prueba de extensión, por el contrario, la presión axial siempre será el esfuerzo principal menor (P_3); el mayor y el intermedio, son ahora iguales y están dados por la presión lateral del agua ($P_1 = P_2$)

El estado de esfuerzo en un instante dado se considera uniforme en toda la muestra y puede analizarse recurriendo a las soluciones gráficas de Mohr, con P_1 y P_3 como esfuerzos principales mayor y menor, respectivamente. Debe observarse que en una cámara triaxial el suelo está sujeto a un estado de esfuerzos tridimensional, que aparentemente debería tratarse con la solución general de Mohr, que envuelve el manejo de tres círculos diferentes; pero como en las pruebas dos de los esfuerzos principales son iguales, en realidad los tres círculos devienen a uno solo y el tratamiento resulta simplificado.

La resistencia al esfuerzo cortante, sobre todo en suelos "cohesivos", es variable y depende de diversos factores circunstanciales. Al tratar de reproducir en el laboratorio las condiciones a que el suelo estará sujeto en la obra en cuestión, -

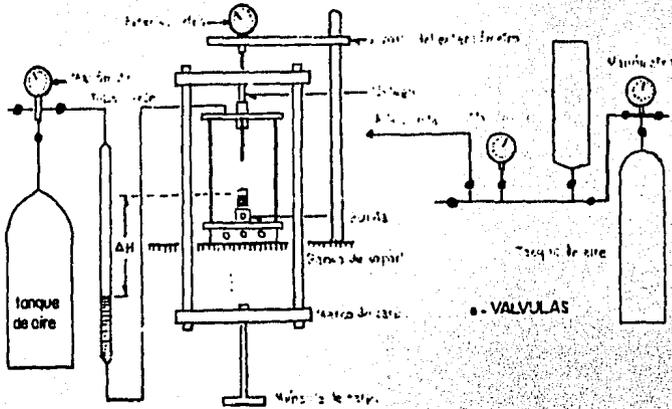


FIG.3.16 A. CONJUNTO DEL DISPOSITIVO PARA PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL.

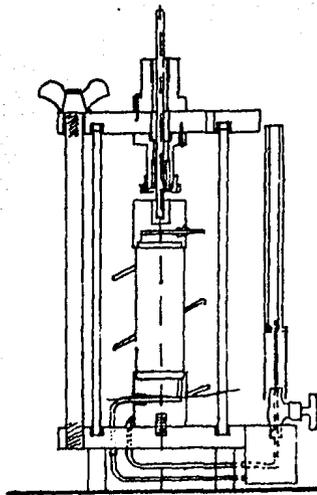


FIG.3.16B CAMARA DE COMPRESION TRIAXIAL

será necesario tomar en cuenta cada uno de esos factores, tratando de reproducir las condiciones reales de ese caso particular. Por ello, no es posible pensar en una prueba única que refleje todas las posibilidades de la naturaleza. Parece que, en cada caso, debería montarse una prueba especial que lo representara fielmente; sin embargo, es obvio que ésto no es práctico, dado el funcionamiento de un laboratorio común. Lo que se ha hecho es reproducir aquéllas circunstancias más típicas e influyentes en algunas pruebas estandarizadas. Estas pruebas se refieren a comportamientos y circunstancias extremas; sus resultados han de adaptarse al caso real, interpretándose con un criterio sano y teniendo siempre presente las normas de la experiencia.

Las pruebas triaxiales suelen considerarse constituidas por dos etapas. La primera es aquélla en que se aplica a la muestra la presión de la cámara (P_c); durante ella puede o no permitirse el drenaje de la muestra, abriendo o cerrando la válvula de salida del agua a través de piedras porosas (fig. 3.16). En la segunda etapa, de carga propiamente dicha, la muestra se sujeta a esfuerzos cortantes, sometiéndola a esfuerzos principales que ya no son iguales entre sí; ésto requiere variar la presión que comunica el vástago, de acuerdo con alguna de las líneas de acción ya mencionadas (pruebas de compresión o de extensión); esta segunda etapa puede también ser o no drenada, según se maneje la misma válvula mencionada. En realidad, la alternativa en la segunda etapa sólo se presenta si la primera etapa de la prueba fue drenada, pues no tiene mucho sentido permitir drenaje en la segunda etapa, después de no haberlo permitido en la primera.

La descripción de las pruebas se hace con base en lo más familiar, que es la prueba de compresión aumentando el esfuerzo axial por aplicación de una carga a través del vástago.

Prueba con consolidación y con drenaje.

La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Primeramente se sujeta al suelo a una presión hidrostática (P_c), teniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya completa consolidación bajo la presión actuante. Cuando el equilibrio estático interno se haya restablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo; es decir, producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática. La muestra es llevada a la falla a continuación aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión del agua, en exceso a la

hidrostática, se reduce a cero.

Pruebas con consolidación y sin drenaje.

En este tipo de prueba, el espécimen se consolida primeramente bajo una presión hidrostática P_c , como en la primera etapa de la prueba anterior; así el esfuerzo P_c llega a ser el efectivo (P_c), actuando sobre la fase sólida del suelo. En seguida la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permita cambio de volumen. El hecho esencial de este tipo de prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional durante el periodo de la falla, de aplicación de la carga axial. Esto se logra fácilmente en una cámara de compresión triaxial cerrando la válvula de salida de las piedras porosas de la bureta; una vez hecho esto, el requisito es cumplido independientemente de la velocidad de aplicación de la carga axial; sin embargo, parece no existir duda de que esa velocidad influye en la resistencia del suelo, aun con el drenaje totalmente restringido.

En la segunda etapa de la prueba podría pensarse que todo el esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de presión neutral; ello no ocurre así y se sabe que parte de esa presión axial es tomada por la fase sólida del suelo, sin que, hasta la fecha, se hallan dilucidado por completo ni la distribución de esfuerzos, ni las razones que lo gobiernan. De hecho no hay ninguna razón en principio para que el esfuerzo desviador sea íntegramente tomado por el agua en forma de presión neutral; si la muestra estuviese lateralmente confinada, como en el caso de una prueba de consolidación, sí ocurriría esa distribución simple de esfuerzo vertical, pero en una prueba triaxial la muestra puede deformarse lateralmente y, por lo tanto, su estructura toma esfuerzos cortantes desde un principio.

Prueba sin consolidación y sin drenaje.

En este tipo de prueba no se permite en ninguna etapa consolidación de la muestra. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada impidiendo el drenaje. En primer lugar se aplica al espécimen una presión hidrostática y, de inmediato, se hace fallar al suelo con la aplicación rápida de la carga axial. Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien, ni tampoco su distribución en ningún momento, sea anterior o durante la aplicación de la carga axial.

Prueba de compresión simple.

Esta prueba no es realmente triaxial y no se clasifica como tal, pero en muchos aspectos se parece a una prueba rápida. Los esfuerzos exteriores al principio de la prueba son nulos, pero existen en la estructura del suelo esfuerzos efectivos no muy bien definidos, debidos a tensiones capilares en agua intersticial.

4.2- Relaciones volumétricas y gravimétricas.

En los laboratorios de Mecánica de Suelos puede determinarse fácilmente el peso de las muestras húmedas, el peso de las muestras secadas al horno y el peso específico relativo de los suelos. Estas magnitudes no son, empero, las únicas cuyo cálculo es necesario; es preciso obtener relaciones sencillas y prácticas, a fin de poder medir algunas otras magnitudes en términos de éstas. Estas relaciones, de tipo volumétrico y gravimétrico, son de la mayor importancia para la aplicación sencilla y rápida de la teoría.

En la fig. 3.17a representa el esquema de una muestra de suelo, en la que aparecen las fases principales, así como los conceptos de uso más común. El significado de los símbolos es el siguiente:

V_m = volumen total de la muestra de suelo.

V_s = " de la fase sólida de la muestra.

V_v = " de vacíos de la muestra de suelo.

V_l = " de la fase líquida contenida en la muestra

V_a = " de la fase gaseosa de la muestra.

W_m = Peso total de la muestra del suelo.

W_s = Peso de la fase sólida de la muestra de suelo.

W_l = Peso de la fase líquida de la muestra.

W_a = Peso de la fase gaseosa de la muestra, convencionalmente considerado como nulo en Mecánica de suelos.

γ_o = Peso específico del agua al nivel del mar.

γ_s = Peso específico de la fase sólida del suelo.

$$e = \frac{W_s}{W_l}$$

S_s = Peso específico relativo de la fase sólida del suelo

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o}$$

e = Relación entre el volumen de vacíos y el de sólidos de un suelo.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

n = Relación entre su volumen de vacíos y volumen de su masa.

$$n(\%) = \frac{V_v}{V_m} \times 100$$

Considérese una muestra de suelo en representación esquemática, adoptando arbitrariamente el valor unidad para el volumen de sólidos; los demás conceptos aparecen calculados con base en ese dato de partida, como se ilustra en la fig. 3.17b. Lo anterior equivale a calcular todos los conceptos requeridos a una escala de unidades tal que en ella se tenga $V_s = 1$

Varias relaciones utilísimas referentes a suelos saturados pueden obtenerse de los esquemas mostrados en la fig. 3.18. El (a) está formado a partir de la adopción del valor unidad para el volumen de sólidos, tal como antes se hizo; en el (b) se tomó como unitario el volumen de la masa, en forma análoga.

4.3- Determinación en laboratorio de relaciones fundamentales.

Peso específico de la masa de un suelo:

Para su determinación directa deberán valuarse dos magnitudes ($\gamma_m = W_m/V_m$). El W_m puede conocerse pesando la muestra de suelo; el V_m se valorará, o bien labrando a una forma geométrica simple o bien por inmersión de la muestra en mercurio (el peso del mercurio desalojado, igual al peso de la muestra).

Relación de vacíos de un suelo:

De la definición, se tiene que $e = V_v/V_s$. Dada la muestra natural se determina su volumen V_m ; secada en horno se pesa y se tiene W_s ; ahora de la definición del peso específico relativo de la fase sólida del suelo (S_s) tenemos:

$$V_s = \frac{W_s}{S_s \gamma_o} \quad \text{y} \quad V_o = V_m - V_s$$

resta dividir V_v/V_s para tener e , lo anterior puede manejarse

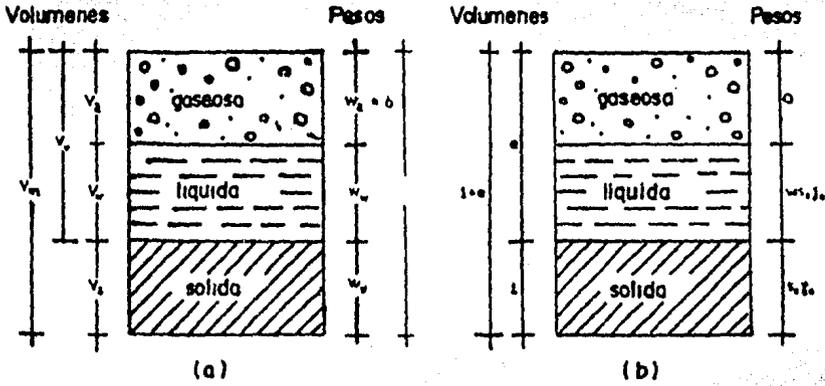


FIG.3.17 ESQUEMAS PARA INDICACION DE CORRELACIONES EN SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

simplemente con la expresión:

$$e = \frac{V_m S_s \gamma_o}{W_s} - 1$$

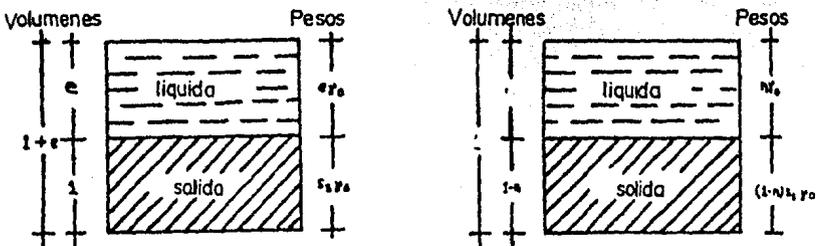


FIG.3.18 ESQUEMAS PARA INDICACION DE CORRELACIONES EN SUELOS SATURADOS

IV. _ Pruebas de mecánica de suelos In Situ.

1.- INTRODUCCION.

Las crecientes dificultades para obtener corazones de muestras inalteradas a profundidades cada vez mayores, a resultado en el recurso cada día más socorrido, de mediciones In Situ para el reconocimiento marino. Sin embargo, uno no debe perder de vista el hecho de que las mediciones In Situ sólo cuando son hechas en óptimas condiciones, hacen posible la obtención de resultados representativos y comparativos, mientras que los corazones de muestras, son indispensables para el conocimiento geológico y de la identificación del suelo. Corazones y mediciones In Situ son, por tanto, perfectamente complementarias.

Las técnicas de medición In Situ (penetrómetros, presurímetros y veletas), usadas para reconocimiento marino, son derivados directos de las técnicas usadas en tierra, sólo tienen diferencias de implementación.

Las diferentes técnicas usadas en el laboratorio o In Situ para determinar el esfuerzo cortante del suelo tienen lugar bajo condiciones completamente diferentes. La experiencia ha mostrado que la medición del esfuerzo cortante en arenas rígidas o arcillas por métodos In Situ y en laboratorio, conducen algunas veces a resultados muy diferentes. Sin embargo, no hay razón aparente por la cual equipos diferentes, como son los de laboratorio y las técnicas In Situ, no deban producir resultados idénticos a aquéllos que permitan asegurar la estabilidad de la estructura.

Finalmente, los parámetros medidos por estos varios equipos están más o menos directamente relacionados con las características intrínsecas del suelo (cohesión y fricción). Así, es importante asegurar lo significativo y representativo de las magnitudes medidas con los diferentes métodos y si es posible, -- comparar los resultados obtenidos.

En el presente capítulo se tratará el principio de operación, las características y los resultados obtenidos con:

- El penetrómetro modular "Seacalf".
- †-Penetrómetros estáticos y dinámicos operados a control remoto.
- El presurímetro de Menard.
- La veleta a control remoto.

2.- PENETROMETROS MODULARES E INTERPRETACION DE SUS REGISTROS.

Muchos tipos de penetrómetros para operaciones submarinas son - usados actualmente; pueden ser operados por buzos en costas y - bahías poco profundas, como en el Golfo Pérsico, o bien, desde - plataformas autoelevantes (Jack Up), como las usadas por el --- "Instituto Geotécnico Noruego" para el reconocimiento del lu--- gar donde se colocó la plataforma "Ekofish" a una profundidad - de 70 mts.

La compañía holandesa "Shell" ha desarrollado un penetrómetro - con varilla telescópica con un armazón en forma de campana, an- clado al fondo por succión. Sin embargo, el desarrollado por - "Fugro" hace varios años, conocido como "Seacalf", ha conducido - a un auge en mediciones con penetrómetro, principalmente en el - Mar del Norte.

El propósito principal de este capítulo será describir el prin- cipio, características e implementación de los conos de penetra- ción "Seacalf" y describir brevemente otros tipos de penetróme- tros menos usados que están siendo desarrollados.

2.1- Principio y descripción de los penetrómetros modulares --- "Seacalf".

Los penetrómetros "Seacalf" prácticamente sólo difieren en sus - dimensiones y peso de la campana (5, 10 y 30 tons.). El "Sea--- calf", es una campana que contiene el penetrómetro (fig.4.1) y - es bajada al fondo marino por medio de cables; el cono de pen- etración es hincado en el suelo por secuencias sucesivas medi- ante un cilindro hidráulico. La fuerza reactiva es absorbida - por el peso de la campana que descansa en el fondo.

El cono del penetrómetro lleva dos indicadores de esfuerzo --- (fig. 4.2), que proveen una indicación continua y simultánea de lo siguiente:

- La resistencia de punta R_p .
- La resistencia de fricción lateral f , leída y grabada en el -- barco.

2.2- Características del penetrómetro "seacalf".

Las dimensiones del cono son las mismas de los penetrómetros -- convencionales usados en tierra:

- Angulo de penetración del cono = a 60° .
- Diámetro del cono = 36 mm. (sección transversal = 10 cm^2).

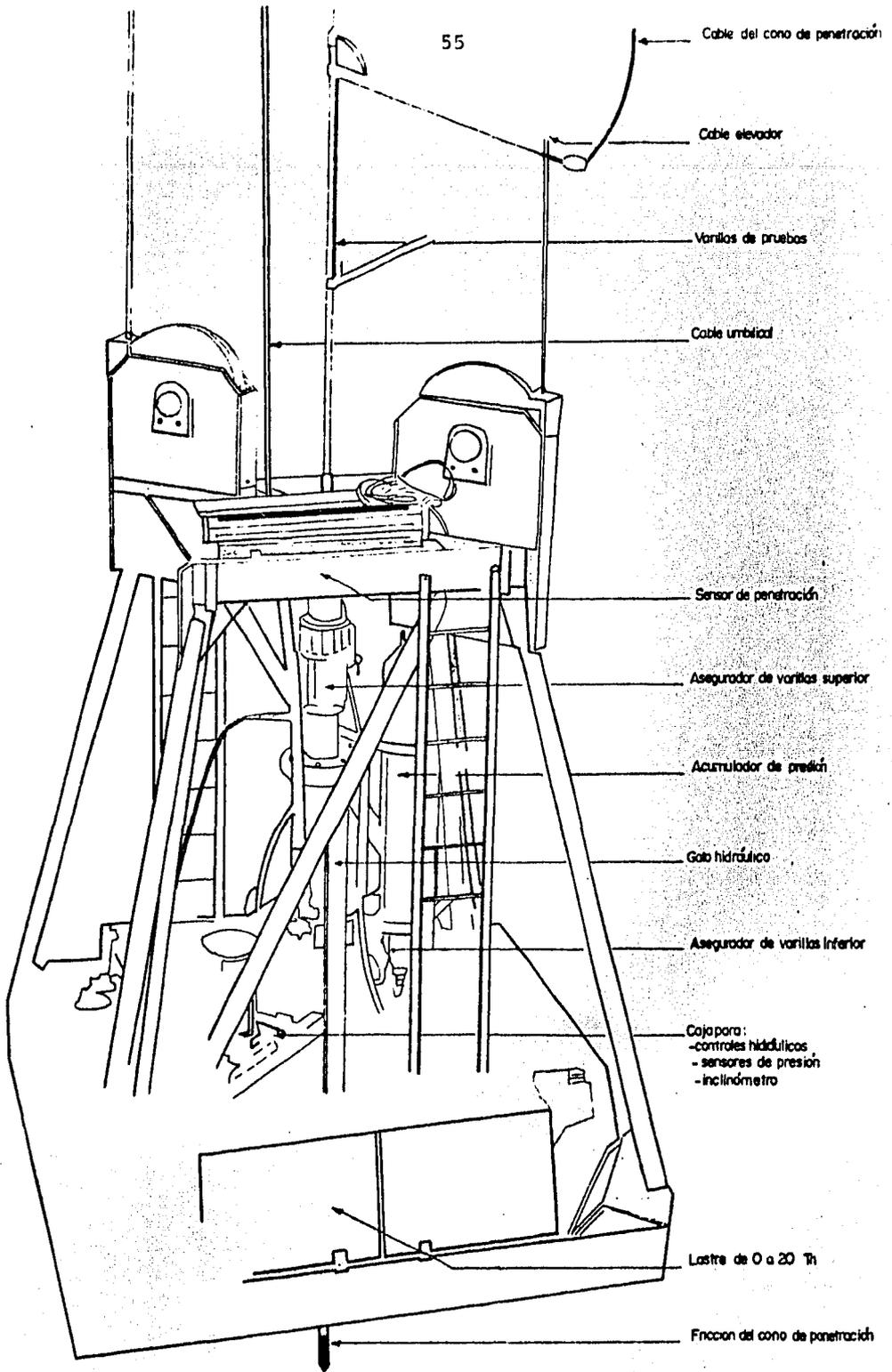


FIG. 4.1 ESQUEMA DEL PENETROMETRO SUBMARINO "SEACALF"

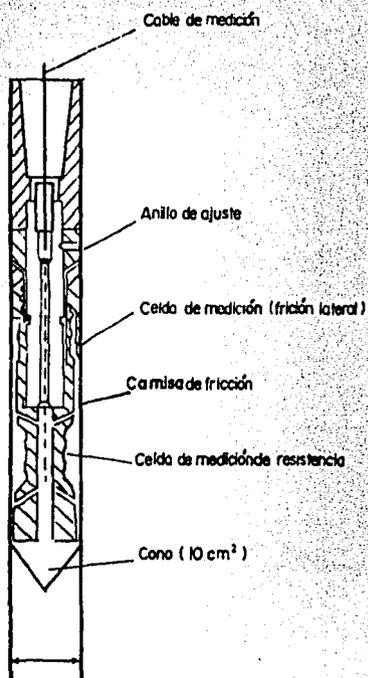


FIG. 4.2. CONO DE PENETRACION ELECTRI-
CO EQUIPADO CON "STRAIN GAUGES"

-Área lateral del contacto = 15 cm².

Estas dimensiones, que son prácticamente estandar, permiten:

- Una rápida comparación de los resultados de exploraciones del subsuelo en diferentes sitios.
- Caracterización del suelo en término de magnitudes convencionales (R_p y f), las cuales son función de las dimensiones del cono.

Los registros del penetrómetro R_p y f , grabados durante dicha-secuencia, son combinados para producir un perfil continuo de las características mecánicas del estrato cruzado (fig.4.3). - La profundidad de penetración depende de la campana usada y -- las formaciones encontradas, y es de:

- Unos cuantos metros en arenas densas del Mar del Norte, usando una unidad de 10 tons.
- Alrededor de unos 15 mts. en arenas consolidadas usando una - unidad de 25 tons.
- Un máximo de 25 a 30 mts. en suelos ligeramente consolidados- (la longitud de la fila de varillas es de 30 mts.).

2.3- Implementación y limitaciones del módulo "Seacalf".

La implementación de un penetrómetro desde un barco de apoyo, - sólo será posible si el mar está en calma, debido al movimiento pendular causado por el considerable peso del equipo.

Los penetrómetros del tipo "Seacalf" son comunmente usados en profundidades que en presente varían entre 100 y 150 mts. en - el Mar del Norte. Usando a una profundidad de unos cientos de metros se puede tener una planta hidráulica central sumergida. montada en la campana.

El dispositivo sólo puede ser operado cuando: la magnitud máxi- ma de la ola no sea mayor de 1.5 ó 2 mts., utilizando equipos- de 10 y 25 tons. respectivamente, debido al momento pendular.- Los buques utilizados son anclados en cuatro o seis puntos --- siempre y cuando, la velocidad de las corrientes sea menores- de 3 ó 4 nudos.

2.4- Penetrómetro "Hyson" operado por buzos.

El penetrómetro "Hyson" (fig.4.4), pesa 1.5 tons. y es sujeto- por lastre o anclado al fondo marino para ser operado por bu--

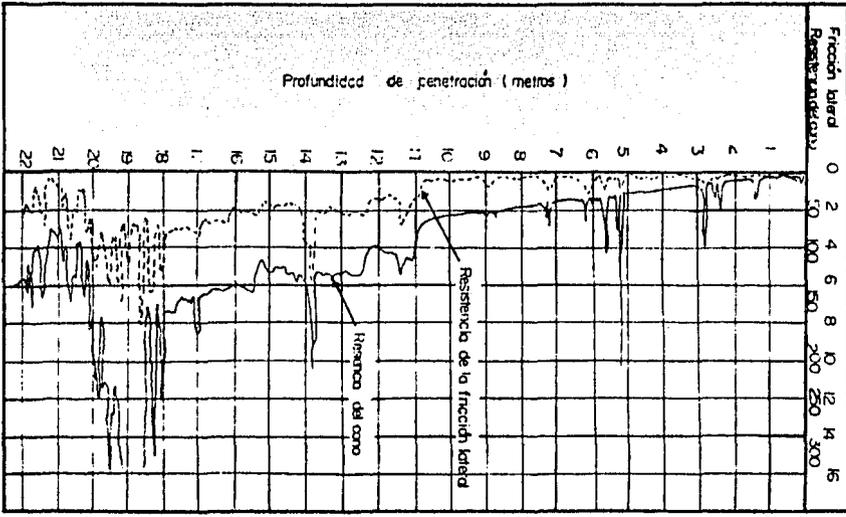


FIG.4.3 EJEMLO DEL DIAGRAMA OBTENIDO CON EL PENETROMETRO "SEACALF "

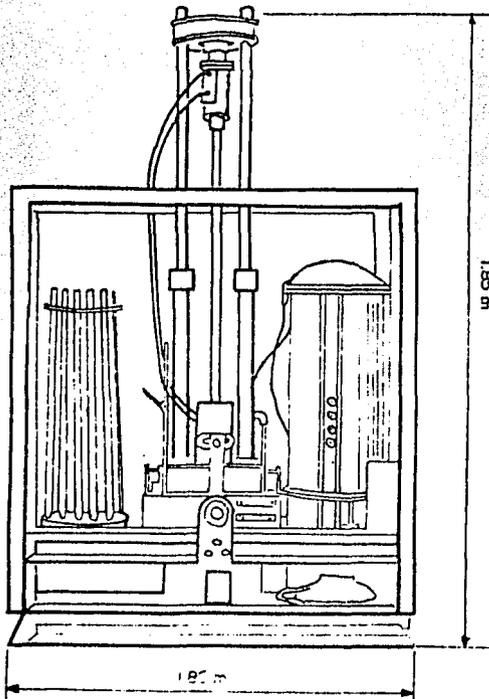


FIG.4.4 EL PENETROMETRO ESTATICO (HYSON)

zos, y consiste esencialmente de:

- Un dispositivo que da un empuje de 13 tons., formado por dos gatos hidráulicos.
- Una planta hidráulica central submarina, operada por un motor-eléctrico el cual recibe energías desde la superficie.
- Un armazón que carga los gatos, la planta de energía y un cargador para los tubos de barrenación.

El cono de penetración mide continuo y simultáneamente lo siguiente:

- El esfuerzo de punta.
- El esfuerzo total (esfuerzo de punta más esfuerzo de fricción lateral).

La celda de medición está conectada por un cable a una grabadora en el barco. Lo que constituye el equipo del penetrómetro-comprende en particular lo siguiente:

- Un dispositivo de sondeo hidráulico con un sistema de empuje, con un motor eléctrico sellado y una central de fuerza hidráulica.
- Un cargador tipo revólver que contiene 40 barrenos, de 1 m. de largo y 36 mm. de diámetro.
- Cono del penetrómetro y el calibrador de esfuerzo.

El penetrómetro "Hyson" puede ser implementado:

- Ya sea lastrando la unidad con unas 15 tons. de peso muerto.
- O bien, anclándolo al fondo marino por tornillos de anclaje.

2.5- Penetrómetro "NGI".

El Instituto Geotécnico Noruego (NGI) ha desarrollado un penetrómetro implementado desde una plataforma autoelevante (Jack - Up) por medio de tubos barrenadores.

El principio de operación es mostrado en la fig. 4.5. El cono de penetración es empujado dentro del suelo en pasos sucesivos por la acción de las varillas barrenadoras; la unidad consiste esencialmente de:

- Un módulo de 5 tons., guiado y movido por las varillas de ba--

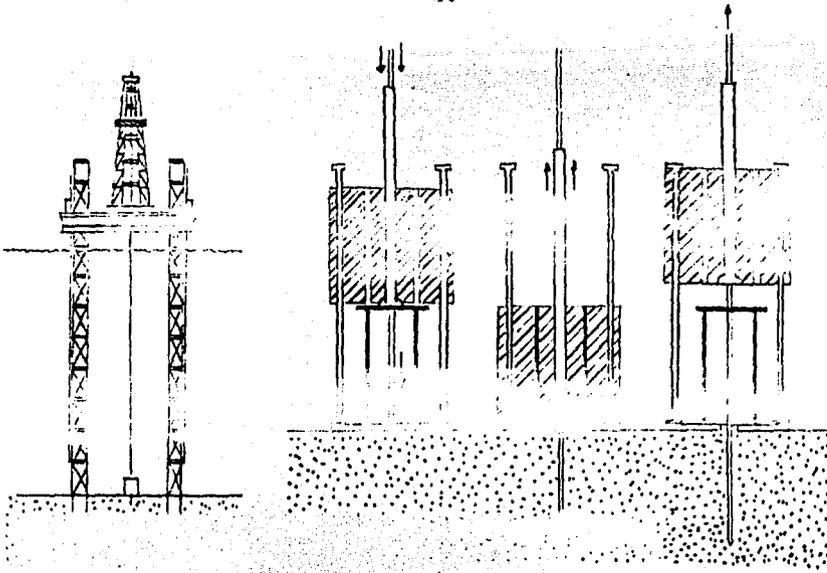


FIG. 4.5 ESQUEMA DEL POSICIONAMIENTO DEL PENETROMETRO NGI

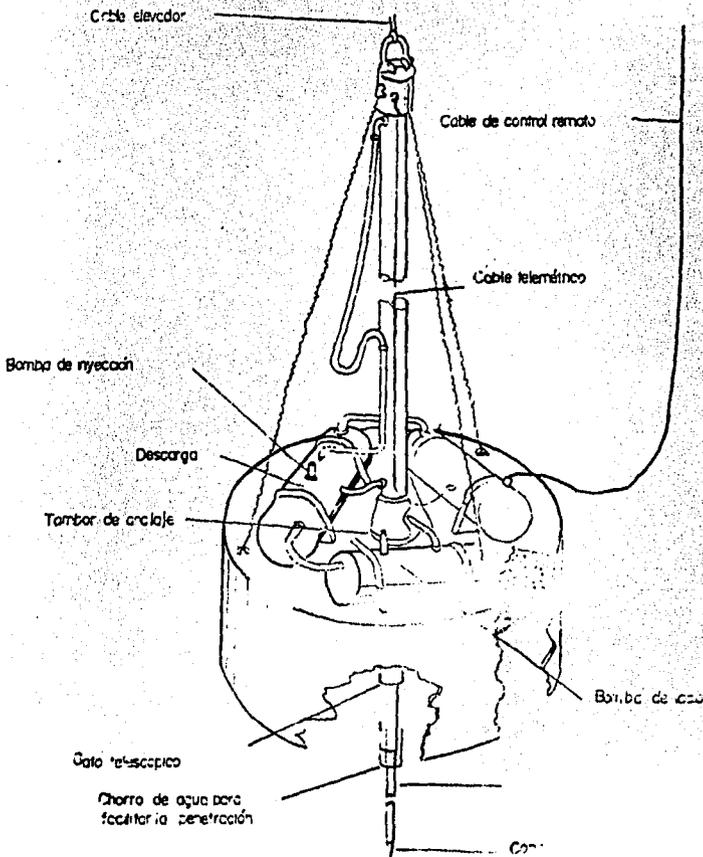


FIG. 4.6 CORTE ESQUEMATICO DEL PENETROMETRO TESCOPICO ("SHELL")

renación.

-Una varilla barrenadora de pequeño diámetro, que lleva el cono del penetrómetro y pasa a través de la varilla barrenadora principal.

La resistencia de punta es medida por medio de una celdilla -- eléctrica vibratoria.

2.0- Penetrómetro telescópico "Shell".

El penetrómetro construido por "Shell" en 1970 (fig.4.6) es resultado de la adaptación de:

-Un dispositivo de penetración telescópico.

-Un sistema de fijación submarino, que consiste de un tambor sujeto del suelo que funciona por medio de succión. La reacción necesaria para hacer penetrar el cono en el suelo, es absorbida por la fuerza de anclaje del tambor contra el fondo marino.

El sistema de medición consiste de dos celdas en forma de hilo-que miden continua y simultáneamente los esfuerzos de:

-La resistencia del cono R_p .

-La fuerza lateral de fricción f .

La unidad consiste esencialmente de:

-Un gato telescópico de tres piezas de 9 mts., que sostiene el cono del penetrómetro, el cual, es de dimensiones estándar (ángulo del cono = a 60° , diámetro = a 36 mm.).

-Un sistema para anclar la unidad al fondo marino consistente -- de un tambor de 3 mts. de diámetro que se sujeta al suelo por succión (alrededor de 3 tn/m^2), y que acomoda internamente:

-Un filtro para proteger la unidad de los sedimentos finos.

-Una bomba para la aplicación y mantenimiento constante de la -- presión negativa dentro del tambor.

-Una bomba de inyección para aflojar por efecto de chorro el terreno previamente cruzado por el cono de penetración y de este modo, reducir la fuerza de fricción del gato telescópico que -- va avanzando dentro del suelo.

La unidad pesa alrededor de 6 a 7 tons. y la reacción máxima de-

bido a la succión debajo del tambor puede alcanzar alrededor de 20 tons.

2.7- Unidades "Stingray" y "Seajak".

Los ingenieros de "Mc Clelland" y el Instituto Noruego Geotécnico, entre 1975 y 1976, desarrollaron dos unidades bastante similares una de otra, una llamada "Stingray" por "Mc Clelland" y la otra "Seajak" por NFI (fig. 4.7). Las dos unidades esencialmente consisten de una campana que sostiene unos gatos que descansan en suelo marino y que provee la reacción que hace posible la operación.

-Un penetrómetro (o algún otro dispositivo de medición como un presurímetro).

-Un muestreador operado a control remoto (por medio de alambres)

Las etapas que lleva el penetrómetro por medio de esta unidad -- comprenden las siguientes secuencias:

- 1o.- La campana es bajada al fondo y la varilla perforadora es bajada con ayuda del taladro guía.
- 2o.- El taladro es fijado al fondo mientras que el cono de penetración pasa a través de las varillas de perforación sujeto al taladro.
- 3o.- El cono es forzado a una penetración total por medio de los gatos, siendo registrado el esfuerzo de punta y de fricción por medios electrónicos y transmitidos a la superficie.
- 4o.- El cono y la varilla son removidos y la varilla perfora hasta el nivel de penetración del cono. La unidad está lista para repetir el ciclo de prueba del cono.

2.8- Uso de los penetrómetros modulares e interpretación de sus registros.

Los penetrómetros modulares son actualmente, el mejor medio para medir las características mecánicas de las arcillas consolidadas; en el caso de las arenas, sólo el penetrómetro permite mediciones significativas del esfuerzo cortante. Los penetrómetros son posiblemente los dispositivos de medición In Situ, con la alteración del suelo mínima. Sin embargo, en arenas de mediana densidad (peso seco = 1.5 a 1.6 tons./m³), la continua operación estática del penetrómetro, compacta el terreno debajo del cono, por lo cual se tendrán valores excesivos en la resistencia del cono.

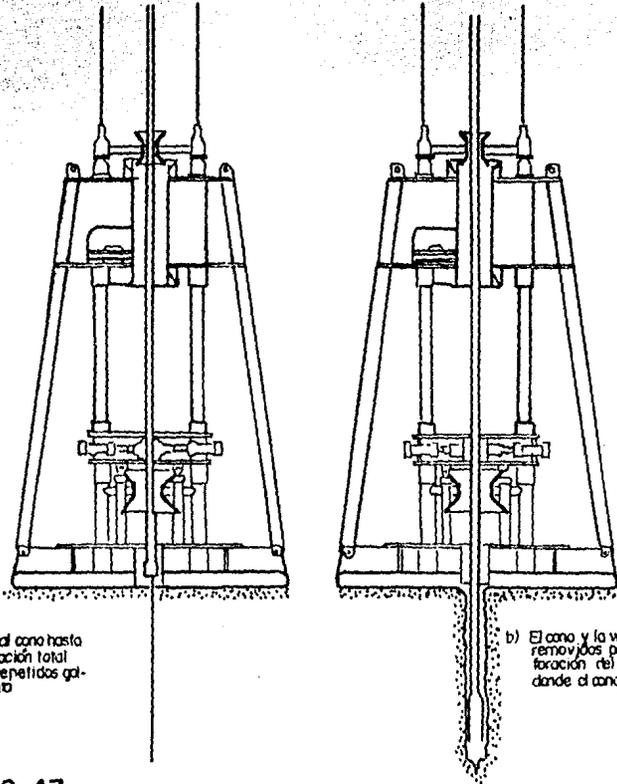


FIG. 4.7

SISTEMA DEL CONO PENETROMETRO PARA INVESTIGACIONES DE GEOTECNIA MARINA

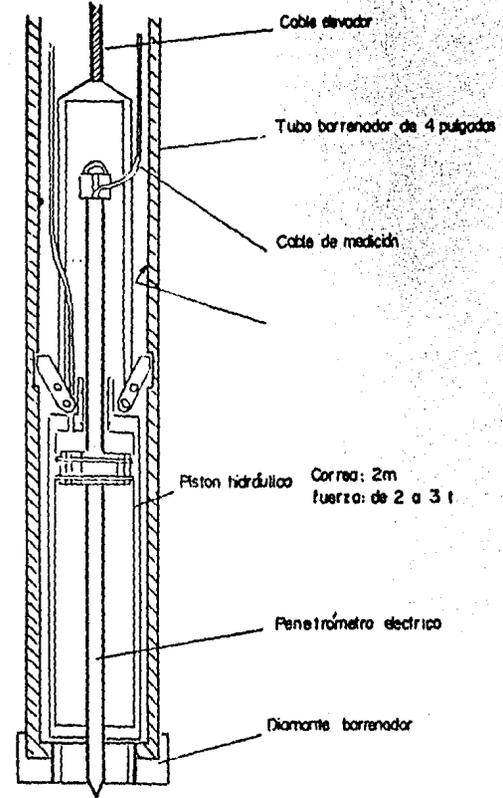


FIG. 4.8

DIAGRAMA ESQUEMATICO DEL PENETROMETRO (WISON)

El uso del penetrómetro está limitado por:

- La resistencia del fondo marino, pues la campana se hundirá dentro del suelo si la cohesión en la superficie del sedimento es menor de 2 ó 3 tons. por m².
- La presencia de bancos de guijarros o arenas altamente densas, donde R_p es mayor que 5 000 t/m², pues el cono no puede ser hincado.

En arenas, la resistencia de punta R_p se incrementa rápidamente con la densidad seca; en arcillas, la cohesión no drenada - C_u varía entre:

$$C_u = \frac{R_p}{10} \text{ a } \frac{R_p}{20}$$

De acuerdo con experimentos hechos en Europa, el esfuerzo cortante E_c estará dado por:

$$E_c = \frac{R_p - P(z)}{N_c}$$

Donde:

- N_c = 8 a 12 en arcillas rígidas.
- N_c = 12 a 20 en arcillas suaves.

Las lecturas del penetrómetro hacen generalmente posible la identificación de estratos delgados de suelo para valores de relación f/R_p. Si el esfuerzo R_p es mayor de 300 t/m², la clasificación de los suelos estará dada por la siguiente tabla debida a Begemann y que es generalmente aceptada:

0.6 menor f/R _p menor o igual 2% = Arenas
2.0 menor f/R _p menor o igual 4% = Limos
4.0 menor f/R _p menor o igual 8% = Arcillas

La interpretación de algunos "picos" muy marcados en las gráficas de la resistencia por la punta que aparecen frecuentemente, pueden ser explicadas por la presión estática de los guijarros en el frente del cono del penetrómetro y deben ser despreciados en la interpretación.

3.- PENETROMETROS ESTATICOS Y DINAMICOS A CONTROL REMOTO.

Actualmente, la Compañía "Fugro" opera un penetrómetro operado a través de alambres que corren por el interior de los tubos de perforación y que es conocido como el "penetrómetro estático Wison", discutiremos brevemente el principio de operación e implementación.

3.1- Principio y descripción de los penetrómetros estáticos -- Wison.

El "Wison" es un penetrómetro con un cono eléctrico (fig.4.8), operado por cables a través de los tubos de perforación de 4 ó 5 pulg.; la varilla penetra aproximadamente 20 cms. para ser recogida por medio de un cable. El penetrómetro consiste de :

- Un sistema para asegurar el dispositivo dentro de la parte baja de la varilla de perforación, el cual es operado por medio de un cable.
- Un gato hidráulico controlado desde la superficie con una capacidad de 3 tons. El pistón del gato, tiene una carrera de 2 mts. y lleva consigo el cono de penetración, el cual es removido manualmente después del izamiento del dispositivo a la superficie por medio de un cable.
- La planta hidráulica central para el funcionamiento del gato.
- Un dispositivo de registro conectado por cables eléctricos al cono.

3.2- Características del penetrómetro operado por cable.

Claro está que las características son idénticas a aquéllas indicadas por el método de perforación y muestreo operado por cables, siendo desplegadas las varillas del penetrómetro telescópicamente y la fuerza máxima reactiva que puede ser aplicada -- puede llegar hasta 3 tons.

La combinación de perforadoras controladas por cable y penetrómetro, hace posible la obtención de un perfil discontinuo de las propiedades mecánicas de las formaciones. El cono de penetración es hincado dentro del suelo a una velocidad de alrededor 1 m/min. en estratos de baja o mediana consolidación y perforando a través de estratos duros, donde la penetración del cono sería imposible.

La perforación antes de la penetración trae consigo una alteración considerable del suelo entre 0.5 y 1 mt. alrededor de la varilla perforadora. Esta alteración causada por la circula--

ción del fluido lubricante y la relajación del esfuerzo en el fondo del pozo de perforación, modifica parcialmente el perfil registrado por el penetrómetro.

La penetración máxima es limitada sólo por las posibilidades de perforación, el procedimiento hace posible cruzar cualquier estrato duro como arenas densas, guijarros, etc. La secuencia de operación del penetrómetro operada por cable es como sigue:

-Perforar un pozo hasta la profundidad seleccionada para registrar el perfil del penetrómetro.

-Bajar el penetrómetro controlado por un cable.

-Penetración del cono dentro del terreno (aproximadamente 2 mts.), bajo la acción de los gatos hidráulicos a control remoto.

-Izamiento del penetrómetro a la superficie y desmonte de la varilla.

-Perforar nuevamente a una profundidad mayor o igual a la penetración del cono (2 mts. debajo de la anterior perforación).

3.3- Implementación y limitaciones del penetrómetro "Wison".

El vínculo entre el fondo y la superficie consiste de varillas perforadas que por ser un vínculo rígido requiere una estricta posición del barco (tolerancia máxima de 2 mts. de excentricidad para 100 mts. de profundidad).

La profundidad de uso común del penetrómetro operado por cables, es similar a la de perforación y muestreo, es decir de 100 a 150 mts.; la profundidad máxima con los barcos que se cuenta actualmente, puede alcanzar los 130 mts. El método podría ser apropiado a profundidades de varios cientos de metros desde barcos equipados con posicionamiento dinámico.

El penetrómetro no podrá ser usado si la amplitud de ola es mayor de 2 mts. y corrientes mayores de 4 nudos, de lo contrario, se tendrá una alteración significativa de los registros del perfil del penetrómetro. El penetrómetro controlado por cables hace posible:

-Penetraciones considerablemente profundas, así como cruzar estratos resistentes mediante perforación.

-Si se requiere, puede hacer muestreos a ciertos niveles deseados.

El uso del penetrómetro "Wison" está limitado por:

- Su relativamente pequeña fuerza de reacción (3 tons.), que hacen por tanto, que la penetración sea imposible en estratos -- donde la resistencia del cono exceda las 2000 tons./m².
- Alteración causada por perforación, particularmente en arenas sedimentadas.

3.4- Apreciación geotécnica de los resultados obtenidos con el penetrómetro "Wison".

La interpretación de las gráficas, debe tomar en cuenta la posibilidad de alteración causada por la perforación primaria en el estrato. Esta alteración es causada por:

- La circulación del fluido de perforación particularmente en -- formaciones arenosas o aluviones; el uso de fluidos viscosos -- como el líquido de perforación proporciona menos distorsión.
- El relajamiento del esfuerzo alrededor del pozo.

El perfil del penetrómetro es de tipo discontinuo debido a que:

- El penetrómetro generalmente no puede realizar sondeos en todas las profundidades, particularmente en suelos altamente -- consolidados.
- La alteración elimina prácticamente la parte inicial del registro de esta secuencia.

Por estas razones se debe tener prudencia en la interpretación de los perfiles registrados.

4.- EL PRESURIMETRO DE MENARD E INTERPRETACION DE LAS MEDICIONES REGISTRADAS.

El presurímetro de Menard, es un dispositivo que fue diseñado -- inicialmente para estudiar las propiedades del suelo en tierra firme. La utilización de las técnicas del sistema han sido de -- serrolladas por varios años, permitiendo que éste sea usado -- igualmente para el reconocimiento de suelos en el mar.

4.1- Principio y descripción del presurímetro de Menard.

El presurímetro de Menard, (fig.4.9) esencialmente consiste de:

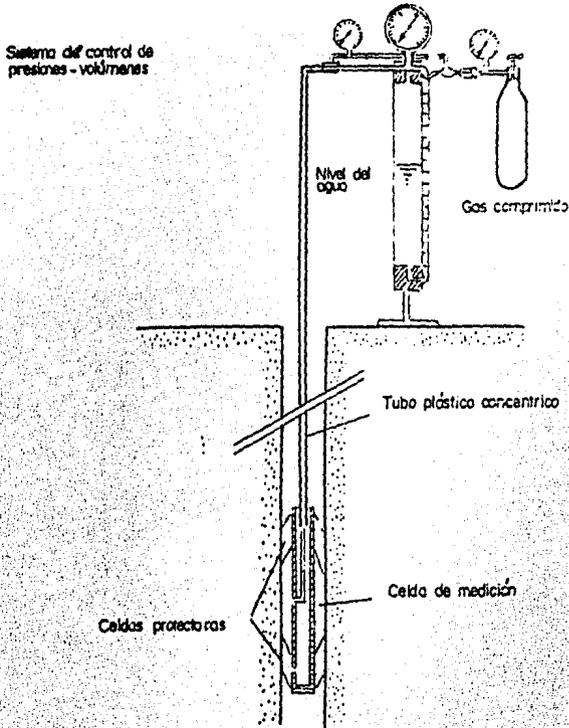


FIG. 4.9 DIAGRAMA ESQUEMATICO PRESURIMETRO DE MENARD

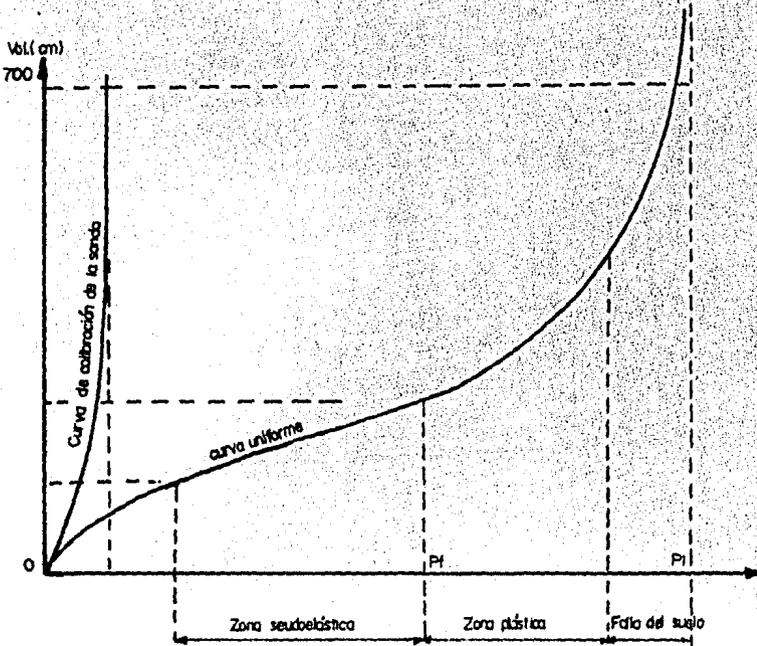


FIG. 4.10 DIAGRAMA TIPICO DEL PRESURIMETRO

- Una probeta (con expansión cilíndrica), que es bajada por el interior del tubo hasta el final de preferencia; la probeta sigue las deformaciones radiales del pozo de acuerdo con la presión aplicada contra las paredes.
- Una probeta de medición y un dispositivo de presurización -- que se lleva en la cubierta del barco, conectado a la probeta por medio de un tubo concéntrico flexible. El dispositivo -- permite medir la variación del volumen de la probeta y registrar la presión aplicada.

La prueba del presurímetro provee una relación de esfuerzo - de formación del suelo, en lugar de las condiciones de resistencia normales. Las características esenciales necesarias para el diseño de la cimentación, son entonces obtenidas por medio del análisis de la curva "esfuerzo-deformación" del terreno -- (fig.4.10); esas características son:

- El módulo de deformación.
- La presión máxima relacionada con la capacidad de carga del terreno.
- La presión de expansión.

La probeta del presurímetro comprende tres celdas expansibles:

- Una celda principal en el centro para medición, la cual opera inflándose con agua a una cierta presión p .
- Dos celdas protegidas en el final de la probeta, independientes de la principal e infladas con aire a una presión de 0.1 a 1 kgm/cm^2 , por debajo de la presión p .

Varios tipos de presurímetros han sido construídos, pero prácticamente el único usado en el mar es el de hoja metálica tipo "G", el cual consiste de un tubo de acero circundado por:

- Una cámara elástica formando la celda central de medición.
- Una membrana externa, también elástica, formando dos celdas secundarias y cubiertas con hojas de acero en forma de paraguas.

Este arreglo hace posible teóricamente, asegurar que el esfuerzo radial en la celda principal sea uniforme. La corrección inicial de la probeta, la cual es calibrada antes de ser colocada en el pozo es de alrededor de 2 kgm/cm^2 , para una máxima expansión tolerable.

4.2- Características del presurímetro de Menard.

Las dimensiones de las probetas adaptadas a diámetros iguales a los comunmente usados en Ingeniería Civil y caracterizados por su diámetro estandarizado son las siguientes:

El largo total de la probeta es de alrededor de 60 a 70 cm., y el largo de la celda central de medición es de 20 cm.

La máxima presión y expansión de las probetas depende del módulo usado. Con las probetas de hojas metálicas que son generalmente usadas en el mar:

-La presión máxima aplicada es de alrededor de 25 kgm/cm^2 .

-La máxima expansión corresponde a un volumen de alrededor de 700 cm^3 .

Las técnicas utilizadas con el presurímetro dependen de la naturaleza de los suelos, la profundidad del agua, etc. En el mar, la probeta es generalmente situada:

-Ya sea por vibrohincado desde el final del tubo de barrena---

nación.

-O bien, bajando ésta por cable a través de los tubos de perforación.

-O por hincado ordinario.

El presurímetro hace posible mediciones discontinuas de las características mecánicas de los suelos, generalmente a intervalos de 2 mts. La prueba normal del presurímetro ha de ser hecha por medio de una serie de aproximadamente 10 intervalos sucesivos del mismo valor hasta que la máxima presión es alcanzada; las lecturas de los valores son hechas respectivamente a intervalos de 15 segundos, 30 segundos y 1 minuto, después de presurizar la probeta en cada intervalo.

La prueba del presurímetro es, de esfuerzo cortante no drenado del suelo; la duración de la prueba standar no permite ninguna disipación de la presión interna resultante de la inserción de la probeta.

La profundidad de penetración depende del tipo de implementación y es, generalmente de 20 a 50 mts. y como máximo, entre 60 y 80 mts.

4.3- Implementación y limitaciones del presurímetro.

Mientras que el modo de operación del presurímetro está perfectamente definido, las técnicas de desarrollo tienen cambios -- considerables con el incremento de la profundidad del agua. -- Actualmente existen cuatro técnicas básicas diferentes que son:

- a). Tubo guía.- En este método el vínculo entre el fondo y la superficie es rígido y consiste de tubo fijado en una plataforma lateral e hincado dentro del suelo 7 u 8 mts. --- (fig.4.11). La varilla de inserción de la probeta del presurímetro, corre a través del tubo guía y es colocado mientras el instrumento penetra en la formación.
- b). Plomada.- Este método que está cayendo en desuso, sólo -- puede ser aplicado por medio de vibrohincado del presurímetro dentro del suelo. El vínculo entre el fondo y la superficie es de 2 mangueras semiflexibles. La aplicación de éste método está limitada por el peligro de que los cables se doblen y su penetración no es mayor de 30 ó 40- mts. por lo general.
- c). Vibrohincado anular.- Un flotador mantiene aproximadamente vertical los cables barrenadores que al final sujetan vibrohincador. El vibrohincador es sujeto alrededor de 2 ó 3 mts. arriba del fondo marino por medio de un tubo --- guía, y la penetración se lleva a cabo en etapas sucesivas.
- d). Técnica Kullenberg.- Consiste en dejar caer el tubo desde una altura predeterminada sobre el lecho marino, el cual penetra por gravedad. Por este método no es necesario -- que esté anclado el barco, el cual se moverá sin influir los resultados de la penetración.

La máxima profundidad compatible con la aplicación de técnicas de presurímetro depende del método y equipo usado, y el tipo -- de vínculo entre la superficie y el fondo marino.

En el caso de una conexión rígida, el reconocimiento podrá alcanzar una profundidad máxima de 100 mts., siendo de 60 a 70 -- mts. el rango óptimo. En este caso la amplitud de ola no debe ser mayor de 2 mts. (utilizando un barco de buena estabilidad) y las corrientes deberán ser menores de 3 nudos. En el caso -- de conexión flexible, la máxima profundidad que se podrá alcanzar será de 70 mts. siendo el óptimo entre 30 y 40 mts. En este caso, la campana autoestabilizadora descansa en el fondo y -- lleva un vibrohincador, el cual está sostenido cerca del fondo. El tirante de agua puede lograr profundidades entre 200 y 300- mts.

Las condiciones de localización de la probeta del presurímetro

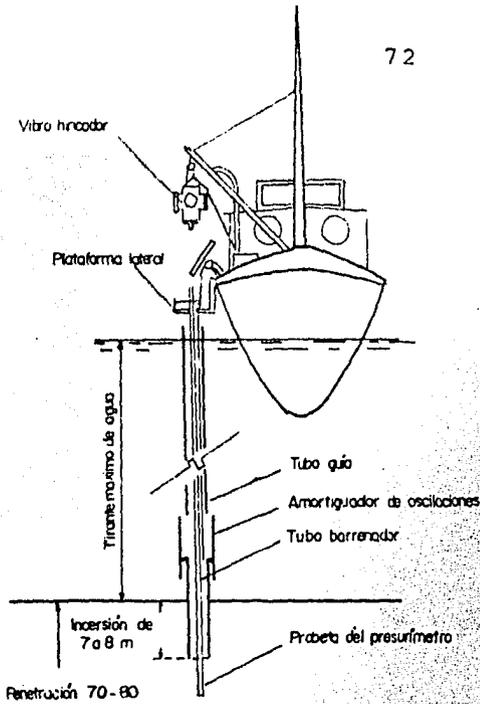


FIG. 4.11 IMPLEMENTACION DEL PRESURIMETRO APLICANDO EL TUBO GUIA.

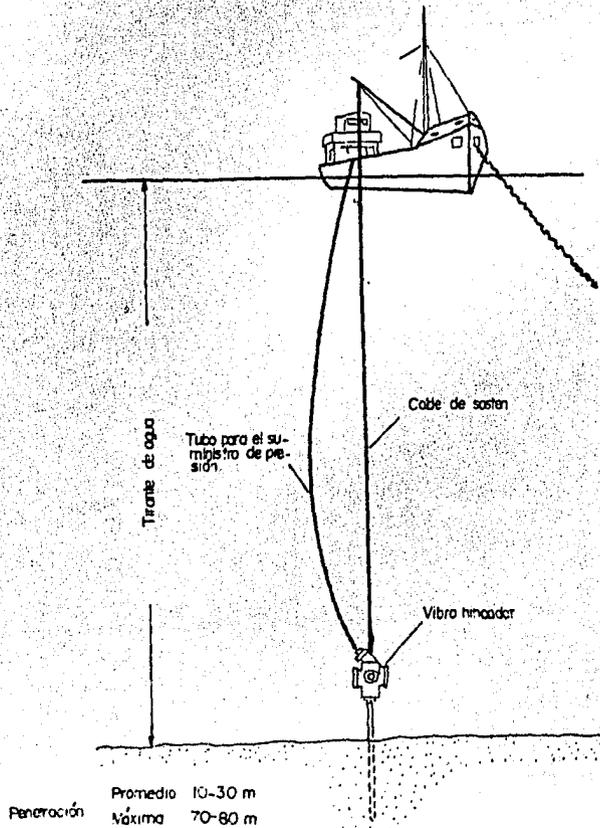


FIG. 4.12. IMPLEMENTACION DEL PRESURIMETRO USANDO EL METODO DE LA FLOMADA

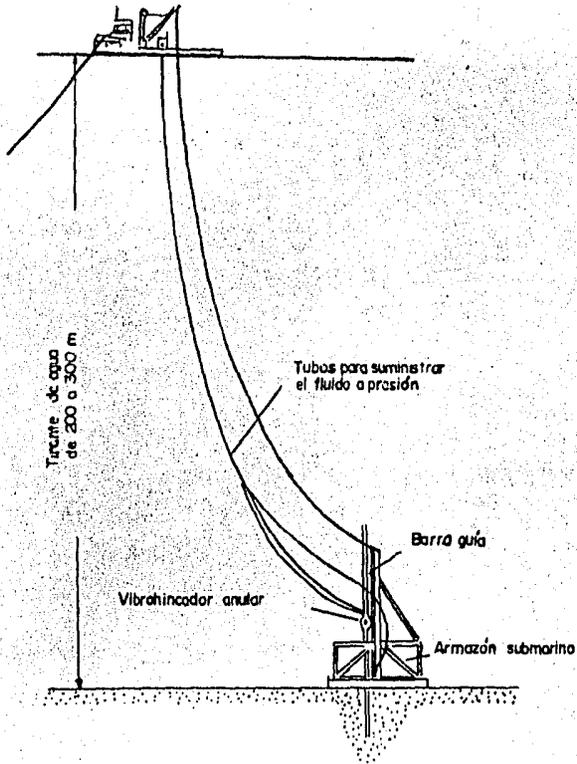


FIG. 4.13

IMPLEMENTACION DEL PRESURIMETRO USANDO UNA CAMPANA SUBMARINA.

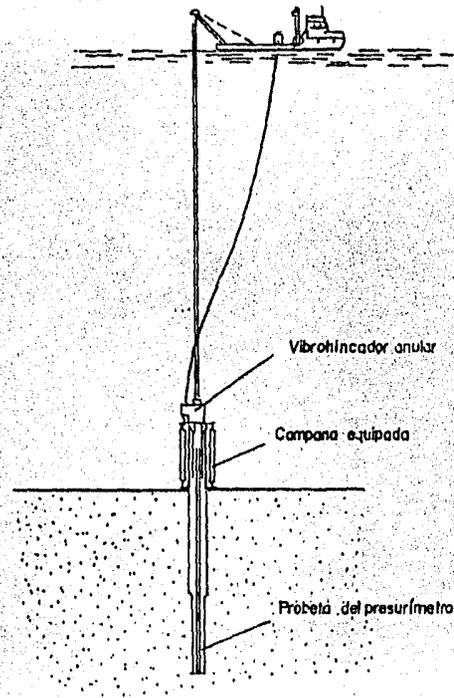


FIG. 4.14

IMPLEMENTACION DEL PRESURIMETRO UTILIZANDO UN VIBROHINCADOR ANULAR.

son un factor de primera importancia en lo que se refiere a la calidad de los registros hechos.

En arcillas y arcillas consolidadas, la ejecución de un pozo-a priori para introducir el presurímetro, resulta en una alteración mínima del suelo y la prueba puede ser hecha bajo condiciones satisfactorias. En lodos o arcillas suaves, la penetración de la probeta por vibrohincado o martillo es acompañada por un efecto de "golpeo" del terreno, lo cual resultará en una reducción del esfuerzo cortante. Sin embargo, en vista de las dificultades de muestreo representativo, la prueba del presurímetro hará posible obtener una indicación realista de las propiedades del suelo.

En arenas, el vibrohincado de la probeta es acompañado por la desorganización de la estructura del terreno cerca de las paredes, que resulta más o menos acentuado, dependiendo de la densidad en el ciclo.

4.4- Interpretación y aplicación de los resultados obtenidos con el presurímetro.

Lo siguiente puede ser deducido del diagrama del esfuerzo-deformación (presión - volumen) del presurímetro:

- Módulo de elasticidad del suelo "E".
- Límite de presión "P_l".
- Presión inicial del suelo en reposo "P_o".
- Límite elástico "P_f".

Las dos primeras magnitudes constituyen las características fundamentales del suelo, las últimas dos no están envueltas en el uso normal de los estudios de estabilidad. El módulo de elasticidad "E" medido, es una representación de las características de esfuerzo en la fase pseudoelástica de la prueba y está definida por la relación:

$$E = K \left(\frac{dP}{dv} \right)$$

donde K, es una constante geométrica del presurímetro, dP y dv son variaciones de presión y volumen en la fase pseudoelástica de la prueba.

El módulo E juega un papel importante en el cálculo de la rigidez de la cimentación y de la estabilidad de los pilotes bajo el efecto de cargas horizontales; el límite de presión P_l por -

definición corresponde al estado extremo de ruptura del terreno sujeto a esfuerzo uniforme y creciente contra la pared de una cavidad cilíndrica, el valor límite de presión P_1 equivale a la abscisa del máximo de la curva del presurímetro. Estas características mecánicas, están relacionadas en todos los cálculos de la estabilidad de la cimentación usando métodos de presurímetros.

No hay relaciones teóricas simples entre el límite de presión P_1 y las características mecánicas convencionales de los suelos. Sin embargo, en arcillas de una consolidación normal, la fórmula siguiente dará una aproximación inicial aceptable:

$$P_1 - P_0 = 5.5 C_u$$

donde C_u designa la cohesión no drenada del suelo. Para diferentes formaciones, las siguientes relaciones existirán entre P_1 y la resistencia de penetración del cono R_p :

$$\text{Arcillas } R_p/P_1 = 3 \text{ a } 6$$

$$\text{Limos } R_p/P_1 = 5 \text{ a } 7$$

$$\text{Arenas } R_p/P_1 = 7 \text{ a } 9$$

La forma de la curva (presión - volumen), depende del presurímetro usado, así como de la consolidación de la formación y de la rigidez de la probeta usada. No siempre es posible adaptar la probeta del presurímetro a la naturaleza de los suelos, particularmente en el caso de estratos altamente heterogéneos.

En el caso de probetas de "envoltura metálica" usadas en sondos a través de estratos con características muy diferentes, uno obtiene:

-En suelos suaves, una curva gruesa comparable a la curva de calibración de la probeta; esto resulta en inexactitud tanto de "E" como en P_1 (fig.4.15).

-En suelos de mediana consolidación, una curva de forma convencional determina a partir de E y P_1 , la cual será satisfactoria.

-En suelos consolidados o altamente consolidados, una línea sin ninguna curvatura definida, el límite de presión es pobremente determinado.

Los resultados de la prueba del presurímetro (límite de presión P_1 y módulo E), están relacionados con el diseño de cimentaciones, por el método TLM. La fig. 4.16 da un ejemplo de los diagramas de E y P_1 , en función de la profundidad, a través de estratos sumamente diferentes. La prueba del presurímetro

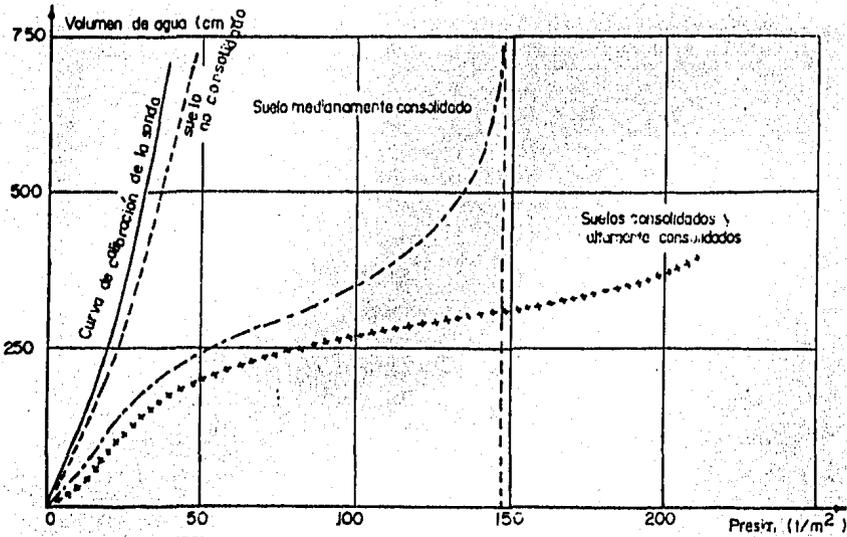


FIG 4.15 DIFERENTES TIPOS DE CURVAS OBTENIDAS CON EL PRESURIMETRO EN SUELOS CON DIFERENTE GRADO DE CONSOLIDACION.

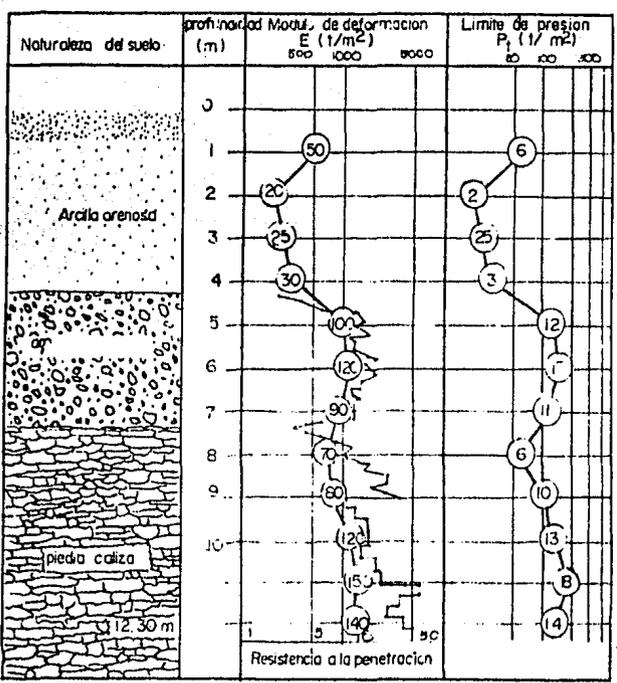


FIG. 4.16

EJEMPLO DE "LIMITE DE PRESION Y MODULOS DE DEFORMACION"

determina solamente las propiedades mecánicas del suelo en dirección horizontal; para el cálculo de la capacidad de carga - y el asentamiento de las estructuras, será necesario considerar el espesor del estrato, su anisotropía y su heterogeneidad. Para el cálculo de los pilotes sujetos a cargas horizontales, - el presurímetro es probablemente el mecanismo ideal.

El presurímetro es el único instrumento In Situ capaz de medir directamente las características de deformación del suelo. El módulo del presurímetro (que no está ligado directamente con el módulo triaxial) permite que el asentamiento del suelo pueda ser calculado.

5.- VELETA A CONTROL REMOTO PARA MEDICION DEL ESFUERZO CORTANTE IN SITU.

De los diversos instrumentos para medición In Situ de las características mecánicas de los suelos, sólo la veleta da el valor del esfuerzo cortante no drenado. Aunque muy difundidas - para el reconocimiento del suelo en tierra, la veleta es aplicada escasamente en el mar debido a la dificultad de ejecución a cualquier profundidad. En la actualidad la veleta desarrollada por "Mc Clelland Engineers Inc" es prácticamente la única unidad de reconocimiento de este tipo en uso.

5.1- Principio y descripción de la veleta.

La veleta desarrollada hace algunos años por "Mc Clelland Engineers Inc" es operada por cables que corren por el interior de los barrenos desde barcos equipados previamente para dicho propósito. El proceso de la prueba es como se indica a continuación:

El tubo es hincado alrededor de 60 cms. sobre la elevación seleccionada para medir el esfuerzo cortante por medio de la veleta; después de levantar el tubo aproximadamente 2 mts. del lugar de inserción, la veleta es bajada por cables a través de los tubos (fig. 4.17), la cual consiste de dos hojas rectangulares arregladas en forma de cruz que son empujadas rápidamente dentro del terreno a la profundidad deseada a control remoto desde la superficie. El suelo se hace fallar por rotación de la herramienta y el esfuerzo cortante es deducido del momento de torsión medio.

El dispositivo comprende dos motores eléctricos (fig. 4.18); - uno opera el sistema para hincar la herramienta dentro del suelo, y el segundo hace girar la veleta. El torque del motor es transmitido a la veleta por medio de una varilla de acero, si-

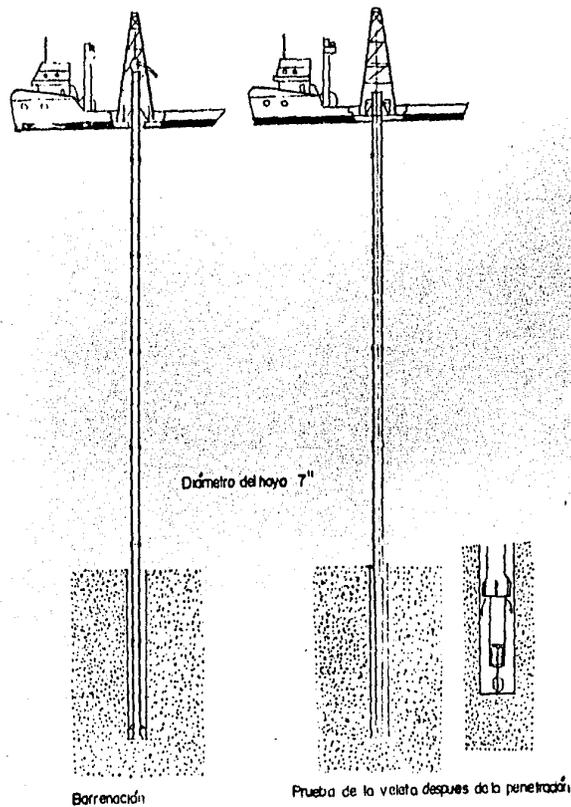
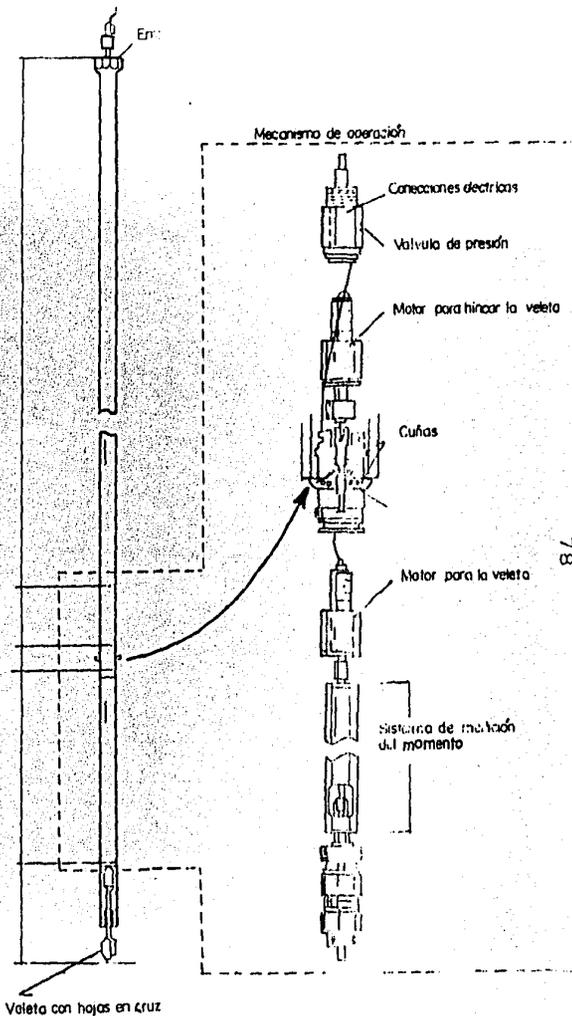


FIG. 4.17

IMPLEMENTACION DE LA VELETA A CONTROL REMOTO



78

FIG. 4.18.

DIAGRAMA DE LA VELETA A CONTROL REMOTO DESARROLLADA POR "MC. CLELLI SUEDES INC"

guiendo el momento torsionante, proporcional al esfuerzo cortante del suelo.

5.2- Características de la veleta.

La veleta mide las características mecánicas del suelo discontinuamente, los intervalos entre mediciones son normalmente de 1 a 2 mts. El uso alternado de la veleta y el muestreador, permite un reconocimiento simultáneo de la naturaleza de las formaciones y el grado de alteración causado por el muestreo.

El hincado rápido de la veleta dentro del suelo permite reducir la alteración pero deja fuera de control el incremento de la presión de poro, particularmente en arcillas suaves y sensitivas.

La velocidad de rotación de la herramienta podrá variar entre 0.15 y 0.90 grados por segundo; esta velocidad es seleccionada para dar una ruptura al suelo en aproximadamente 2 minutos. Gracias a la velocidad de la prueba, la presión de poro no es disipada, siendo una prueba al cortante no drenada.

La torsión registrada en términos de ángulo de rotación θ de la veleta, con una velocidad angular constante, va al máximo correspondiente al valor de la cohesión no drenada del suelo C_u (fig. 4.19).

La máxima profundidad para reconocimiento usando la veleta a control remoto puede ser raramente mayor de 100 mts.

5.3- Características geotécnicas deducidas por medio de la veleta.

La veleta mide el esfuerzo cortante no drenado en suelos blandos, donde el muestreo no alterado por medio de corazones es muy difícil si no es que imposible. Entre los dispositivos In-Situ de reconocimiento de suelos, sólo la veleta puede medir la cohesión no drenada del suelo directamente sin fricción. Sin embargo, el valor de C_u de este modo obtenido, no representa una característica del suelo, sino que depende de la presión de poro, que no es medida.

El uso de la veleta en general, está limitado al reconocimiento de suelos cohesivos ($\phi = 0$) de relativamente baja consolidación. Además, su uso estará limitado a suelos cuyo esfuerzo cortante está por debajo de las 10 tons./mt.², debido al bajo torque aplicado a la herramienta.

El ángulo de fricción ϕ del suelo cortado por la veleta se pre-

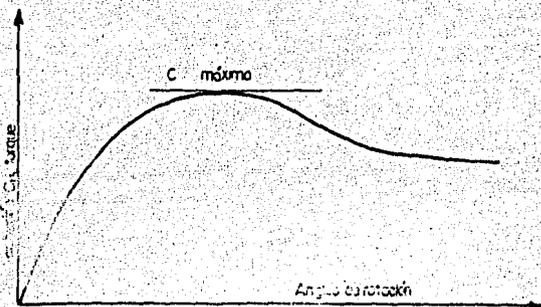
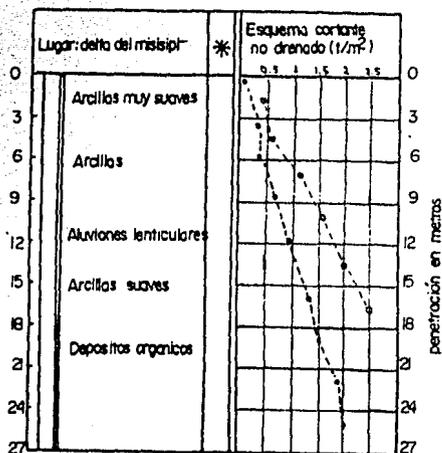


FIG. 4.19

RELACION ENTRE EL TORQUE MEDIDO MEDIANTE LA VELETA Y EN ANGULO DE ROTACION



* Número de golpes

Muestra de 2-1/4"
 Penetración de 0.60m
 Peso del martillo 80 kg
 Altura de caída : 1.5

Esfuerzo cortante

- medido mediante una prueba triaxial en coraciones 2
- medido por medio de la veleta control remoto.

FIG. 4.20

COMPARACION DEL ESFUERZO CORTANTE OBTENIDO DE UNA PRUEBA TRIAXIAL Y DE LA VELETA A CONTROL REMOTO.

supone que es cero o despreciable; la cohesión no drenada C_u del suelo es entonces calculada sobre la base del máximo torque aplicado al área envuelta por la rotación de las cuchillas.

El esfuerzo cortante del suelo medido con la veleta, depende en cierta medida, de la velocidad de rotación de la herramienta, - debido a la naturaleza no drenada de la prueba; así como de las dimensiones de las cuchillas, las cuales son seleccionadas de acuerdo con la consolidación del suelo.

Debido a que la veleta mide el esfuerzo cortante del suelo en dirección horizontal y por la anisotropía del mismo, este esfuerzo es normalmente menor al esfuerzo cortante en dirección vertical medido por medio de corazones, que generalmente es el relacionado con la estabilidad de cimentaciones profundas. Por otra parte, tenemos que el suelo puede ser alterado: por la circulación del fluido durante las perforaciones preliminares, por lo cual, sería indispensable parar la perforación por lo menos 0.60 mts. arriba de la elevación escogida para hacer las mediciones; así como por el hincado de la veleta, trayendo consigo la ruptura parcial del terreno y un incremento no medido en la presión inicial.

El esfuerzo cortante de suelos de baja consolidación, es deducido a partir de la prueba de veleta, así como de las mediciones de laboratorio en corazones extraídos por muestreo a control remoto durante la misma perforación.

Es apreciable que, la alteración del suelo resultante del uso de la veleta es generalmente menor que el causado por el muestreo (fig. 4.20). Análisis de los resultados de las pruebas para pilotes han demostrado que, el esfuerzo cortante de suelos arcillosos deducido de las pruebas de veleta, está sobreestimado en alrededor de 50%. Estas observaciones confirman la dificultad de apreciar la fuerza de fricción lateral en pilotes, sobre la base de cohesión no drenada C_u medida bajo condiciones variantes.

Sin embargo, las correlaciones propuestas por Matlock, indican que la prueba de la veleta es el mejor camino para determinar las curvas de carga - desplazamiento (curvas $p - y$) de las cimentaciones marinas piloteadas sujetas a cargas laterales. Por otra parte, están siendo realizados estudios, para estimar las fuerzas de ruptura de anclaje, en base al esfuerzo cortante de la superficie del suelo medido con una pequeña penetración de la veleta sobre el fondo.

V.-Diseño de la cimentación.

1.- INTRODUCCION.

Desde hace tres décadas, una gran cantidad de plataformas sobre pilotes han sido instaladas en el mar y cada vez a mayores profundidades, en nuestros días hasta 300 mts. La estructura metálica colocada en el lecho marino (fig. 5.1) es asegurada por medio de pilotes que pueden ser hincados a profundidades hasta de 100 mts. El largo total de la estructura puede exceder por tanto los 250 mts.

Los principios básicos de diseño para la cimentación de estructuras marinas piloteadas son similares a los usados para el diseño de cimentaciones profundas en tierra. Sin embargo, el problema es complicado por tres tipos de consideraciones:

- Las cargas soportadas por cada pilote de una plataforma marina son comúnmente del rango de 2000 a 3000 tons., considerablemente mayores a aquéllas que usualmente son aplicadas en cimentaciones en tierra firme.
- El largo de los pilotes es considerablemente superior a los pilotes hincados para estructuras en tierra.
- El conocimiento del suelo en el mar es invariablemente limitado debido al elevado costo de las operaciones, y la información obtenida es tomada cautelosamente debido a las frecuentes condiciones adversas de operación durante la campaña de reconocimiento.

Lo siguiente será examinado en el presente capítulo:

- Los problemas geotécnicos suscitados por la colocación y estabilidad de plataformas sobre pilotes.
- La necesidad de reconocimientos geofísicos, geológicos y geotécnicos antes de la colocación de la plataforma sobre pilotes.
- El principio de los métodos de diseño para cimentaciones de plataformas sobre pilotes desde el doble punto de vista de cargas estáticas verticales y solicitaciones horizontales.

2.- PROBLEMAS GEOTECNICOS REFERENTES A LA ESTABILIDAD DE UNA PLATAFORMA SOBRE PILOTES.

Los problemas geotécnicos que se presentan en plataformas piloteadas de interés son, la colocación de los pilotes, y la estabilidad de la plataforma bajo el efecto de cargas estáticas y de las solicitaciones dinámicas.

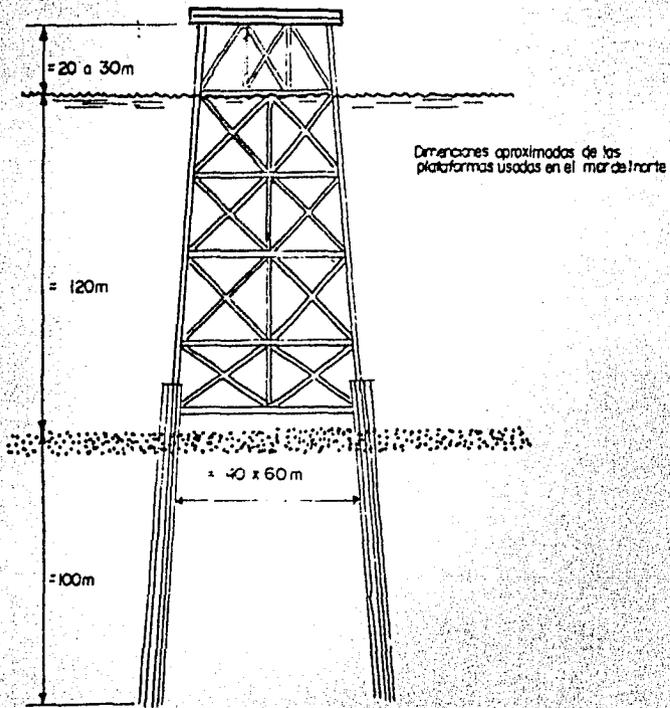


FIG.5.1 DIAGRAMA DE UNA PLATAFORMA SOBRE PILOTES

2.1- Estabilidad de la plataforma sobre pilotes.

El estudio de la estabilidad de una plataforma puede ser reducido al estudio de la estabilidad de los pilotes parcialmente incertados en el suelo (fig. 5.2) y que se caracteriza por lo siguiente:

- La capacidad de carga de los pilotes a compresión y resistencia a la tensión.
- El comportamiento de los pilotes y el suelo bajo el efecto de solicitaciones laterales.
- La posibilidad de licuefacción del suelo durante el hincado, - de lo cual dependerá la capacidad inicial de carga.
- El riesgo de erosión cerca de los pilotes.

Capacidad de carga y fuerza de tensión de un pilote.

La capacidad de carga de un pilote es calculada a partir del - esfuerzo cortante del suelo. Dependiendo de la técnica usada para el reconocimiento del suelo, el esfuerzo cortante es definido por cualquiera de los siguientes parámetros:

- El esfuerzo cortante determinado en el laboratorio después de la disipación de la presión.
- El esfuerzo cortante no drenado Su medido en laboratorio o In Situ.
- La resistencia de punta y la fricción lateral medida continuamente con un penetrómetro.
- El límite de presión deducido de una prueba del presurímetro.

La capacidad de carga de un pilote depende de su diámetro y de su profundidad a la cual fue hincado dentro del suelo.

La fuerza de tensión en un pilote (prueba de tensión) es invariablemente menor que la capacidad de carga (bajo compresión). Sin embargo, se puede ver que mientras la capacidad de carga - está sujeta a diversas incertidumbres, la evaluación de la fuerza de tensión es mucho más imprecisa y justifica el extremadamente conservador valor máximo a las fuerzas laterales de fricción en particular.

Estabilidad de un pilote bajo el efecto de fuerzas laterales.

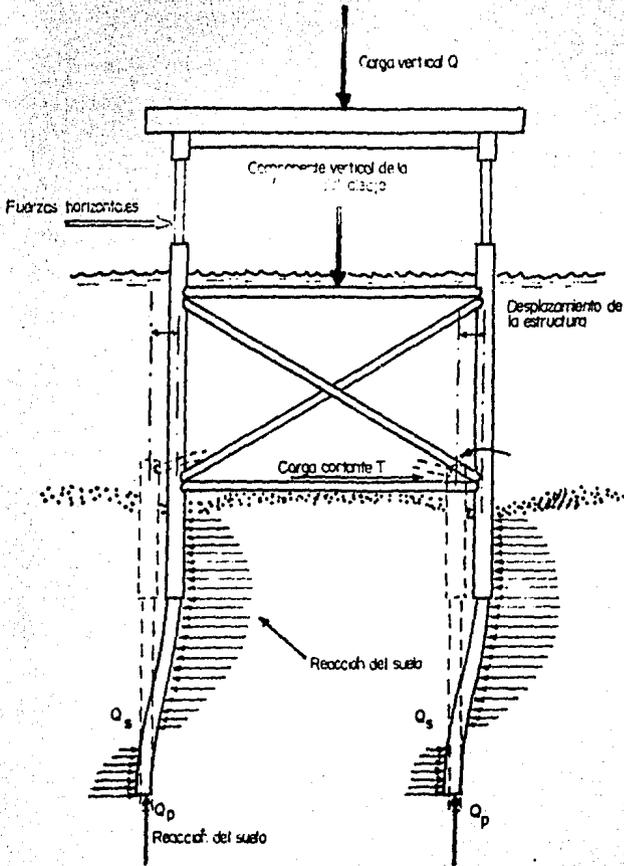


FIG. 52 CARGAS A LAS CUALES ESTA SUJETA UNA PLATAFORMA SOBRE PILOTES

La reacción del suelo a movimientos laterales de un pilote sujeta a cargas horizontales es caracterizada por la curva de esfuerzo - deformación del suelo, y por lo tanto para un esfuerzo dado, su módulo de deformación. En la actualidad, la representación de las propiedades del suelo es extremadamente difícil, los módulos medidos dependen de las condiciones experimentales, la alteración del suelo, velocidad de aplicación de las cargas, etc.

El espesor de los pilotes está en función de cargas horizontales, el cual varía entre 2.5 y 5 cms., siendo considerablemente mayor en el fondo del mar donde el momento de volteo es máximo. La longitud insertada afectada por las cargas horizontales es por lo general, menor de 20 mts.

Licuefacción del suelo debido a la fuerza de hincado y su recuperación.

La influencia de los impactos cuando son hincados los pilotes puede causar pérdidas en suelos sensitivos a la licuefacción -- (suelos poco compactados), resultando en una considerable reducción en el esfuerzo cortante (temporal) y por lo tanto en la capacidad de carga. Las dificultades encontradas inevitablemente al colocar plataformas en suelos blandos pueden ser explicadas en particular, por la licuefacción del suelo al ser hincados los pilotes.

Después que el hincado es parado, el suelo recobra a velocidad variable su resistencia, de este modo se alcanzará un esfuerzo cortante y módulo de elasticidad bastante rápido. La duración requerida para una "recuperación" completa de las características mecánicas iniciales depende principalmente de la sensibilidad y trixotropía del suelo.

Socavación cerca de los pilotes.

La socavación cerca de los pilotes es una función compleja de un número de parámetros, de los cuales los más importantes son:

- La naturaleza de los sedimentos.
- La velocidad de las corrientes y la amplitud de las olas.
- El diámetro de los pilotes y la distancia entre ellos.

La socavación trae como resultado: la reducción de la profundidad inserción y por ende, la reducción de la capacidad de carga del pilote; así como la reducción de la estabilidad ba-

jo cargas laterales.

2.2- Hincado de pilotes.

La mayoría de las fórmulas para el hincado de pilotes están basadas en la ley de movimiento de Newton de este modo:

$$Wh = Ps + \text{pérdidas de energía}$$

siendo:

W = el peso del martillo.

h = altura de la caída libre del martillo.

P = resistencia del pilote.

s = distancia que penetra el pilote por el golpe.

de donde:

$$P = \frac{Wh - \text{pérdidas}}{s}$$

Un método sencillo de dar margen a las pérdidas es incrementar la distancia s, en una cantidad C donde C = a 2.5 mm. para martillos de vapor y C = a 25 mm. para martillos de caída libre.

De este modo:

$$P = \frac{Wh}{s + C}$$

$$Pa = \frac{Wh}{F (s+C)}$$

siendo:

Pa = carga permisible del pilote.

F = factor de seguridad.

Mientras que esta fórmula proporciona información a cerca de la capacidad del pilote a ser hincado, ésta no toma en cuenta el estado de esfuerzo del pilote durante el hincado. Además la aplicación de esta fórmula será más dudosa a medida que las dimensiones se incrementen.

Para pilotes de gran longitud, el único método satisfactorio de análisis es por medio de la ecuación de onda; el impacto del --

martillo en la parte superior del pilote, genera una onda de compresión que se propaga hacia abajo. En la parte del pilote que se encuentra bajo tierra, la amplitud de la onda es disipada gradualmente debido a la fricción; la energía que no es disipada hace bajar al pilote un poco más en cada ciclo.

Los martillos usados para hincar pilotes pueden ser de dos tipos:

- a) Martillo de vapor.- Cuya frecuencia de golpeo es función de la cantidad de vapor inyectado. Por lo general es aproximadamente de 1 golpe por segundo.
- b) Martillo Diesel.- Su frecuencia de golpeo puede alcanzar los 2 golpes por segundo.

La elección del martillo para el hincado está gobernada por la profundidad a la cual se va hincar y el esfuerzo máximo -- aceptable en el pilote; si el martillo es muy pequeño, la profundidad de hincado no será alcanzada y si es muy grande, el esfuerzo generado en el pilote será inaceptable.

Durante el hincado, ciertos suelos suaves o sensitivos se licúan alrededor del pilote, resultando en una pérdida (desaparición temporal) de la fricción lateral. Este fenómeno debe evitarse.

De vez en cuando el proceso de hincado es detenido, para soldar una nueva sección de tubo por ejemplo, el esfuerzo en el suelo al reanudar el hincado es considerablemente mayor debido a la recuperación del suelo. El tiempo para soldar un pilote de 1,2 mts. (48 pulg.) varía entre 4 hrs. (espesor del tubo de 25 mm.) a 7 hrs. (espesor de 38 mm.) aproximadamente. La recuperación del suelo será benéfica, cuando ésta permita alcanzar el límite de fuerza de apoyo para la estructura. -- Por el contrario, puede hacer imposible que se alcance la capacidad de apoyo, debido a la imposibilidad de que el pilote penetre más, a menos que se cambie el martillo por uno -- más pesado.

El grado de "recuperación" depende de la sensibilidad del suelo arcilloso; en arcillas normalmente consolidadas, el hincado provoca una alteración considerable. Una vez que se detiene el proceso de hincado, el suelo gradualmente recobra su estado original. El incremento de la capacidad de carga de un pilote hincado en arcillas normalmente consolidadas comúnmente alcanza un factor que varía entre dos y cinco.

El diseño numérico del programa para el hincado requiere del conocimiento de las características de: el martillo, los accesorios para el hincado, el pilote y el suelo. Este programa-

proveerá:

- a) La resistencia del suelo al hincado. Una gráfica R_u en términos del número de golpes del martillo por unidad de longitud de inserción del pilote (fig. 5.3) bajo varias condiciones de hincado.
- b) El esfuerzo en diferentes secciones del pilote. El esfuerzo en el pilote está en su máximo inmediatamente debajo del martillo.

Los resultados del cálculo muestran que el máximo esfuerzo del suelo, obtenido por una combinación de pilote - martillo, varía poco después de una cierta energía de hincado, caracterizada por el número de golpes del martillo por unidad de longitud de penetración del pilote. La figura 5.3 muestra el resultado del análisis hecho para un martillo del tipo "0-20", desarrollando una energía de 8.1 Tn x m.

También, entre los parámetros que influyen el programa de hincado, el espesor del pilote tiene un papel predominante.

Debe notarse que el programa de hincado no da ninguna indicación de la capacidad estática del pilote, la cual deberá determinarse necesariamente a partir de fórmulas desarrolladas para ese propósito.

2.3- Descripción de la cimentación de una plataforma sobre pilotes.

El número de pilotes, sus dimensiones y su disposición varían de una estructura a otra; aquí solo trataremos de describir -- las estructuras usadas en nuestro país, debido a las condiciones de nuestros suelos así como nuestro clima y meteorología.

Esencialmente lo que gobierna la elección del tipo de cimentación es el nivel de las cargas verticales y horizontales, el tipo de plataforma construido en el Golfo de México, está diseñado para suelos poco consolidados y condiciones oceanográficas promedio (amplitud de ola para un período de retorno de -- 100 años menores de 15 mts.).

En el caso de plataformas de dimensiones largas estas cimentaciones consisten de cuatro a ocho pilotes principales, que penetran de 80 a 100 mts. dentro de la tierra. De acuerdo con su diseño se caracterizan por:

-Una fuerza reactiva independiente en cada pilote; los pilotes principales se encuentran separados de 12 a 20 mts. y los pi-

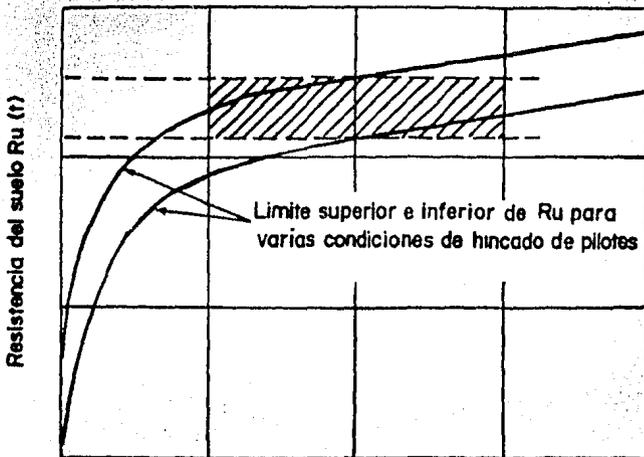


FIG.5.3 CURVAS DEL LIMITE DE RESISTENCIA DEL SUELO PARA EL HINCADO DE PILOTES

lotes de orilla se encuentran separados de 8 a 10 mts. de los pilotes principales.

- Una considerable concentración de cargas debido al reducido número de pilotes; obviamente esto trae como consecuencia in variablemente, movimientos significativos de la estructura.
- Por lo menos un factor de seguridad de 1.5 respecto a la esta bilidad bajo cargas cíclicas.

3.- RECONOCIMIENTO DEL FONDO MARINO PARA LA COLOCACION DE UNA PLATAFORMA SOBRE PILOTES.

La exploración del suelo antes de colocar una plataforma sobre pilotes o para cualquier tipo de estructura marina, deberá ha cerse mediante aproximaciones sucesivas. Un reconocimiento -- completo del lugar frecuentemente se hace de 2 a 4 años antes de colocar la estructura y cubriendo un área extensa (fig.5.4), el cual incluirá:

- Un reconocimiento geofísico inicial con batimetría y reconoci miento sísmico.
- Un reconocimiento geológico.
- Un segundo reconocimiento geofísico describiendo la topogra-- fía del fondo marino y la geometría de los estratos.
- Un reconocimiento geotécnico de los suelos.

3.1- Reconocimiento geofísico inicial.

El propósito del primer reconocimiento geofísico es identificar la naturaleza de todo el suelo y subsuelo, dicho reconocimiento debe cubrir, preferiblemente la extensión total del campo si ha sido delimitado con precisión antes del estudio y en cualquier-caso, un área mínima cuyos lados midan de 1 a 3 kms.

La considerable área por reconocer se justifica: primero, por - la incertidumbre de la posición final de la plataforma al inici ar los estudios; segundo, por la necesidad de grandes conocimi entos de las posiciones favorables para la instalación, las cu les serán estudiadas a detalle subsecuentemente.

La longitud de malla que será adaptada diferirá dependiendo de- registros hechos; para batimetría, la longitud de malla será -- del orden de 100 a 500 mts. y puede ser diferente en las dos di

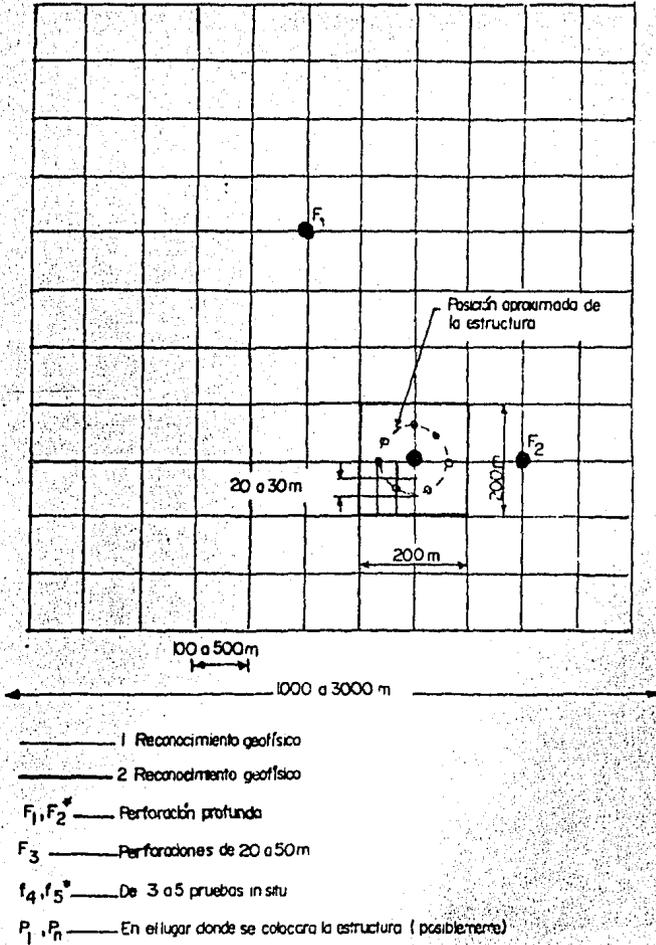


FIG. 5.4 DIAGRAMA DEL RECONOCIMIENTO DEL SUELO QUE DEBERA REALIZARSE ANTES DE LA COLOCACION DE LA PLATAFORMA.

recciones, dependiendo en general de la topografía del lugar; para propósitos sísmicos, la longitud de malla variará de 200 a 500 mts. y puede diferir en sus dos direcciones.

La batimetría inicial debe proveer indicaciones generales referentes al gradiente e irregularidades del relieve (montículos y hondonadas). Este reconocimiento es hecho por medio de un ecosonda, dando una precisión de cerca del 1% de la profundidad del agua.

Registrar la rugosidad del fondo por medio de un sonar de barrido lateral no es indispensable en la fase inicial si esto no ayuda a describir la topografía general, particularmente - si el fondo es relativamente plano.

Hay que destacar que los registros del sonar nos permiten distinguir; imágenes claras y uniformes correspondientes a estrechos de sedimentos agrietados ligeramente; ecos que indican obstáculos de varias clases como estratos de materiales, rocas y naufragios, etc.

El propósito de la exploración sísmica inicial es detectar la continuidad de los estratos, así como la posibilidad de la -- presencia de accidentes geológicos.

La posible profundidad de inserción de los pilotes generalmente es del orden de 100 mts. o más. Como resultado, el alcance de la exploración deberá ser de 100 a 500 mts. La resolución obtenida es generalmente mayor de 2 mts.

Esta exploración se lleva a cabo por medio del perfilador profundo (Sparker), y del perfilador somero (Boomer)

3.2- Reconocimiento geológico y geotécnico.

El propósito de las perforaciones y muestreos iniciales, ofreciendo simultáneamente interés geológico y geotécnico, es facilitar la interpretación de las exploraciones sísmicas, así como reconocer la naturaleza y condiciones del terreno.

Una examinación de los registros geofísicos concernientes a el área de varios km². hará posible la localización de los mejores lugares de perforación de acuerdo con:

-Las condiciones de desarrollo del campo.

-La topografía del suelo.

-La uniformidad de estratos geológicos (ausencia de accidentes geológicos) y un gradiente mínimo del estrato,

-La posible consolidación de la superficie del suelo.

Para facilitar la interpretación de los registros geofísicos, las perforaciones deben localizarse en la intersección de dos perfiles (con la mejor aproximación posible). El emplazamiento óptimo de los barrenos ofrece las siguientes ventajas; la adquisición de precisión geológica y geotécnica concerniente al lugar, y la reducción del número subsecuente de perforaciones, si es posible.

El número de perforaciones (con muestreo) necesarias dependen de la regularidad del perfil sísmico encontrado:

-Si el perfil sísmico es particularmente uniforme en el sitio, y en particular en la zona de localización de la estructura, una perforación será suficiente.

-Si por el contrario los perfiles geofísicos presentan muchas irregularidades, será ventajoso hacer por lo menos dos o --- tres perforaciones.

La profundidad de perforación dependerá:

-De las dimensiones de la estructura por colocar y por lo tanto de la profundidad de inserción requerida, lo que dependerá de las cargas verticales y horizontales aplicadas y de la profundidad del agua.

-De la naturaleza y consolidación y de las formaciones encontradas.

-Del tipo de cimentación (que será definido).

Podemos orientarnos por el siguiente criterio:

-Una penetración de 80 a 100 mts. en suelos que son altamente cohesivos (arenas densas, arcillas rígidas, etc.).

-Una penetración de 120 a 150 mts. si el suelo es de consolidación pobre (arenas sueltas, arcillas suaves, etc.).

A priori, a falta de cualquier información acerca del sitio, - una profundidad de 100 mts. será adoptada para la primera perforación.

La secuencia de muestreo durante la perforación varía con la naturaleza, consolidación y heterogeneidad de los estratos. - Como una indicación, el muestreo regularmente se toma:

-A cada metro (prácticamente continuas) en los primeros 10 -- mts.

-A cada 1.5 mts. de 10 a 20 mts.

-A cada 5 mts. después de los 50 mts.

3.3- Segundo reconocimiento geofísico, (en el lugar donde se colocará la plataforma).

El segundo reconocimiento geofísico, confinado al emplazamiento aproximado de la estructura, será ejecutado de acuerdo a los resultados obtenidos en el primer reconocimiento geofísico, siendo las dimensiones del área donde se ejecutará el reconocimiento de 300 a 500 mts. en cada dirección.

La colocación de plataformas sobre pilotes no requerirá de suelos excesivamente planos, una precisión de alrededor de 0.5 mts. en la batimetría puede ser suficiente, y si se tiene una pendiente pequeña, ésta no ofrecerá ninguna dificultad para la cimentación.

La batimetría puede ser determinada por medio del ecosonda con una longitud de malla de 50 x 50 mts. y las correcciones que el registro requiere son:

-Calibración de instrumento por profundidad (temperatura y salinidad del agua).

-Registros de la marea del lugar.

-Registros de los giros o levantamientos.

-Retrasos en el posicionamiento del sistema.

El sonar de barrido lateral, hace posible verificar accidentes topográficos de escasos decímetros de altura y pocos metros de largo; será usado a intervalos de 50 a 100 mts. en una sola dirección.

Un magnetómetro hace posible la identificación de objetos metálicos en le fondo. La longitud de malla de los perfiles, de alrededor de 100 mts., es comparable al de sonar de barrido lateral. Debe resaltarse que el magnetómetro y el sonar de barrido lateral pueden ser usados simultáneamente sin causar interferencias mutuas.

La segunda exploración geofísica se lleva a cabo al mismo tiempo que la batimetría, será hecha con una longitud de malla de aproximadamente 50 x 50 mts. Será deseable alcanzar una penetración de por lo menos 100 mts. (del orden del mismo rango de largo de los pilotes), así como obtener una resolución mejor -

de 2 mts. en los primeros 20 ó 30 mts., que es donde se concentran los esfuerzos de la carga lateral.

La incompatibilidad entre alta penetración y alta resolución (definición) a pequeñas profundidades requiere el uso de dos diferentes técnicas; primero, de un perfilador profundo de alta energía (Sparker); segundo, de un perfilador somero --- (Boomer o Uniboom) o un penetrador (si los suelos son poco consolidados) o bien, un perfilador profundo nuevamente (Sparker) utilizándolo a baja potencia.

3.4- Segunda exploración geotécnica.

La segunda campaña de muestreo debe hacer posible la obtención de una descripción detallada del subsuelo y la posición final aproximada de la estructura.

Después de la determinación del lugar aproximado de emplazamiento de la plataforma, un detallado reconocimiento del suelo debe hacerse por la necesidad de conocer las propiedades del suelo en las cercanías y alrededores de la estructura. La profundidad del reconocimiento del suelo está dictada por: las dimensiones de la estructura que será colocada, la profundidad del agua y la naturaleza de los suelos encontrados.

La exploración del sitio donde será colocada la estructura requerirá perforación y extracción de muestras, mediciones In - Situ y muestreo de la superficie.

La perforación con muestreo deberá alcanzar una profundidad - de cuando menos 100 a 120 mts. Esta profundidad se incrementa con la profundidad del tirante del agua y con la penetra--ción requerida de los pilotes.

Si el lugar escogido para la plataforma coincide justamente - con el sitio donde se ejecutó previamente una perforación exploratoria durante el primer reconocimiento será superfluo hacer nuevas perforaciones, si la longitud de los pilotes es menor que la profundidad de la perforación exploratoria.

De las pruebas In Situ normalmente hechas (de 3 a 5), consistirán: preferiblemente, pruebas del penetrómetro hincado hasta ser reusadas en arenas densas; las profundidades máximas - alcanzadas variarán desde unos cuantos metros en arenas den--sas, hasta 20 ó 25 mts. en algunas arcillas; y posiblemente - pruebas de presurímetro en arcillas de mediana rigidez.

El propósito principal de las perforaciones a profundidades medias de 20 a 25 mts. es verificar la homogeneidad horizontal -

de los estratos. Si los suelos son relativamente homogéneos, una perforación con muestreo será suficiente; si las perforaciones revelan variaciones horizontales en los estratos, dos perforaciones serán preferibles.

La secuencia del muestreo adaptada a las necesidades de especificaciones particulares, podrán ser las siguientes:

-A cada metro o en otras palabras continuamente en los primeros 10 mts.

-A cada 1.5 mts. de 10 a 20 mts.

-A cada 3 mts. de 20 a 50 mts.

-Para cada estrato heterogéneo blando o duro revelado por el penetrometro.

El perfecto conocimiento de los estratos superiores, los cuales están en particular sujetos a esfuerzos debidos a cargas laterales de la estructura, será de suma importancia en el diseño de la cimentación.

4.- DISEÑO DE LA CIMENTACION DE UNA PLATAFORMA SOBRE PILOTES.

El análisis de la instalación y los problemas de estabilidad de una plataforma sobre pilotes, debe tener en cuenta las siguientes observaciones:

-Existen considerables incertidumbres para determinar la penetración mínima requerida del pilote.

-El equipo de hincado no siempre es capaz (dependiendo de la naturaleza del suelo y la profundidad del agua) de lograr la penetración del pilote a la profundidad deseada por sí sólo.

-La perforación o inyección de aire o agua para facilitar la penetración aumenta la incertidumbre concerniente a la capacidad de carga de los pilotes.

Los diferentes esfuerzos a los cuales la estructura está sujeta son:

-Las cargas que sostiene.

-La acción del viento en la porción sobre el nivel del mar.

-La acción de la corriente y oleaje bajo el nivel del mar.

En la presente sección examinaremos el principio y los métodos usados para calcular la estabilidad de las plataformas, es decir, la capacidad de carga de los pilotes y la acción de sollicitaciones horizontales.

El cálculo de la capacidad de carga de los pilotes se hará en base a:

-El método convencional de cálculo de capacidad de carga, aplicado a las recomendaciones del API RP 2A.

-El método de cálculo derivado de las mediciones del presurímetro.

4.1- Método convencional de cálculo de capacidad de carga de un pilote hincado en arcilla.

La capacidad de carga Q de un pilote hincado dentro del suelo a una profundidad h , es la suma de dos términos Q_s y Q_p :

$$Q = \underset{\substack{\text{término de} \\ \text{fracción}}}{Q_s} + \underset{\substack{\text{término de} \\ \text{punta}}}{Q_p} = fA_s + qA_p$$

donde:

$Q_s = fA_s$ = carga movilizada por la fricción lateral entre el pilote y el suelo.

f = esfuerzo lateral de fricción.

A_s = área lateral de la sección hincada del pilote.

$Q_p = qA_p$ = carga soportada por la punta del pilote.

q = esfuerzo en la punta del pilote.

A_p = sección transversal de la punta del pilote.

La resistencia de tensión se reduce a la carga movilizada por la fricción lateral:

$$Q_s = f'A_s$$

donde f' es invariablemente menor que f y por lo general se toma como $f' = 0.7 f$ (0.5 menor f' menor 1)

La aplicación del método de cálculo depende de la determinación de los parámetros f y q , cuyos valores dependen de:

- La naturaleza y consolidación del suelo.
- El tipo y dimensiones de los pilotes.
- El método de hincado de los pilotes.

La fuerza unitaria de apoyo en la punta del pilote es:

$$q = C_u N_c$$

donde:

C_u = Cohesión no drenada de la arcilla.

N_c = Factor dimensional de capacidad de carga.

En suelos arcillosos suaves y en el caso de pilotes cilíndricos hincados profundamente en el suelo, la experiencia muestra que:

$$N_c \doteq 9$$

La cohesión C_u considerada, se deberá obtener por medio de la veleta. Para valores de C_u obtenidos por otros métodos, se deberá considerar el método de medición usado.

En la mayoría de los casos, la capacidad por punta será insignificante comparada con la capacidad por fricción. El término de fricción lateral es también conocido como: "Adherencia suelo - pilote" y está expresada por:

$$f = k C_u$$

donde deberá ser menor o igual que uno.

La dificultad principal consiste en determinar el coeficiente k ; en arcillas suaves a medianas, donde C_u es menor que 5 tons/m², el esfuerzo de fricción lateral f deberá ser similar al de la cohesión C_u ; en arcillas rígidas, donde C_u es mayor que 5 -- tons/m², f es menor que C_u , como muestran varias ecuaciones experimentales para pilotes cortos (fig. 5.5). La aplicación de estas ecuaciones conduce a una evaluación muy deficiente de la capacidad de carga de los pilotes (fig. 5.6).

En el caso de arcillas normalmente consolidadas, Vijayvergiya y

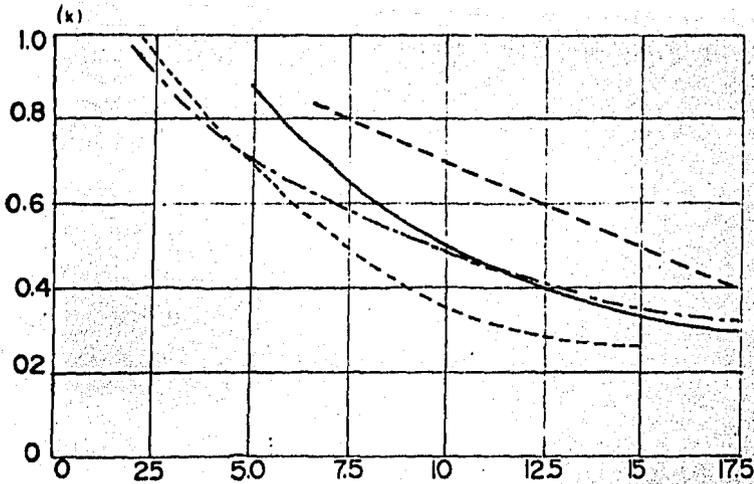


FIG.5.5 RELACION ENTRE EL COEFICIENTE $K=f/c_u$ Y EL ESFUERZO COR-TANTE NO DRENADO DE SUELOS ARCILLOSOS

Capacidad de carga proyectada / capacidad de carga observada

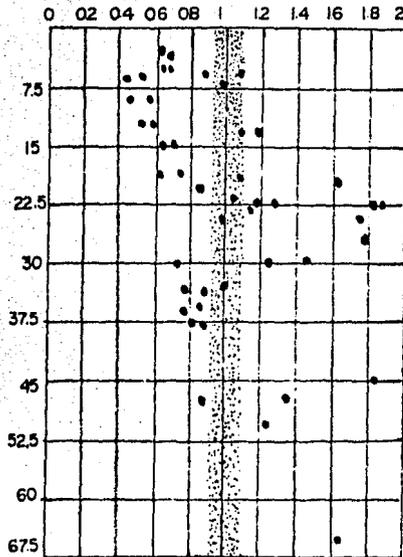


FIG.5.6 RELACION ENTRE LA CAPACIDAD DE CARGA DE PROYECTO Y LA OBSERVADA EN PILOTES INCADOS EN ARCILLA CON BASE AL CRITERIO DE TOMLINSON

Focht han propuesto la siguiente ecuación empírica:

$$Q_s = \lambda (v_m + 2 C_m) A_s$$

la cual nos relaciona la resistencia por fricción lateral con una magnitud que puede ser comparada con el empuje del suelo.- En esta ecuación:

$v_m = v_m h$ = esfuerzo vertical efectivo resultante del peso sumergido del suelo.

C_m = esfuerzo cortante medio no drenado, para la profundidad - del pilote.

Esta ecuación podrá ser aplicada a pilotes de diferentes dimensiones (de 15 a 76 cms. de diámetro y de 2 a 100 mts. de largo), como se muestra en la gráfica de la figura 5.7. Pruebas recientes hechas en los Estados Unidos en pilotes hincados alrededor de 100 mts. en arcillas, verifican la validez de esta ecuación a grandes profundidades.

En el caso de suelos sobreconsolidados, el método de Tomlinson deberá ser aplicado.

$$f = 0.3 C_u$$

Las especificaciones API no distinguen entre arcillas suaves y rígidas, sin embargo, proporcionan límites superiores para los esfuerzos de fricción lateral.

-Pilotes hincados:

i) hincado a una profundidad menor de 30 mts. f menor o igual que 5 tons/m².

ii) hincado a más de 30 mts. f menor o igual que $1/3 P_o$.

donde P_o es el esfuerzo efectivo estático.

-Pilotes hincados con perforación previa:

i) f es menor que los correspondientes valores - para los pilotes hincados.

El valor de la cohesión deducido de las pruebas del penetrómetro es generalmente tomado como:

$$C_u = \frac{R_p}{20}$$

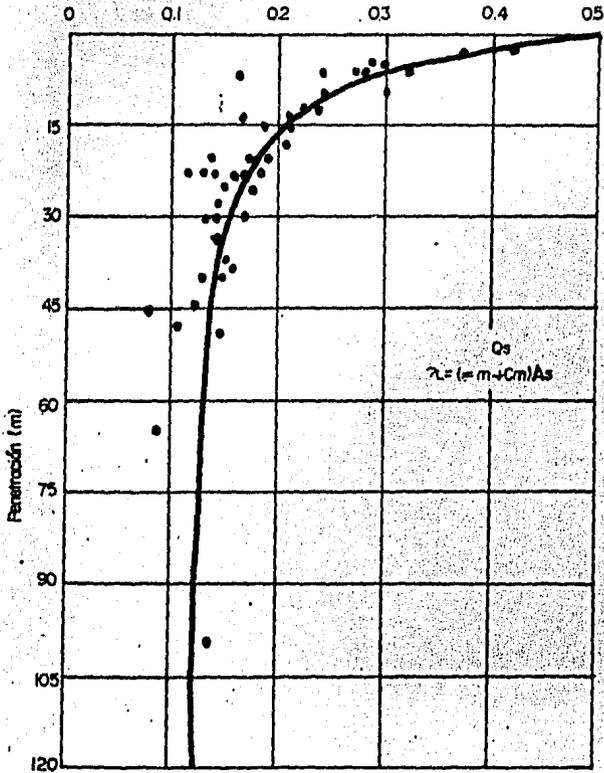


FIG.5.7 CORRELACION ENTRE EL COEFICIENTE λ Y LA PENETRACION DEL PILOTE (segun Foehl)

donde ip es la resistencia del cono medida en el penetrómetro.

Las fórmulas siguientes son comúnmente aceptadas; para el cálculo de la capacidad de carga por punta de un pilote:

$$q = 4 C_u \text{ (con } q \text{ menor o igual } 400 \text{ t/m}^2\text{)}$$

y para fricción lateral:

$$f = 0.4 C_u \text{ (con } f \text{ menor o igual } 40 \text{ t/m}^2\text{)}$$

4.2- Método convencional para el cálculo de capacidad de carga de un pilote hincado en arena.

La capacidad de carga unitaria en la punta de un pilote puede ser calculada teóricamente utilizando la siguiente fórmula:

$$q = P_o N_q = \gamma' h N_q$$

donde:

γ = peso sumergido de la arena ($\gamma' = \gamma - 1$)

h = profundidad de hincado del pilote.

P_o = esfuerzo efectivo geostático.

N_q = factor dimensional de la capacidad de carga para pilotes circulares hincados en el suelo.

De acuerdo con esta fórmula, el término q será directamente -- proporcional a la profundidad de hincado. En la actualidad, -- todos los estudios experimentales muestran que q tiende a alcanzar un valor máximo a una profundidad crítica h_c (fig.5.8), dependiendo en particular de la densidad de las arenas, el esfuerzo vertical debido a los estratos del suelo, etc.

El coeficiente N_q se incrementa rápidamente con el ángulo de fricción interna ϕ de la arena pero difiere bastante dependiendo de los diferentes autores (fig.5.9). Por ejemplo para $\phi = 35$, N_q varía de 41 propuesto por Teizaghi hasta 300 propuesto por Meyerhof. De hecho, parece ser que q está más relacionado con la densidad relativa D_r de la arena que con su ángulo interno de fricción.

El término de fricción lateral es igual a:

$$f = k P_o \tan \delta$$

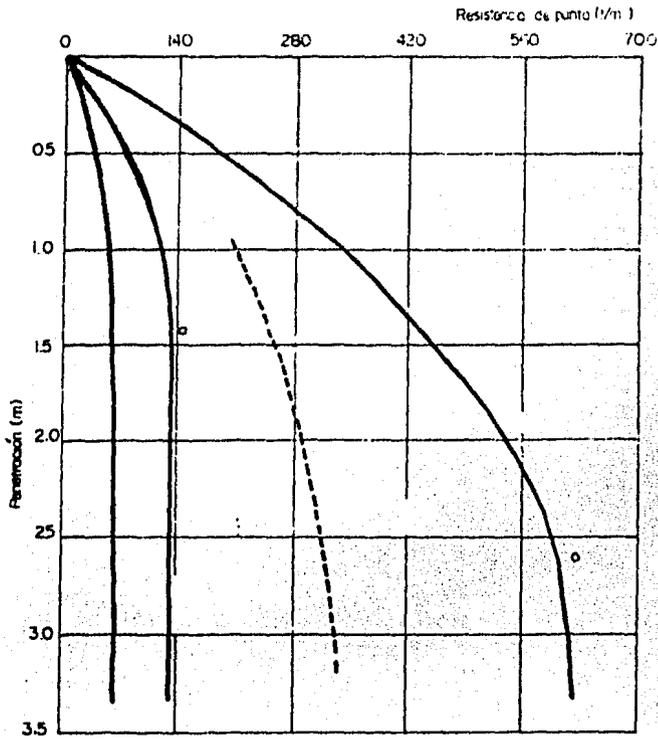


FIG. 5.8 VARIACION DE LA RESISTENCIA DE PUNTA EN FUNCION DE LA PENETRACION EN ARENAS; PILOTE DE 4"

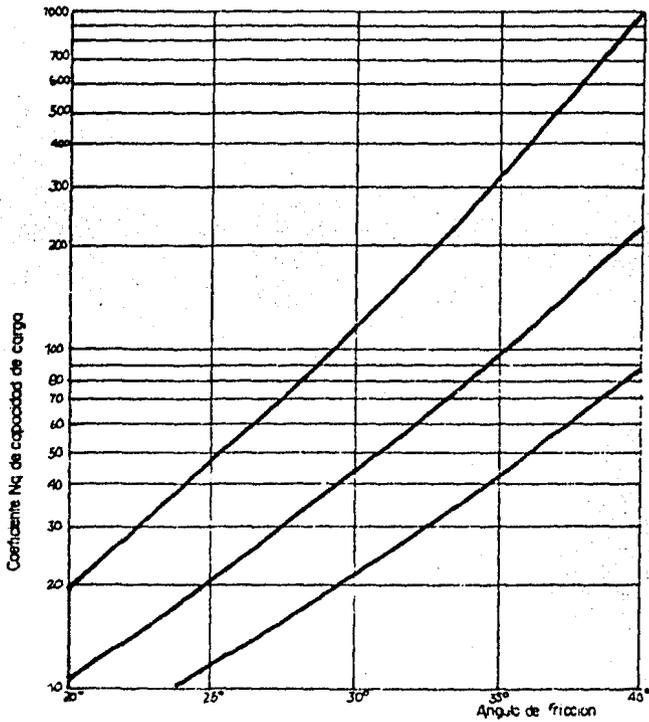


FIG. 5.9 COEFICIENTE N_q PARA CIMENTACIONES PROFUNDAS

donde:

k = coeficiente de presión lateral del suelo.

δ = ángulo de fricción entre el pilote y la arena (API recomienda tomar $= \alpha - 5^\circ$).

En esta relación, el coeficiente k es el más difícil de determinar con precisión, puesto que depende de:

-Las condiciones iniciales de la formación arenosa, y por tanto del coeficiente de empuje del suelo en reposo.

$$k_0 = \frac{\text{esfuerzo horizontal efectivo } P_h}{\text{esfuerzo geostático efectivo } P_0}$$

-Los cambios en los volúmenes que ocurren cuando se hince el pilote, que dependerá de la forma del pilote y la manera de su hincado.

-La dirección de los esfuerzos del pilote; compresión (capacidad de carga) o tensión.

Por ejemplo, los valores de k están dentro de los siguientes límites:

Pilotes hincados	$k=0.7$ a 3.0
Pilotes hincados con perforación previa	$k=0.4$ a 0.7
Pilotes barrenados	$k=0.1$ a 0.4

Debido a las considerables incertidumbres en el cálculo de la capacidad de carga en arenas, API recomienda valores máximos para la fricción lateral y la capacidad de carga extrema. Estos valores límites, que están dados por la tabla 1, son alcanzados para una penetración máxima de cerca de 25 mts. Para arenas limpias ($C_u = 0$), lo siguiente es comúnmente adoptado:

-La capacidad de carga por punta.

$$q = \frac{R_p}{4}$$

-La fricción lateral:

$$f = \frac{R_0}{400}$$

donde R_p designa el valor de resistencia medido en la punta del penetrómetro.

TABLA 1

Tipo de suelo	ϕ	f máx. (Tn/m ²)	N _q	Capacidad de carga máxima unitaria. (Tn/m ²)
Arena limpia	30	10	40	1000
Arena arcillosa	25	8.5	20	500
Arcilla arenosa	20	7	12	300
Arcillas	15	5	8	200

Hasta obtener mejores resultados, Mc Clelland recomienda adoptar los siguientes valores para calcular la capacidad de carga de pilotes hincados en arenas:

-Capacidad máxima por punta: q máx. = 500 ton/m².

-Fricción lateral máxima = 2 ton/m².

4.3- Cálculo de la capacidad de carga de un pilote a partir de los datos del presurímetro.

El método de Menard o TLM para el cálculo de capacidades de carga está basado en las mediciones hechas por el presurímetro y el conocimiento de la litología. La capacidad de carga unitaria por punta, proporcional al límite de presión medido en el presurímetro, está dado bajo la siguiente relación:

$$q_1 - q_0 = k (P_1 - P_0)$$

donde:

q_1 = capacidad de carga unitaria.

P_1 = límite de presión del suelo.

P_0 = esfuerzo horizontal del suelo inalterado

q_0 = esfuerzo vertical del suelo inalterado

k = factor de capacidad de carga, que está en función de la naturaleza del suelo y del tipo de cimentación (hincado o con perforación previa).

Los valores medios de k están dados por la tabla 2.

TABLA 2

Tipo de suelo	Límite de presión (t/m ²)	Factor de capacidad	
		hincado	perforado
Suelos suaves	0 - 20	menor 1	
Suelos arcillosos	10 - 100	2	1.8
Areniscas		menor 2	
Arenas	70 - 100	3.6	3.2
Arenas densas	100 - 200	5.8	5.2

El término fricción lateral es deducido del límite de presión por medio del diagrama mostrado en la fig. 5.10. El límite superior de la fricción lateral, que es igual al esfuerzo cortante S_u del suelo, está expresado (en principio) por la fórmula aproximada siguiente:

$$f = S_u = \frac{P_1 - P_0}{5.5}, \text{ en suelos arcillosos}$$

$$f = S_u = \frac{P_1 - P_0}{8}, \text{ en arenas.}$$

5.- DISEÑO DE PILOTES SUJETOS A CARGAS HORIZONTALES.

Así como la carga estática Q que será aplicada a cada pilote determina la profundidad h , la acción de las cargas laterales determina el espesor del pilote necesario para las diferentes profundidades. Todos los diferentes métodos de cálculo proponen la solución de la siguiente ecuación diferencial:

$$E_a I \frac{d^4 y}{dz^4} = - p (y, z)$$

donde:

y = desplazamiento lateral del pilote en el suelo.

z = la variación de la profundidad en el suelo.

p = la reacción del suelo al movimiento lateral.

$E_a I$ = rigidez del pilote (E_a = módulo de elasticidad del acero
e I = momento de inercia).

La solución de esta ecuación diferencial presupone el conocimiento de la función $p(y, z)$ y por lo tanto del comportamiento del suelo, puesto que $p(y, z)$ representa la reacción del suelo a un desplazamiento lateral y del pilote a una profundidad z .

Los diferentes métodos de cálculo adoptan otras hipótesis de la función $p(y, z)$ y tienen diferentes limitaciones. Lo siguiente será examinado en torno a:

-Los dos métodos de Matlock y Menard que hacen la hipótesis simplificatoria de que el suelo es flexible, ofreciendo la ventaja de permitir una rápida aproximación cercana a la realidad.

-El más elaborado método de las curvas (p, y) , el cual requiere del uso de una computadora.

5.1- El método de Matlock.

La fuerza reactiva ejercida por el suelo contra las cargas laterales está definida en términos de la deflexión del pilote mediante la siguiente relación:

$$p = E_s y$$

donde:

p = reacción del suelo por unidad de longitud.

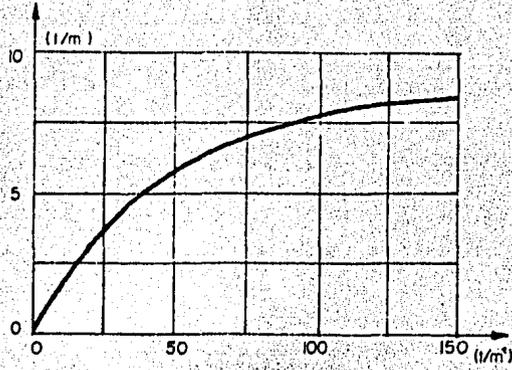
y = deflexión lateral.

E_s = módulo de deformación del suelo.

El método propuesto por Matlock y aceptado por Mc Clelland supone que el módulo de deformación del suelo se incrementa proporcionalmente a la profundidad, es decir:

$$E_s = kz$$

Donde k (una constante) es la homogeneidad con la densidad. Los valores de k dados por Mc Clelland, están dados en la tabla 3.



FRICCIÓN LATERAL EN TERMINOS DEL LIMITE DE PRESION MEDIDO EN EL PRESURIMETRO

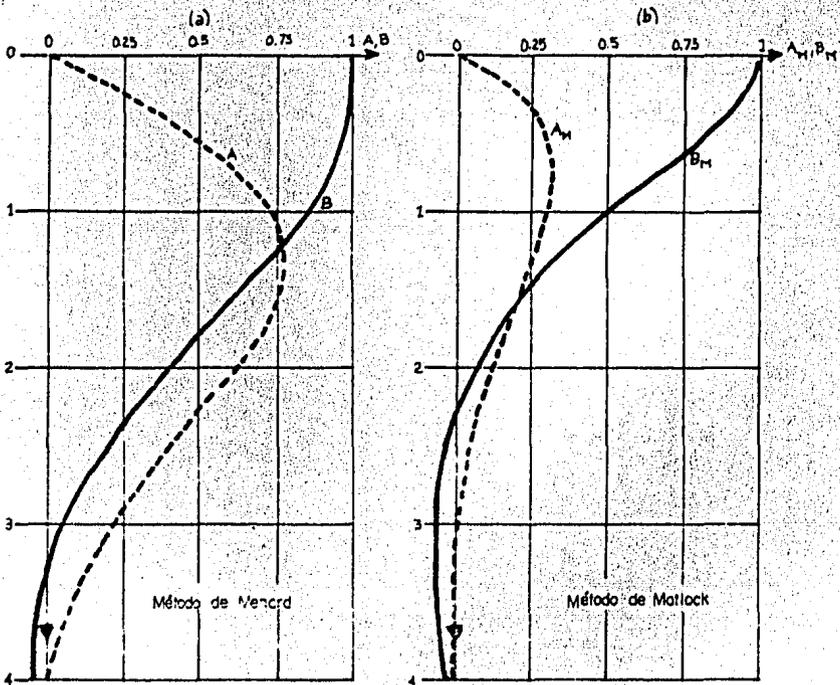


FIG. 5.11 CURVAS DEL MOMENTO DE VOLTEO PARA PILOTES (MATLOCK MENARD)

TABLA 3

Tipo de suelo	k (t/m ³)
Arcilla normalmente consolidada:	
muy suave	15 a 90
consistente	60 a 300
Arcilla sobreconsolidada (Cu mayor 2 t/m ²)	150 a 600
Arenas pobres	150 a 450
Arenas densas	450 a 1 500

El largo característico resultante de la solución de la ecuación diferencial es expresado como sigue:

$$l_0 = \sqrt[5]{\frac{E_p I}{k}}$$

El momento aplicado en el pilote hincado en el suelo está dado por la relación:

$$M = M_0 \left[A \frac{T_0 l_0}{M_0} + B \right]$$

donde:

M_0 = momento aplicado al pilote al nivel del mar.

T_0 = carga cortante en esta sección.

A y B = coeficientes definidos en función de la profundidad reducida: $Z = z/l_0$ (fig. 5.11a).

En este método de cálculo, la profundidad de hincado sujeta a cargas horizontales es equivalente a cerca de $4 l_0$.

5.2- El método de Menard.

El método de Menard hace la siguiente hipótesis.

$$p = k_M y$$

donde:

k_M = es una constante conocida como el módulo horizontal de reacción del suelo y está expresado en ton/m²/cm. donde

p está en t/m² y "y" en cms.

El módulo horizontal de reacción k_M está relacionado con el módulo del presurímetro E_p por una relación muy compleja que involucra un parámetro en función del tipo del suelo y el radio del pilote.

Dependiendo de la naturaleza y consolidación del suelo, el módulo del presurímetro varía desde 10 ton/m² hasta varios cientos de ton/m². El módulo de reacción k_M varía entonces de alrededor de 1 a 100 ton/m²/cm².

El largo característico l_0 relacionado con el diámetro d y la rigidez E_4I del pilote resulta de la relación:

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4E_4I}{k_M d}}$$

El momento de volteo en el pilote sumergido en el suelo está dado por la expresión:

$$M = M_0 \left[A_M \frac{T_0 l_0}{M_0} + B_M \right]$$

donde:

M_0 y T_0 = respectivamente, el momento de volteo y carga cortante del pilote al nivel del mar.

A_M y B_M = coeficientes definidos en términos de la profundidad reducida $Z = z/l_0$ (fig. 5.11 b).

En el método de Menard, la profundidad de hincado sujeto a cargas horizontales es equivalente a 3 l_0 .

5.3- Método de cálculo de las curvas $p - y$.

Como se indicó antes, los dos precedentes métodos ofrecen la ventaja de la simplificación, haciendo posible el cálculo a mano para estimar el proyecto en su primera etapa. El método más sofisticado propuesto por API considera las curvas $p - y$ (fig. 5.12) correspondientes a varios esfuerzos deducidos de las curvas "esfuerzo" - deformación" del suelo (a varios niveles z) determinadas por pruebas convencionales (de acuerdo al-ASTM):

- Prueba de velata In Situ.
- Compresión no confinada.
- Prueba de velata en laboratorio.

El suelo es roto bajo n estratos los cuales no están unidos entre sí. Además, estos estratos se supone que tienen un comportamiento elástico - plástico. Para la determinación de las curvas $p = y$ se requiere la evaluación del límite de presión - P_u y del módulo de reacción E_s en términos del esfuerzo efectivo geostático P_o y de las características de cohesión C_u o bien del ángulo ϕ de fricción del suelo. Este método de cálculo obviamente requiere de una computadora.

En el caso de arenas, los estandares RP 2A del API recomiendan la adopción de las siguientes relaciones:

$$P_u = \frac{P^*}{d} = 3 P_o \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi}$$

donde:

P_u = Límite de presión.

P^* = Presión sobre la cual la reacción del suelo permanece constante.

P_o = Esfuerzo geostático efectivo.

d = Diámetro del pilote.

ϕ = Angulo de fricción interna.

$$E_s = \frac{P^*}{y} = \frac{A P_o}{1.35 d}$$

donde:

E_s = Módulo de reacción

P_o = Coeficiente de densidad que varía de 200 para arenas pobres a 2 000 para arenas densas.

Las curvas $p - y$ son del tipo elasto - plástico, en el caso de suelos suaves (C_u menor de 10 ton/m²), el API recomienda el siguiente método para la determinación de las curvas $p - y$.

- P_u se incrementa linealmente de 0 a 9 C_u conforme la profundidad se incrementa de 0 a h_r .

- $P_u = 9 C_u$ para una profundidad h mayor que h_r .

- h_r está determinado por la ecuación:

$$h_r = \frac{6 d}{(\gamma' d / C_u) + 0.5}$$

donde:

d = al diámetro del pilote.

γ' = densidad sumergida del suelo.

C_u = cohesión aparente del suelo.

Las curvas $p - y$ resultantes de pruebas estáticas, pueden ser trazadas con ayuda de los valores que aparecen en la tabla 4 - (fig. 5.12A).

TABLA 4.

$\frac{p/d}{P_u}$	$\frac{y}{y_c}$
0	0
0.5	1
0.72	3
1	8
1	∞

donde:

$$y_c = 2.5 \epsilon d$$

ϵ = representa el desplazamiento relativo que ocurre a una muestra sujeta a una prueba triaxial no drenada, para una compresión igual a la mitad de la fuerza que cause la falla de la muestra.

Quando el suelo está sujeta a cargas cíclicas las curvas $p - y$ (fig. 5.12B), pueden ser obtenidas a partir de los datos proporcionados en la tabla 5.

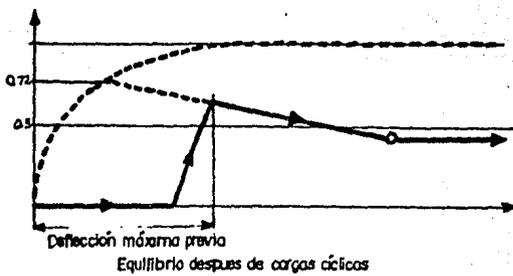
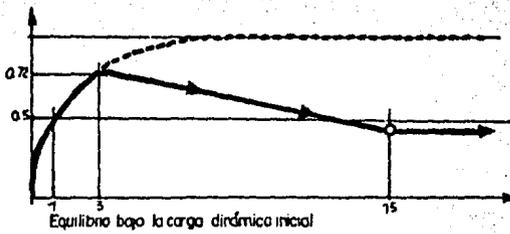
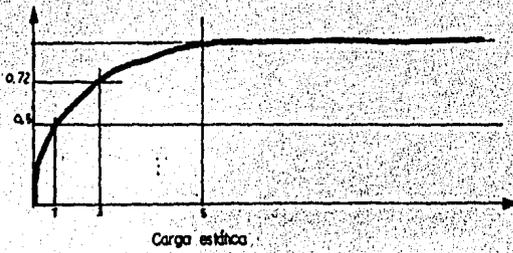


FIG. 5.12 DETERMINACION DE LAS CURVAS P-Y EN ARCILLAS

TABLA 5.

h mayor hr		h menor hr	
$\frac{p/d}{Pu}$	$\frac{y}{yc}$	$\frac{p/d}{Pu}$	$\frac{y}{yc}$
0	0	0	0
0.5	1	0.5	1
0.72	3	0.72	3
0.72	∞	$0.72 \frac{h}{hr}$	15
—	—	$0.72 \frac{h}{hr}$	∞

Si después de la aplicación de las cargas el suelo no se recupera completamente, las curvas $p - y$ correspondientes a la recarga son del tipo mostradas en la fig. 5.12C.

En el caso de arcillas rígidas (C_u mayor de 10 ton/m^2) el estándar API recomienda la aplicación de un coeficiente menor que uno para p/P_u (calculado arriba para arcillas suaves) para tener en cuenta su gran fragilidad cuando son sujetas a cargas cíclicas.

VI. Conclusiones .

CONCLUSIONES.

Para el diseño de la cimentación de una plataforma marina será indispensable realizar un estudio del subsuelo, el cual -- tendrá como principal objetivo recopilar datos realistas sobre las condiciones de éste y usarlos para el óptimo diseño de la cimentación. Esta optimización incluye consideraciones de seguridad, economía y factibilidad de instalación.

Una investigación completa del sitio en cuestión requerirá de una combinación de varias disciplinas, tanto en el campo como en el gabinete. Así, el Ingeniero consultor deberá de estar-preparado para participar activamente en el desarrollo de técnicas y herramientas, para alcanzar la calidad demandada en la investigación del subsuelo.

Cronológicamente las tareas que se realizarán en el transcurso del proyecto de una plataforma marina serán las siguientes:

- Definición y desarrollo del programa de estudios e investigaciones.
- Supervisión y ejecución de investigaciones y exploraciones.
- Pruebas de laboratorio en muestras del suelo.
- Evaluación e interpretación de todos los datos resultantes - en parámetros del suelo para el diseño de la cimentación.
- Estudios para el diseño de la cimentación.
- Estudios de procedimiento de instalación.
- Supervisión de la construcción de la cimentación.

Hay un aparente contraste entre las enormes y complejas cimentaciones marinas y las todavía muy primitivas investigaciones del subsuelo, comparadas con la práctica normal de proyectos de similar importancia en tierra. Los mismos estándares generalmente usados para estudios en tierra deberán ser aplicados obviamente en obras sobre el suelo marino; la cantidad de información y la confiabilidad de ésta, idealmente debería ser la misma que para cualquier proyecto comparable en tierra, -- los medios están logrando gradualmente que este ideal se vuelva realidad. No obstante uno siempre debe estar informado de las limitaciones impuestas por las condiciones bajo las cuales se ejecuta la investigación y exploración del suelo marino. Durante la exploración preliminar, la localización exacta de la plataforma por lo general no se conoce aún, por lo -

tanto una extensa área es explorada para dar las primeras indicaciones acerca de la futura cimentación. La exploración -- preliminar incluye:

I.- Medición de la batimetría.- Para tener una idea preliminar del tirante de agua y la topografía del lecho marino. Un análisis batimétrico debe hacerse en un área de por lo menos 1 km.² con centro en el sitio propuesto para la plataforma, usando un ecosonda y un sonar de barrido lateral. Líneas paralelas y análisis deberán hacerse a intervalos de 100 mts., para inter-relacionar aproximadamente las características del sitio.

El sonar de barrido lateral será usado para hacer el mapa de las características de la superficie, así como bordes, naufragios, ondulaciones de la arena, etc..

II.- Análisis geofísicos.- Un perfil acústico con equipo de alta resolución para los estratos superiores con una penetración de unos 30 mts. y otro con equipo de baja frecuencia para estratos más profundos. El análisis por medio de reflexión sísmica, será hecho al mismo tiempo que los ondeos batimétricos y análisis con el sonar de barrido lateral. El más conveniente sistema de perfil sísmico para las condiciones del sitio encontradas será adoptado, éste sólo necesitará una fuente acústica que será llevada al sitio por el investigador contratado. Comúnmente la práctica de estas técnicas por operadoras comerciales es notablemente pobre y generalmente requerirá del control calificado de un Ingeniero subordinado al consultor.

III- Muestreo del lecho marino.- Muestras de la superficie del lecho marino, son idealmente obtenidas en puntos de una cuadrícula de aproximadamente 100 mts. de intervalo entre cada línea en un área de por lo menos 300 x 300 mts. con centro en el sitio elegido para la plataforma. Estas muestras serán obtenidas con un muestreador de caída libre, vibramuestreador o un sistema equivalente y deberán penetrar aproximadamente 1 mt. dentro del lecho marino. - Se ejecutará simultáneamente y desde el mismo buque usado para tomar el perfil acústico.

IV- Sondeo profundo.- Por lo menos una perforación profunda (de 100 a 150 mts.) con muestreo será hecha, la cual puede hacerse frecuentemente con el equipo de exploración petrolero, sin utilizar un buque especializado.

Los datos de la exploración preliminar permitirán fijar el lugar para la colocación de la plataforma en base a las condiciones del suelo, por lo general se tratará de evitar sitios con-

variaciones bruscas en la estratigrafía, así como áreas cercanas a grietas o canales cubiertos con arena. La uniformidad, es un parámetro deseable para la construcción de cualquier estructura marina.

La localización final de la plataforma será función principal de las condiciones del manto petrolífero sin embargo, siempre hay alguna latitud que se puede usar para optimizar la cimentación. Este proceso requiere una detallada investigación sobre un área relativamente pequeña, sobre la cual deberá estar la base de la plataforma. La exactitud esperada para la determinación del sitio donde se cimentará, gobernará el tamaño del área por explorar.

Una investigación detallada consiste de un programa de perforaciones y pruebas del cono de penetración (CPT), el rango de la profundidad de exploración varía de 100 a 150 mts. por debajo del lecho marino, dependiendo de las condiciones de éste.

El número de perforaciones y de pruebas del cono, dependerá de la uniformidad del perfil del suelo.

Se extraerán muestras a espacios cerrados en los primeros 20 mts. y más especialmente para estratos más profundos. Las variaciones en el estrato superior determinarán el número de pruebas con el cono de penetración; un penetrómetro a través de tubos de perforación será utilizado por lo menos una vez para medir la densidad y el esfuerzo cortante de los estratos más profundos. Puede ser necesario incluir en la fase final unos perfiles acústicos en forma de rejilla muy cerrada, si se detectan cambios abruptos en la estratigrafía.

Un mínimo de tres perforaciones exploratorias deberán ser hechas en el sitio elegido para la construcción de la plataforma y por lo menos una perforación deberá penetrar más de 100 mts. bajo el lecho marino; la profundidad de éste dependerá de la estructura considerada (fig.6.1):

- a).- Para estructuras sobre pilote, una profundidad suficiente para resistir las cargas de los pilotes propuestos, mayor que 1.5 veces el diámetro del grupo de pilotes.
- b).- Para estructuras de gravedad, una profundidad de 1 a 1.5 veces la dimensión lateral mayor de la estructura.

Donde las condiciones del sitio son geotécnicamente complejas un número mayor de perforaciones exploratorias serán requeridas. Donde un mínimo de perforaciones son hechas como se definió arriba, todas la perforaciones serán consecutivamente mues

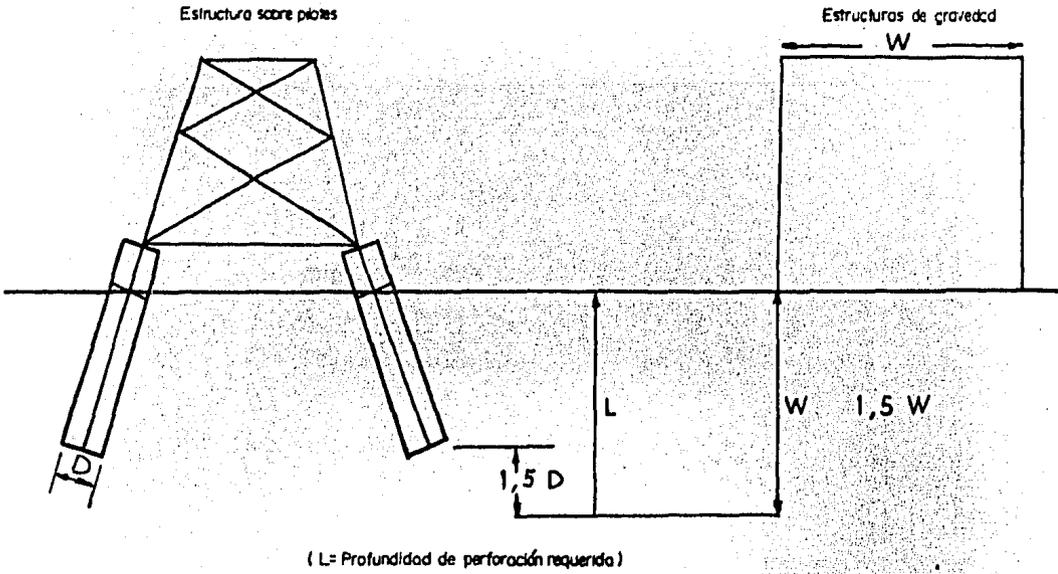


FIG. 6.1 A PROFUNDIDAD DE PENETRACION REQUERIDA PARA SONDEOS PROFUNDOS

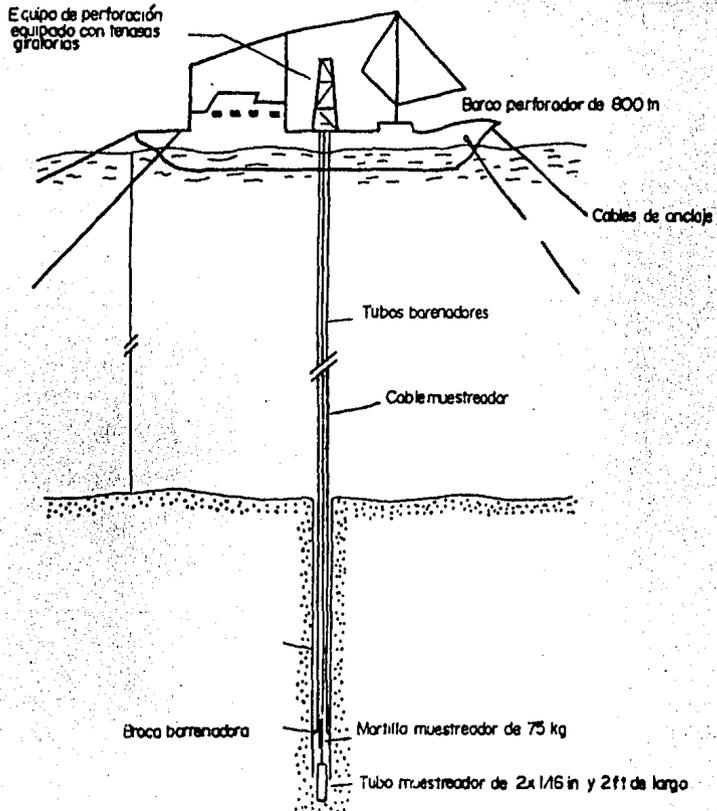


FIG.6.1 B SISTEMA DE PERFORACION Y MUESTREO MARINO

treadas, Si existen facilidades para hacer un muestreo continuo, éste será empleado en por lo menos una perforación hasta la máxima profundidad que sea capaz de alcanzar el sistema.

Todo el material muestreado, alterado y no alterado, deberá ser retenido para inspección y prueba, se deberá llevar un registro detallado del proceso del muestreo, el cual incluirá una estimación de la resistencia a la penetración, comentarios de cualquier problema encontrados durante el muestreo, y el tiempo tomado para recuperar la muestra. La muestra deberá ser puesta en almacén o llevada a la máquina de pruebas de abordo.

En general muestras extraídas por dispositivos hidráulicos serán preferidas a muestras extraídas por dispositivos martillantes, sin embargo las condiciones de perforación y el tipo de suelo dictarán que técnicas de muestreo logrará la mejor recuperación. En la evaluación de las pruebas de laboratorio, el CPT (prueba del cono de penetración), puede ser de gran ayuda.

La prueba del cono da un perfil continuo o casi continuo de las condiciones del suelo, más no de sus propiedades como la densidad o el esfuerzo cortante, los cuales no podrán ser deducidos con absoluta precisión de esta prueba, esta prueba nos muestra el grado de variación de esas propiedades. La comparación de los resultados con el CPT generalmente ayudan en la decisión de los datos de laboratorio que se aceptarán y los que se desecharán. (Fig.6.2).

En vista de las dificultades inherentes en el muestreo de alta calidad, las pruebas In Situ son indispensables para complementar el programa de investigación del suelo.

Actualmente sólo el cono de penetración es ampliamente usado, - una de las ventajas de éste es el registro continuo que produce, el cual provee una gráfica invariable cualitativamente de las condiciones del suelo. Además, da una aproximación inicial del esfuerzo cortante en arcilla y arenas densas, así como gran cantidad de información acerca de la capacidad de carga y la resistencia de los pilotes por medio de una correlación directa.

Pruebas de calibración en diferentes tipos de suelos están progresando en varios institutos en el mundo, y los resultados de esas pruebas permitirán mejorar los resultados obtenidos con el cono de penetración y ampliar su uso.

La prueba del penetrómetro, no obstante de sus ventajas es incapaz de proveer todas las propiedades necesarias del suelo para el diseño de la cimentación. Otras pruebas In Situ serán por tanto necesarias, de las cuales la prueba del presurímetro ---

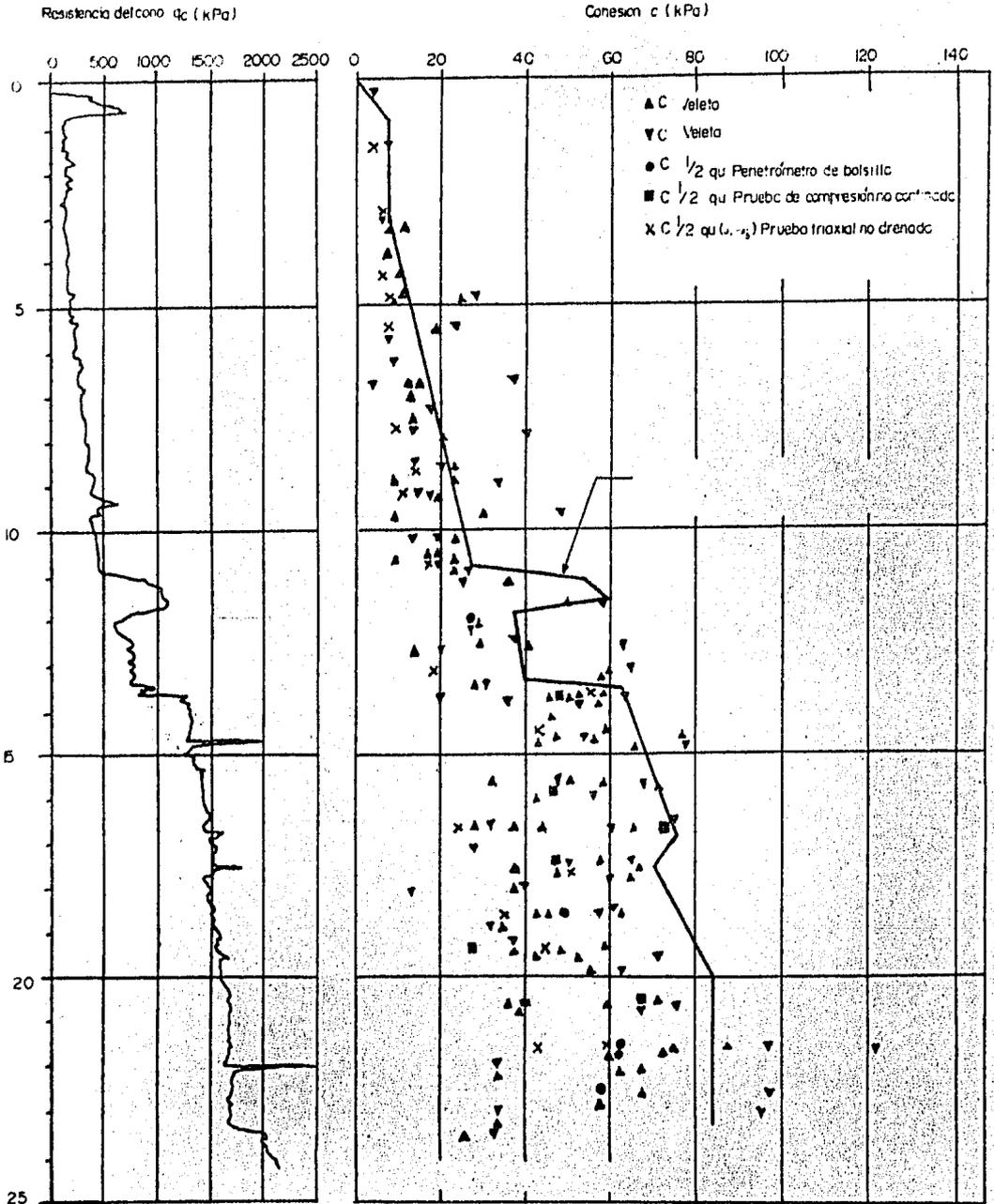


FIG. 6.2 COMPARACION DE LOS VALORES DE ESFUERZO CORTANTE DE PRUEBAS DE LABORATORIO Y DEL CPT.

parece ser la más prometedora. Los presurímetros a través de sondas, desarrolladas casi simultáneamente en Gran Bretaña y Francia, proveen una medición directa del módulo de elasticidad y el esfuerzo cortante y pueden servir por tanto para la calibración del cono de penetración.

La prueba de la veleta sólo ha sido usada en las arcillas suaves del Golfo de México, parece no haber necesidad de desarrollar una veleta para arcillas densas, especialmente si el desarrollo del presurímetro es satisfactorio.

Las técnicas de pruebas In Situ deberán ser usadas siempre -- que sea posible para proveer evidencia de las variaciones de los tipos de suelo y sus propiedades, sin embargo, las pruebas In Situ, no deberán ser usadas como el único medio de investigación de un lugar.

Una correlación de los resultados de la prueba del cono de penetración deberá ser hecha con por lo menos un sondeo exploratorio haciendo la prueba lo más junto que sea posible de la perforación.

Sólo después de una adecuada comparación de las pruebas In Situ con otras técnicas aceptadas para mostrar el efecto de tipo de pruebas y el alcance de éstas, serán usados los resultados para determinar los parámetros de diseño de la cimentación.

Finalmente diremos que la responsabilidad del Ingeniero en -- proyectos marinos no difiere en mucho de los proyectos similares en tierra firme, sin embargo los problemas que se afrontarán, son más complejos debido a la naturaleza de los estudios y la importancia que tiene que alguien coordine las diferentes fases del proyecto para conseguir la optimización de los datos disponibles para la determinación de los parámetros de diseño. Es en provecho de los dueños de la plataforma permitir que el Ingeniero consultor participe activamente en las diferentes etapas del proyecto, desde el bosquejo preliminar, hasta su total conclusión.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Juárez Badillo y Rico Rodríguez "Mecánica de suelos" Ed. Limusa 3a. Edición México.
- 2.- P. Letirant "Seabed Reconnaissance and Offshore Soil Mechanics for The Installation of Petroleum Structures" -- Institute Francais de Petrole - English Translation. --- 1979 Paris, France.
- 3.- P. George y D. Wood "Offshore Soil Mechanics" Cambridge University Engineering Department Lloyd's Register of -- Shipping - Sept. 1976 England.
- 4.- Sociedad Mexicana de Mec. de Suelos "Simposio Internacional de Mecánica de Suelos Marinos" - Febrero de 1980 --- Vols. I y II México.
- 5.- API - "Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms", API, RP2A, Fifth Edition, January 1974.
- 6.- VIJAYVERGIYA (V.N.) and FOCHT (J.A.).- "A New Way to Predict the Capacity of Piles in Clay". 4th Ann OTC. Houston, vol. II, 1972.
- 7.- McCLELLAND (B), FOCHT (J.A.) and EMRICH (W.J.).- "Problems in Design and Installation of Offshore Piles". J. of the Soil Mech and Found. Division, Nov. 1969.
- 8.- TLM - "Regles D'utilisation des techniques pressiométriques et d'exploitation des resultats obtenus pour le calcul des fondations". General description. D 60, Jan. - 1975.
- 9.- McCLELLAND (B), - "Fixed Structures, Foundations", Handbook of Ocean and Underwater Engineering, Myers (J) Holm (C) and MacAllester (R), Section 8. Mc Graw Hill, 1969.
- 10.- MENARD (L), BOURDON (G) et GAMBIN (M).- "Méthode générale de calcul d'un rideau ou d'un pieu sollicité horizontalement, en fonction des resultats pressiométriques", - Sols-Soils, Nos.22 and 23, 1968.
- 11.- REESE (L.C.), COS (W.R.) and DOOP (F.D.).- "Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand". OTC, Houston, 1974. --- Paper OTC 2080.

- 12.- ZUIDBERG (H.).- "Seabed Penetrometer Test", Fugro Symposium on Penetrometer Testing. The Hague, October 1972.
- 13.- RUITER (J.).- "Electric Penetrometer for Site Investigations", J. of Soil Mech. and Found. Div. February 1971.
- 14.- BJERRUM (L.).- "Geotechnical Problems Involved in Foundation of Structure in the North Sea". Geotechnique Vol. - XXIII. Sept. 1973.
- 15.- FERGUSON (G.H.), McCLELLAND (B.) and BELL (W.D.).- "Seafloor Cone Penetrometer for Deep Penetration Measurements of Ocean Sediment Strength", OTC, Houston 1977, paper OTC 2787.
- 16.- MENARD (L.).- "Intérêt technique et économique du vibromarteau hydraulique annulaire pour le prélevement d'échantillons en mer et la réalisation d'essais géotechniques in situ", Oceanexpo, Bordeaux, 1974.
- 17.- DOYLE (E.H.), McCLELLAND (B.) and FERGUSON (G.H.).- --- "Wireline Van Probe for Deep Penetration Measurements of Ocean Sediment Strength", OTC, Houston, 1971. Paper No-OTC. 1327.
- 18.- KRAFT Jr. (L.M.), AHMAD (I.) and FOCHT Jr. (J.A.).- - - "Application of Remote Vane Results to Offshore Geotechnical Problems", Offshore Technology Conference, May 3.6, 1976, Houston, Paper No. CCT. 2626.