



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO



21142
2

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLÁN**

**MECÁNICA DE SUELOS APLICADA A LA
CIMENTACIÓN DE PLATAFORMAS MARINAS**

T E S I N A

**QUE PARA OBTENER EL DIPLOMA DE
ESPECIALIZACIÓN EN:**

GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

P R E S E N T A

JORGE A. REBOLLEDO COSTES

**MEXICO
2003**

**IMPRESO CON
PAPEL DE ORIGEN**

A



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.

A mi esposa Silvia Marcela que tanto quiero, porque siempre he contado con su apoyo y comprensión.

A mis hijos Jorge Alfredo y Miguel Alejandro, de quienes estoy muy orgulloso.

A mis padres, a quienes debo tanto.

Al Doctor José María Chávez Aguirre, Director de este trabajo y a quien le tengo un gran afecto.

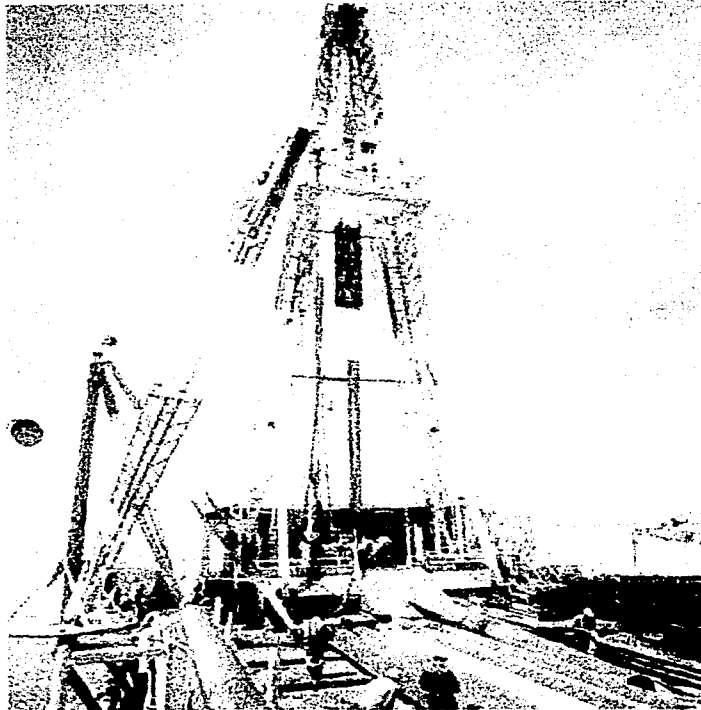
MECÁNICA DE SUELOS APLICADA A LA CIMENTACIÓN DE PLATAFORMAS MARINAS.

INDICE

		Pág.
I	INTRODUCCIÓN.	3
II	PROPIEDADES DE LOS SUELOS .	6
	II.1 FASES DEL SUELO.	
	II.2 ESTRUCTURACION DEL SUELO.	
	II.3 GRANULOMETRIA EN SUELOS.	
	II.4 PLASTICIDAD.	
	II.5 PROPIEDADES HIDRÁULICAS Y MECANICAS.	
	II.6 CLASIFICACION DE SUELOS.	
III	EXPLORACIÓN Y MUESTREO DE SUELOS EN TIERRA.	21
	III.1 PERFORACIONES EXPLORATORIAS EN CAMPO.	
	III.2 PROCEDIMIENTOS PARA MUESTREO DEL SUELO.	
	III.3 FORMULACION DEL PROGRAMA DE EXPLORACIÓN.	
	III.4 MAQUINAS Y EQUIPO DE PERFORACIÓN Y MUESTREO.	
	III.5 HERRAMIENTAS PARA PERFORACIÓN.	
	III.6 TÉCNICAS DE PERFORACIÓN.	
IV	DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO FLOTANTE PARA EXPLORACIÓN MARINA. 35	
	IV.1 EXPLORACIÓN MARINA.	
	IV.2 MUESTREO DEL FONDO MARINO.	
	IV.3 INVESTIGACION DE SUELOS MARINOS Y PRUEBAS.	
	IV.4 PRESENTACION DE DATOS GEOLÓGICOS.	
V	CIMENTACIÓN.	54
	V.1 CIMENTACIONES PROFUNDAS.	
	V.2 CAPACIDAD DE CARGA AXIAL.	
	V.3 REACCION DEL SUELO PARA PILOTES SUJETOS A CARGAS LATERALES.	
	V.4 CAPACIDAD DE CARGA LATERAL EN ARCILLAS BLANDAS.	
	V.5 CAPACIDAD DE CARGA LATERAL PARA ARENAS.	
VI	CONCLUSIONES.	73
VII	BIBLIOGRAFÍA.	74

TESIS CON
FALLA DE CINGEN

I. INTRODUCCIÓN



1.- INTRODUCCIÓN.-

Hasta años recientes las investigaciones para explotar los yacimientos de aceite y gas bajo el agua, se reducían a las áreas de la Plataforma Continental del Golfo de México.

La constante necesidad en el mundo de mantener adecuadas reservas de hidrocarburos, con el fin de hacer frente a la demanda de productos derivados del petróleo, ha obligado a incrementar la investigación de nuevos yacimientos, razón por la cual se han desarrollado plataformas marinas en aguas cada vez más profundas.

Tanto los métodos de perforación en mar abierto, como el diseño estructural de las plataformas, presentan un estado de cambio continuo, así como un desarrollo constante, todo esto como consecuencia del deseo de conquistar aguas más profundas cada vez. Se han construido plataformas en el mar en las que sus profundidades varían entre 15 y 120 metros. Es importante hacer notar que los problemas que se presentan en mar abierto son mucho más difíciles de resolver que en un lago, ya que el oleaje provoca condiciones más desfavorables.

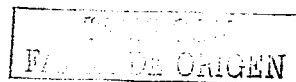
Para llevar a cabo trabajos de construcción en el mar, es necesario contar con estudios previos de las condiciones meteorológicas y oceanográficas más desfavorables del lugar donde se pretende instalar la estructura, estudios batimétricos para conocer las profundidades y condiciones del fondo del mar, estudios de corrientes, mareas y vientos con su intensidad y dirección dominantes, con el objeto de planear los procedimientos y movimientos de barcasas y equipos, tanto de perforación como de abasto.

Este trabajo pretende cubrir el análisis de la cimentación profunda de plataformas marinas, mediante pilotes metálicos de sección anular abiertos en su extremo inferior, instalados fundamentalmente mediante golpes de martinete.

Para diseñar la cimentación de una estructura asentada en el fondo del mar, es necesario conocer las propiedades del suelo, por lo que este trabajo se inicia con una revisión de las propiedades de los suelos en general, así como sus métodos de muestreo, para posteriormente revisar la exploración de los suelos.

De acuerdo a su operación básica, las plataformas marinas se dividen en: plataformas de perforación, plataformas de producción y plataformas habitacionales.

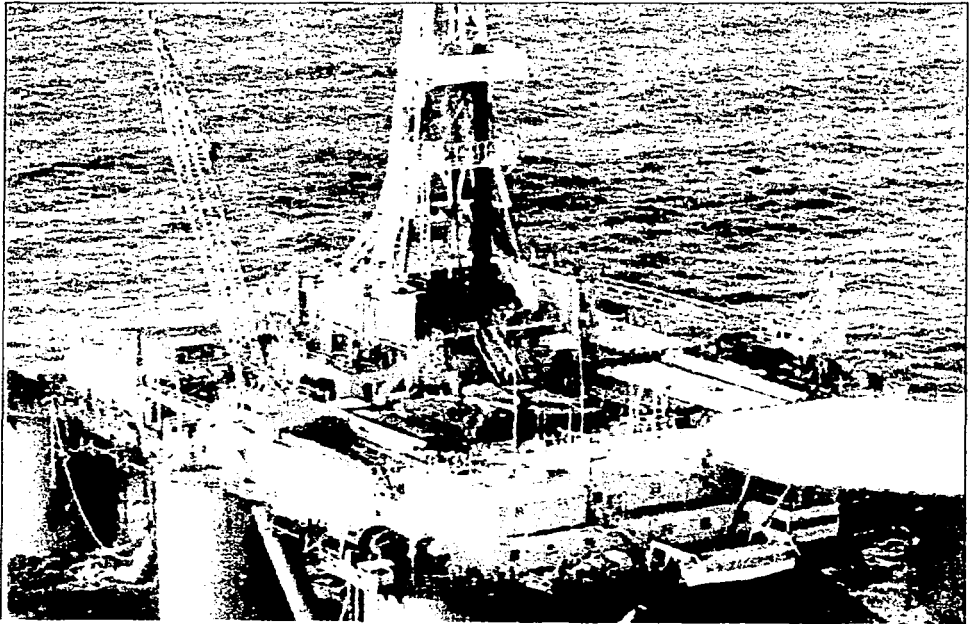
Las de perforación, son generalmente móviles excepto en los casos de campos ya comprobados. Entre este tipo de plataformas se pueden mencionar las lastrables (recomendables para tirantes de agua pequeños hasta 50 metros), las autoelevables (pueden trabajar con tirantes de agua del orden de 100 metros), y las flotantes semisumergibles (preferibles para operar en aguas profundas).



Por otro lado las de producción y las habitacionales, Son generalmente de permanencia definitiva en el sitio.

Las plataformas fijas o de permanencia definitiva, pueden ser construidas de estructuras acero, cimentadas profundamente en el suelo marino, mediante pilotes de tubos metálicos hincados en el sitio. O de estructuras de concreto (a gravedad) colocadas en los estratos superficiales del suelo marino, recomendables en distancias cercanas a la costa.

II. PROPIEDADES DE LOS SUELOS



II. PROPIEDADES DE LOS SUELOS

La clasificación más común en la rama de ingeniería, para los materiales naturales que forman parte de la corteza terrestre, comprende dos categorías: suelos y rocas.

Se considera como suelo, todo agregado natural de partículas minerales y orgánicas que poseen poca o nula cohesión, separables por medios mecánicos de poca intensidad y con un tamaño máximo de 3". Por otro lado, se considera como roca, el agregado de minerales unidos por fuerzas cohesivas poderosas y permanentes.

El origen de los suelos es el resultado de las acciones de mecanismos de ataque como la desintegración mecánica o descomposición química sobre la corteza terrestre.

La desintegración mecánica se refiere a la intemperización de las rocas por agentes físicos como cambios de temperatura, acción de la congelación del agua en juntas y grietas de rocas, efectos de organismos. El producto resultante de su acción está formado por arenas, limos y en ocasiones arcillas.

La descomposición química, emplea agentes que atacan a la roca desde su constitución interna, modificando su estructura. El principal agente es el agua, y sus mecanismos más importantes son la oxidación, hidratación y la carbonatación. El resultado último de esta descomposición es la arcilla.

Los cambios en la temperatura se reflejan en la acción de dichos agentes, por lo que en zonas húmedas y cálidas se encuentran principalmente formaciones arcillosas, mientras que en zonas frías, formaciones arenosas y limosas gruesas.

Si los productos de la descomposición de las rocas se encuentran en el lugar de acción del intemperismo, reciben el nombre de suelos residuales. Por otro lado, si por la acción de cualquier agente se mueven del lugar de origen y son depositados en otra zona, se les denomina suelos sedimentados o transportados.

II.1 FASES DEL SUELO.

En un suelo se distinguen tres fases constituyentes: la sólida, la líquida y la gaseosa. La sólida está formada por partículas minerales del suelo, la líquida por el agua y la gaseosa por el aire y gases presentes.

Las fases líquida y gaseosa constituyen el volumen de vacíos, mientras que la fase sólida el volumen de sólidos.

Un suelo está totalmente saturado, cuando todos sus vacíos están ocupados por agua. En este caso, el suelo únicamente está formado de dos fases, la sólida y la líquida. Este caso se presenta en suelos ubicados por debajo del nivel freático.

El concepto de peso específico, relaciona el peso de las distintas fases con sus volúmenes correspondientes

Peso específico de la masa de suelo γ_m :

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

Peso específico de la fase sólida del suelo γ_s :

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

El peso específico relativo se define como la relación entre el peso específico de una sustancia y el peso específico del agua.

Peso específico relativo de la masa de suelo S_m :

$$S_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_o} = \frac{W_m}{V_m \gamma_o}$$

Peso específico de la fase sólida del suelo:

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

Para el manejo comprensible de las propiedades del suelo, es muy importante conocer conceptos tales como: relación de vacíos, porosidad, grado de saturación, contenido de agua o humedad.

a) Relación de vacíos, oquedad o índice de poro (e), es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de sólidos del suelo y se expresa de la siguiente forma:

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

Teóricamente puede variar de cero a infinito. Sin embargo, los valores prácticos varían de 0.25, arenas muy compactas con finos, a 15 arcillas altamente compresibles.

b) Porosidad (n), es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de su masa. (se expresa como porcentaje).

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

Teóricamente varía de 0, suelo ideal con únicamente fase sólida a 100% espacio vacío. Los valores reales oscilan entre 20% y 95%.

c) Grado de saturación (G_w), es la relación entre el volumen de agua y el volumen de vacíos. (se expresa en porcentaje)

$$G_w (\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

Varía de 0 en suelo seco, a 100% en suelo totalmente saturado.

d) Contenido de agua o humedad (ω), es la relación entre el peso del agua contenida y el peso de la fase sólida (se expresa en porcentaje)

$$\omega (\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

Varía teóricamente de cero a infinito. Varía entre valores muy amplios. En México existen valores de 1000% en arcillas procedentes del sureste del país. En el Valle de México varía de 500 a 600%.

II.2 ESTRUCTURACIÓN DE SUELOS

Suelos gruesos.

Estructura Simple: aquella producida cuando las fuerzas debidas al campo gravitacional es claramente predominante en la disposición de las partículas. Típica en suelos de grano grueso. El comportamiento mecánico e hidráulico del suelo queda definido por la compacidad y la orientación de las partículas.

El término de compacidad se refiere al grado de acomodo alcanzado por las partículas del suelo, dejando más o menos vacíos entre ellas. En arenas limpias, los taludes naturales pueden ser indicativos del estado de compactación.

Ángulos del talud (grados)	Estado de Compactación
< 35	Suelto
De 35 a 40	Moderadamente compacto
De 40 a 45	Compacto
> 45	Muy compacto

Para medir la compacidad relativa en una estructura simple, Terzaghi elaboró una relación empírica, llamada Compacidad relativa (C_r):

$$C_r (\%) = \frac{e_{\max} - e_{\text{nat.}}}{e_{\max} - e_{\min.}} \times 100$$

Donde:

e_{\max} = Relación de vacíos correspondiente al estado más suelto del suelo.

$e_{\text{nat.}}$ = Relación de vacíos de la muestra en estado natural.

$e_{\min.}$ = Relación de vacíos correspondiente al estado más compacto del suelo.

Suelos Finos.

Estructura Panaloide: esta estructura se considera típica en granos de pequeño tamaño que se depositan en un medio continuo, normalmente agua y en ocasiones aire. El conjunto de partículas que se van uniendo pueden llegar a formar una celda, con cantidad importante de vacíos, a modo de panal.

Estructura Floculenta: cuando en el proceso de sedimentación se forman grumos, estos llegan al fondo formando panales, cuyas bóvedas están formadas por los grumos. Este mecanismo produce una estructura muy blanda y suelta con gran volumen de vacíos, llamada floculenta y a veces panaloide de orden superior.

En las aguas de mar, las sales contenidas actúan como electrolito generador del mecanismo antes descrito. Conforme aumenta el peso debido a la sedimentación continua, las capas inferiores expulsan agua y se consolidan más. Durante este proceso las partículas y grumos se acercan entre sí y hacen posible que esta estructuración tan poco firme en principio, alcance resistencia de importancia.

Estructuras Compuestas: en la naturaleza rara vez se presentan puras las estructuras antes mencionadas, debido a que la sedimentación ocurre con partículas de diversos tamaños y tipos. Por tal motivo estas formaciones tienen un esqueleto constituido por los granos gruesos y por masas coloidales de flóculos que proporcionan nexos entre ellos. El medio donde esta sedimentación ocurre es en agua de mar o de lagos con contenido apreciable de sales, donde el efecto floculante de éstas coexiste con el arrastre de vientos o corrientes de agua.

II.3 GRANULOMETRÍA EN SUELOS.

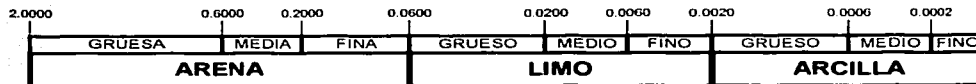
Únicamente puede determinarse la granulometría en suelos gruesos, empleando mallas y revela algo sobre las propiedades físicas del material. Por experiencia es sabido que los suelos gruesos bien graduados, tienen un comportamiento en ingeniería más favorable.

Las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos finos dependen de su estructuración e historia geológica por lo que el conocimiento de su granulometría resulta menos prioritario.

CLASIFICACIÓN GRANULOMÉTRICA INTERNACIONAL. (Tamaño en mm)



CLASIFICACIÓN GRANULOMÉTRICA M.I.T. (Tamaño en mm)



CLASIFICACIÓN GRANULOMÉTRICA SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS). Sistema originalmente propuesto por Casagrande en 1942. Actualmente se utiliza en prácticamente todo trabajo de geotecnia.

En el SUCS, los siguientes símbolos se utilizan como identificación:

SÍMBOLO	G	S	M	C	O	Pt	H	L	W	P
Descripción	Grava	Arena	Limo	Arcilla	Limos Orgánicos y arcillas	Turba y suelos altamente orgánicos	Alta Plasticidad	Baja Plasticidad	Bien graduados	Mal graduados

Con la carta de plasticidad y la siguiente tabla se establece el procedimiento para determinar los símbolos para diferentes tipos de suelos.

División principal	Criterios	Símbolos de Grupo
Suelo de grano grueso, R200 > 50 Suelo con grava, R4 > 0,5 R200	F200 < 5, Cu >= 4, Cz <= 3	GW
	F200 < 5, Cu < 4, Cz no entre 1 y 3	GP
	F200 > 12, PI < 4, o límites de Atterberg debajo de la línea A	GM
	F200 > 12, PI > 7, y límites de Atterberg en o arriba de la línea A	GC
	F200 > 12, LL < 50, 4 <= PI <= 7, y límites de Atterberg en o arriba de la línea A	GC-GM
	5 <= F200 <= 12; cumple los criterios de graduación de GW y los criterios de plasticidad de GM	GW-GM
	5 <= F200 <= 12; cumple los criterios de graduación de GW y los criterios de plasticidad de GC	GW-GC
	5 <= F200 <= 12; cumple los criterios de graduación de GP y los criterios de plasticidad de GM	GP-GM
	5 <= F200 <= 12; cumple los criterios de graduación de GP y los criterios de plasticidad de GC	GP-GC
	Suelo Arenoso, R4 > 0,5 R200	F200 < 5, Cu >= 6, 1 <= Cz <= 3
F200 < 5, Cu >= 6, y/o Cz no entre 1 y 3		SP
F200 > 12, PI < 4, o límites de Atterberg debajo de la línea A		SM
F200 > 12, PI > 7, y límites de Atterberg en o arriba de la línea A		SC
F200 > 12, LL > 50, 4 <= PI <= 7, y límites de Atterberg en o arriba de la línea A		SC-SM
5 <= F200 <= 12; cumple los criterios de graduación de SW y los criterios de plasticidad de SM		SW-SM
5 <= F200 <= 12; cumple los criterios de graduación de SW y los criterios de plasticidad de SC		SW-SC
5 <= F200 <= 12; cumple los criterios de graduación de SP y los criterios de plasticidad de SM		SP-SM
5 <= F200 <= 12; cumple los criterios de graduación de SP y los criterios de plasticidad de SC		SP-SC
Suelo de grano fino, (inorgánico), R200 <= 50 Suelo limoso y arcilloso, LL < 50 Suelo limoso y arcilloso, LL >= 50 (orgánico), Limo orgánico y arcilla, LL < 50 Limo orgánico y arcilla, LL >= 50		PI < 4, o límites de Atterberg debajo de la línea A
	PI > 7, y límites de Atterberg en o arriba de la línea A	CL
	4 <= PI <= 7, y límites de Atterberg arriba de la línea A	CL-ML
	Límites de Atterberg debajo de la línea A.	MH
	Límites de Atterberg en o arriba de línea A.	CH
	LL no secado en horno/ LL secado en horno < 0.75	OL
	LL no secado en horno/ LL secado en horno < 0.75	OH

F200+ Por ciento que pasa la malla 200
 G200+ Por ciento retenido en la malla 200
 R4+ Por ciento retenido en la malla No. 4
 Cu+ Coeficiente de uniformidad
 C_u+ Coeficiente de gradación
 LL+ Límite líquido
 PI+ Índice de plasticidad

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}, \quad C_z = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

En la figura No. 1, se observa una gráfica granulométrica de una muestra de arena.

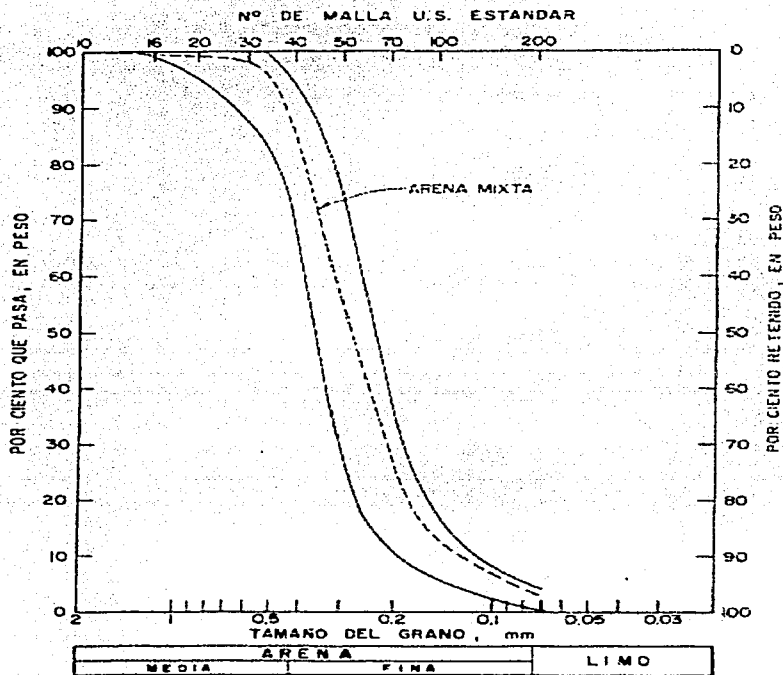


Fig. No.1 Características Granulométricas de las Arenas
Referencia No. 6.

II.4 PLASTICIDAD.- Es la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.

Su medición ha sido motivo para desarrollar varios métodos. El de Atterberg es el más difundido en los laboratorios de mecánica de suelos. La plasticidad no es una propiedad permanente de las arcillas y depende de su contenido de agua. Una arcilla muy seca, presenta la consistencia de un ladrillo por lo que su plasticidad es nula, sin embargo el mismo material con gran contenido de agua presenta las propiedades de un lodo o de una suspensión líquida. Entre ambos extremos, existe un intervalo del contenido de agua en que la arcilla se comporta plásticamente.

Estados de Consistencia

Estado Líquido.- Suelo con propiedades y apariencia de una suspensión.

Estado Semilíquido.- Suelo con propiedades de un fluido viscoso.

Estado Plástico.- Suelos con comportamiento plástico.

Estado Semisólido.- Suelo con apariencia de sólido, pero con posibilidades de disminuir su volumen si se sujeta a secado.

Estado Sólido.- El volumen del suelo permanece invariable con el secado.

Límites de Atterberg.- Fronteras convencionales.

Límite Líquido.- Entre los estados semilíquido y plástico.

Límite Plástico.- Entre los estados plástico y semi-sólido.

Límite de Contracción.- Entre los estados semisólido y sólido.

Límite de Adhesión.- Contenido de agua con el que la arcilla pierde sus propiedades de adherencia con una hoja metálica.

Límite de Cohesión.- Contenido de agua con el que los grumos de arcilla ya no se adhieren entre sí.

Índices.

Índice Plástico: $IP = L.L. - L.P.$

Índice de Fluidéz (F_w): pendiente de la curva de fluidéz, igual a la variación de contenido de agua correspondiente a un ciclo de la escala logarítmica.

Los límites de Atterberg y sus índices han probado ser muy útiles en la identificación y clasificación de los suelos. Los límites son usados directamente en especificaciones de control de suelos para usarlos en rellenos.

El índice plástico, indica la magnitud del rango de contenido de agua dentro del cual el suelo presenta plasticidad.

Las propiedades índice son utilizadas para clasificar los suelos y para agrupar los de grandes estratos. Las principales pruebas para definir estas propiedades son:
Contenido natural de agua, peso específico relativo, límites de Atterberg y granulometría.

II.5 PROPIEDADES HIDRÁULICAS Y MECANICAS.

Por otro lado, las propiedades hidráulicas y mecánicas que presenta el suelo natural, deben ser tomadas en cuenta en los trabajos de ingeniería. Las principales pruebas para definir estas propiedades son:

Permeabilidad, consolidación, cortante directo, compresión no confinada, compresión triaxial (prueba lenta, prueba rápida-consolidada y prueba rápida).

PERMEABILIDAD.- Los espacios vacíos o poros entre los granos de suelo, permiten que el agua fluya a través de ellos. Se dice que un suelo es permeable, si permite el paso de un fluido por un proceso de flujo. Para ser permeable, cuando menos una porción de los espacios vacíos en el material deberán ser continuos.

La trayectoria de una molécula de agua a través de un medio poroso probablemente será sinuosa. La magnitud de la velocidad variará de punto a punto y su dirección también será variable. El flujo de agua a través de un medio poroso, está gobernado por la Ley de Darcy:

$$v = k * i \qquad i = \frac{\Delta h}{L}$$

Donde:

v = Velocidad de Darcy (cm/s)

k = Permeabilidad hidráulica del suelo (cm/s)

i = Gradiente hidráulico.

La ecuación de continuidad del gasto establece que :

$Q = A v$, siendo A el área del conducto y v la velocidad del flujo.

$$Q = A * k * \frac{\Delta h}{L} = k A i$$

Donde:

Q = Gasto (cm³/sg)

El coeficiente de permeabilidad de un suelo (k), es un dato cuyo determinación correcta es de fundamental importancia para la formación del criterio del proyectista en problemas de mecánica de suelos y en muchos casos, para la elaboración de sus cálculos. Existen métodos directos de laboratorio para la determinación de este coeficiente como son: el

Permeámetro de carga constante, apropiado para suelos granulares y el Permeámetro de carga variable.

Existen algunos factores que influyen en la permeabilidad de los suelos como pueden ser: la relación de vacíos del suelo, la temperatura del agua, la estructura y estratificación del suelo, la existencia de perforaciones o fisuras en el suelo.

COMPRESIBILIDAD.- Cualquier cambio de esfuerzos actuantes sobre una masa de suelo, produce un cambio de volumen en la masa. Es importante tener en cuenta dichos cambios, debido a que modifican las características de permeabilidad y las fuerzas interpartículas, las cuales se reflejan en la resistencia al cortante del suelo, causando desplazamientos en las fronteras de la masa.

Para un sistema agua-arcilla saturado, en el cual la presión de poro del agua no se permite escapar, la compresibilidad del suelo es generalmente tan grande como la del agua, virtualmente todo el incremento de presión aplicado es transferido a un exceso de presión en el agua de poro. Si el drenaje es permitido y el exceso de presión de poro es positivo, el suelo tenderá a decrecer en volumen, proceso llamado consolidación. Si el exceso es negativo, el suelo tenderá a incrementar su volumen, el proceso es llamado expansión.

Resistencia al esfuerzo cortante.- La resistencia de los materiales es un aspecto importante en muchos problemas de ingeniería, fundamentalmente en las cimentaciones.

Los parámetros ϕ y c se utilizan para estimar la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo de acuerdo a la fórmula:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

Donde:

σ = esfuerzo normal efectivo en el plano de corte.

c = cohesión o cohesión aparente.

ϕ = ángulo de fricción interna.

La ecuación anterior queda representada por una recta que pasa por el origen y que forma un ángulo ϕ con la horizontal (dicha recta es la línea de falla), correspondiente a distintos esfuerzos normales. Si el círculo representativo de los esfuerzos actuantes, es tangente a las líneas de falla como se observa en la figura Número 2, habrá un punto en el círculo que representa unos esfuerzos tales que satisfacen la condición de falla.

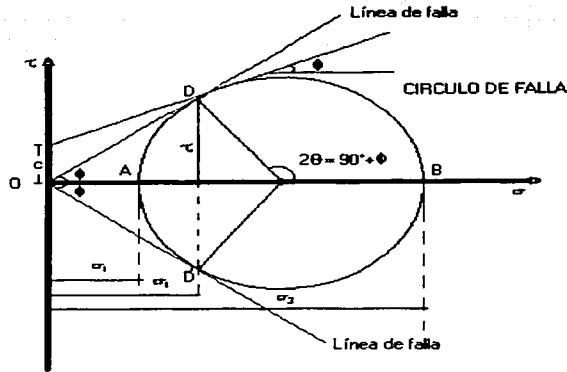


Fig. No. 2 Líneas de falla en el círculo de Mohr.

Se estima por medio de cualquiera de los ensayos siguientes:

- Corte directo
- Corte por torsión
- Compresión simple
- Ensayo triaxial

La resistencia involucra conceptos de ruptura y de deformación excesiva. La resistencia de un suelo a la deformación está influenciada fuertemente por la resistencia cortante de contactos entre las partículas. El conocimiento de esta resistencia al cortante y de los factores que la influyen es básico para la mecánica de suelos.

La fuerza cortante entre dos partículas, es la que debería aplicarse para causar un movimiento relativo entre las partículas. La fuente de la resistencia cortante es la fuerza de atracción que actúan entre los átomos superficiales de las partículas.

Existen diversas pruebas para medir las propiedades de esfuerzo-deformación. La prueba de corte directo es la más antigua, pero conserva interés práctico debido a su simplicidad.

El aparato consta de dos marcos rígidos, uno fijo y el otro móvil que contiene la muestra de suelo. Dos piedras porosas, una superior y otra inferior, proporcionan drenaje libre a las muestras saturadas. Para muestras secas, se sustituyen las piedras porosas por placas de confinamiento.

A la placa móvil se le aplica una fuerza cortante que causa el desplazamiento relativo entre las dos partes, además sobre la parte superior se aplica una fuerza confinante. La magnitud de las fuerzas cortantes se registra como una función del desplazamiento de corte, así como también el espesor de la muestra.

En una prueba de resistencia la falla presentada puede ser del tipo frágil (después de llegar al esfuerzo máximo, descendiéndole rápidamente al aumentar la deformación) o plástica. La prueba de corte directo es usada únicamente en suelos de falla plástica.

La prueba de compresión triaxial, es la más común y versátil para determinar las propiedades esfuerzo-deformación de los suelos. Un espécimen cilíndrico de suelo se sujeta a una presión confinante σ_3 la que iguala los esfuerzos en toda la superficie de la muestra. Entonces el esfuerzo axial es incrementado $\Delta\sigma_1$, hasta que el espécimen falla.

La prueba triaxial es simplemente una versión especial de la prueba de compresión cilíndrica y es usada para determinar las propiedades mecánicas de muchos materiales.

En la prueba triaxial lenta (CD), los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos: para lo cual el espécimen se sujeta a una presión hidrostática σ_3 , abriendo una válvula para que se consolide bajo la presión actuante. En esta forma todas las fuerzas exteriores, actuarán en la fase sólida del suelo y en el agua los esfuerzos corresponden a la condición hidrostática. La muestra se lleva a la falla, por incrementos de carga que se mantienen cada uno lo necesario para que la presión en el agua en exceso de la hidrostática se reduzca a cero.

En la prueba rápida consolidada (CU), el espécimen se consolida primeramente bajo la presión hidrostática σ_3 . Se lleva a la falla incrementando rápidamente la carga axial, no permitiendo cambio de volumen.

En la prueba rápida (UU), no existen etapas de consolidación, una válvula siempre estará cerrada. Se aplica al espécimen una presión hidrostática y de inmediato se lleva a la falla aplicando la carga axial.

La prueba de compresión simple (C_s), no es triaxial, pero en muchos aspectos se parece a la prueba rápida. Los esfuerzos de confinamiento al inicio de la prueba son nulos, pero existen en la estructura del suelo esfuerzos efectivos no muy bien definidos, debido a tensiones capilares en el agua intersticial.

Este tipo de pruebas proporciona datos importantes para el diseño. Sin embargo, cada prueba debe elegirse con el criterio de que reflejen en el laboratorio las circunstancias a las que el suelo va a estar expuesto en la obra.

II.6 CLASIFICACION DE SUELOS.

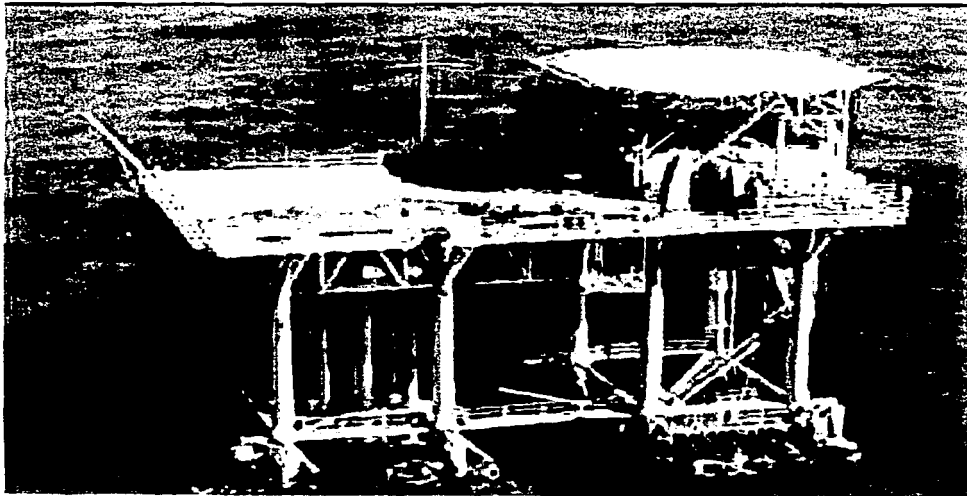
La clasificación de un suelo es su colocación dentro de un grupo en el cual todos exhiben similares comportamientos. Esta clasificación permite resolver muchos tipos de problemas simples y sirve de guía en el programa de pruebas si la dificultad e importancia del problema lo requiere. Las clasificaciones de los suelos se desarrollan para ayudar en la solución de problemas específicos, una de las más utilizadas es el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos comúnmente nombrado SUCS, para uso en todos los problemas de ingeniería que estén involucrados con los suelos.

Los sistemas de clasificación de suelos dividen a estos en grupos y subgrupos, en base a su distribución granulométrica y límites de consistencia. Para la identificación manual y visual del suelo en la figura No. 3, se observa un registro en el que se califican conceptos que pueden utilizarse para la clasificación y descripción tanto de la fracción gruesa como de la fracción fina del suelo.

FRACCION GRUESA				FRACCION FINA				
	1	2	3		1	2	3	
Color				Color				
Tono				Tono				
Textura Muestra				Textura Muestra				
Lustre Muestra				Lustre Muestra				
Tamaño máx. granos				Materia orgánica				
Forma granos				Otros suelos				
Dureza granos				Humedad				
Materia orgánica				Desintegrabilidad en agua				
Otros suelos				Consistencia				
Humedad				Origen Geológico				
Cementación				Nombre Geológico				
Estructura				Nombre Típico				
Desintegrabilidad en agua				Otros conceptos y observaciones:				
Compacidad								
Origen Geológico								
Nombre Geológico								
Nombre Típico								
GRUESO	Grava ()	Bien graduada		()	GW	SW		
		Mal graduada		()	GP	SP		
	Arena ()	Con finos no plásticos		()	GM	SM		
		Mal graduada		()	GC	SC		
FINO	Dilatancia		RAÍDA	LENTA	MUY LENTA	N.L.A.	CH	CL
	Tenacidad		ALTA	MEZCLA	UCIFRA	N.L.A.	MH	ML
	Resistencia	MUY ALTA	ALTA	MEZCLA	UCIFRA	N.L.A.	CH	CL
Observaciones:								
1	2		3					
Obra	X =	FECHA DE MUESTREO		No. Muestra	Laboratorista			
Sondeo	Y =	FECHA PRUEBA LAB.		TRAMO	Revisó			
Operador	Z = de	a	TIPO DE MUESTRA	Otros Datos	Hoja			

Fig. No. 3. Registro para la descripción y clasificación visual y manual de los suelos.
Referencia No. 8.

III.- EXPLORACIÓN Y MUESTREO DE SUELOS EN TIERRA.



III.- EXPLORACIÓN Y MUESTREO DE SUELOS EN TIERRA.

La exploración de un sitio para una obra civil, consiste en la recopilación de datos de geología y geotecnia, obtenidos de trabajos de campo y laboratorio. El propósito de la exploración es obtener información que ayude a seleccionar el tipo y profundidad de cimentación, evaluar la capacidad de carga del suelo, así como también para estimar el asentamiento probable o detectar problemas potenciales de la cimentación.

La finalidad de una exploración geotécnica es la determinación de las propiedades mecánicas de los suelos, las características estratigráficas e hidrológicas del subsuelo, así como la obtención de muestras para pruebas y estudios de laboratorio.

Los procedimientos de estudio detallado de un sitio, se dividen en tres tipos: Métodos Indirectos, Métodos Semidirectos y Directos.

Métodos Indirectos: en los cuales no se obtiene muestra alguna y cuyos resultados son obtenidos en forma indirecta. Debe utilizarse en el reconocimiento preliminar de la zona, donde se requiere una orientación y/o datos aproximados relacionados con la estratigrafía, discontinuidades y condiciones geológicas generales.

Pueden ser:

Prospección geofísica.

Sísmica.

Resistividad eléctrica. La profundidad de exploración se considera igual a la cuarta parte de la distancia entre electrodos de corriente.

Magnética.

Gravimétrica.

Métodos Semidirectos:

Son aquellos procedimientos que se aplican para determinar la variación de la resistencia al corte de los suelos con la profundidad. Los penetrómetros que se hincan a presión (estáticos) o con el impacto de una masa (dinámicos). El cono holandés es el de uso más difundido dentro de los estáticos, mientras que por los dinámicos el más usual es la prueba de penetración estándar, que además tiene la ventaja de recuperar muestras alteradas.

El cono holandés se utiliza ampliamente en suelos arenosos, para los que se han desarrollado correlaciones de interpretación que permiten tentativamente clasificar los suelos en que penetra el cono y definir con gran confiabilidad su compacidad. En arcillas las correlaciones son menos confiables. Con este sistema se puede medir la resistencia de punta (q_c) y la fricción lateral (f_s)

Métodos Directos:

Son aquellos procedimientos en que el reconocimiento del suelo se hace a través de las muestras obtenidas, las cuales pueden ser representativas y no representativas. Así mismo, según su obtención estas pueden estar alteradas o no alteradas. Necesariamente estos métodos deben utilizarse durante la exploración, ya que se requiere información precisa acerca de las condiciones del sitio y las características de los materiales.

Entre estos procedimientos se pueden considerar los siguientes:

A cielo abierto: excavaciones, galerías, trincheras, túneles, etc.

Por medio de perforaciones: con barras helicoidales, posteadoras o equipo similar.

Por percusión

Por presión

Por rotación

Por lavado

Dependiendo de la forma de realizar la exploración, el muestreo se puede clasificar en: Continuo y No Continuo.

III.1 PERFORACIONES EXPLORATORIAS EN CAMPO

a) Perforación con barrena: dentro de este grupo se encuentran las barras helicoidales, las cucharas muestreadoras, los tubos ranurados, y los muestreadores de copa. Se usan para el avance y limpieza de perforaciones, para muestrear materiales no cohesivos y materiales cohesivos blandos. Las muestras logradas son seriamente alteradas y en ocasiones únicamente se consideran muestras no representativas.

b) Muestreadores Guiados: son tubos que se hincan con un movimiento lineal a lo largo de su eje. Se dividen en dos grupos, los muestreadores abiertos y los de pistón, ambos son tubos abiertos en su extremo inferior.

Con estos muestreadores es posible obtener muestras inalteradas representativas, dependiendo del diseño del muestreador y del cuidado en su operación. Es muy conveniente para determinar, a través de ensayos de laboratorio, las propiedades físicas de los materiales cohesivos.

Entre los más importantes están los muestreadores de pared delgada, como lo son el muestreador abierto (Tipo Shelby), el muestreador de pistón estacionario, el muestreador de pistón retráctil y el muestreador de pistón libre.

c) Muestreadores de Barril: este tipo de muestreador es usado para cortar el material como los muestreadores guiados, lo desplaza y lo saca al exterior con ayuda de fluidos de perforación. Pueden ser muestreadores de barril simple o de barril doble, siendo estos últimos los que más ventajas presentan.

El muestreador de barril doble, está formado por dos tubos concéntricos que giran independientemente, mientras el interior sirve únicamente para tomar la muestra, el exterior sirve para cortar el material por medio de la broca que tiene en su extremo inferior.

Las rocas duras pueden muestrearse con barriles sencillos o de un solo tubo y las blandas o deleznales deben ser muestreadas con un barril doble giratorio. Para mejorar la calidad del muestreo se deben usar los llamados barriles no convencionales.

En la exploración geotécnica, es recomendable utilizar el barril doble giratorio y obtener muestras NX de 54 mm de diámetro, ya que a mayor diámetro la calidad del muestreo aumenta, sobre todo en rocas fracturadas.

El más usados es el Tubo Denison. Se utiliza ventajosamente en suelos duros. Todos los muestreadores de barril doble eliminan la torsión y abrasión sobre la muestra, lo que no sucede con los muestreadores de barril sencillo.

III.2 PROCEDIMIENTOS PARA MUESTREO DEL SUELO

Los procedimientos de muestreo son las técnicas que se aplican para obtener especímenes alterados o inalterados de diferentes profundidades del subsuelo, con los que posteriormente se realizan pruebas de laboratorio para conocer sus propiedades índice y mecánicas.

Muestras Alteradas. Son muestras cuyo acomodo estructural se pierde a consecuencia de su extracción; se utilizan en el laboratorio para identificar el tipo de suelo a que corresponden, realizar pruebas índice y preparar especímenes compactados para someterlos a pruebas mecánicas.

Muestras Inalteradas: Son muestras cuyo acomodo estructural está relativamente inalterado, ya que necesariamente se inducen cambios de esfuerzos por su extracción y estos generan cambios volumétricos; estas muestras se utilizan en el laboratorio para identificar el tipo de suelo a que corresponden. Puede aplicarse en suelos finos, en granulares se puede sólo en aquellos que tengan un contenido de finos que les impongan una cohesión. Las muestras inalteradas deben conservar la estructura del suelo, mantener el contenido de agua natural y no haber sufrido alteraciones físicas.

Las muestras alteradas pero representativas son generalmente usadas para las siguientes pruebas de laboratorio:

- Análisis granulométrico.
- Determinación de límites de consistencia.
- Peso específico de los sólidos del suelo.
- Determinación del contenido orgánico.
- Clasificación del suelo.

Sin embargo, estas no deben usarse para pruebas de consolidación, permeabilidad o resistencia al cortante.

Muestreo con muestreador de media caña: Se usan para obtener muestras generalmente alteradas pero representativas. Es el método más simple para obtener una idea sobre el grado de compactación del suelo *in situ*. Consiste en contar el número de golpes que se requieren para hincar un muestreador especial treinta centímetros en el terreno con un peso determinado y una altura de caída fija. Fue diseñado por Terzaghi para conocer la compacidad relativa de las arenas, aplicándose también para conocer de una manera muy tosca la consistencia natural de las arcillas. Tiene la ventaja de que permite obtener muestras alteradas casi continuas, así como conocer la variación de la resistencia a la penetración en la profundidad explorada. Se recomienda su uso para muestrear estratos de arena, probablemente es el método más usado para el muestreo de suelos.

Área alterada de la muestra.

El grado de alteración de la muestra depende del método usado para el hincado del muestreador en el suelo y de las dimensiones del tubo muestreador.

El grado de alteración se puede determinar por un porcentaje de área en función de los diámetros del tubo muestreador.

$$\text{Ar \%} = \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_i^2} * (100)$$

D_e = Diámetro exterior del tubo muestreador.

D_i = Diámetro interior del tubo muestreador.

Ar = Relación de áreas.

Cuando la relación de áreas es de 10% o menor, la muestra se considera como inalterada.

En la Figura No. 4 se observa un esquema de un penetrómetro estándar de media caña. El número de golpes necesario para hincar los últimos 30 centímetros del penetrómetro se grafican como un punto a la profundidad media de realización de la prueba como se observa en la Fig. No. 5 (Representación gráfica de la penetración estándar)

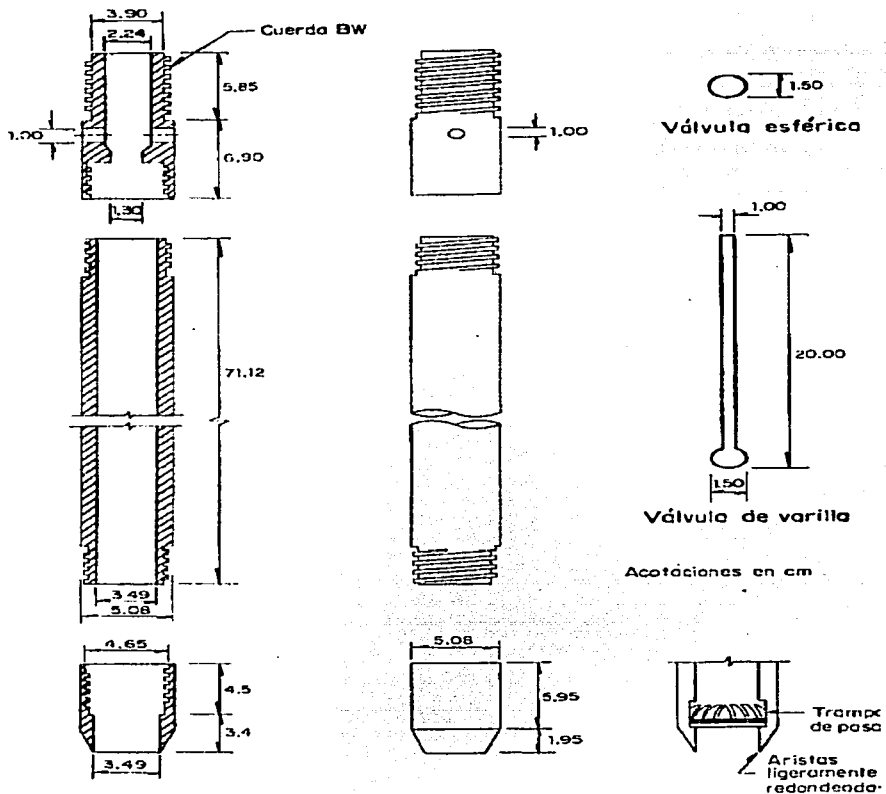


Figura No. 4. Penetrómetro estándar
Referencia No. 10.

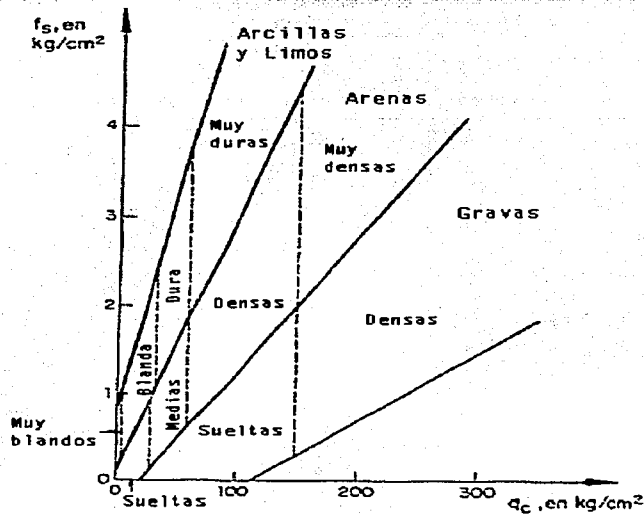
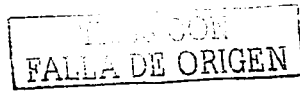


Figura No. 6. Gráfica para clasificación de suelos
Referencia No. 10.

Se puede tener una clasificación tentativa de los suelos, utilizando la Figura No. 6, en la que se relacionan los parámetros obtenidos durante la prueba de Penetración estática, es decir, tanto la resistencia de punta como la fricción lateral por unidad de área.

Tubo de pared delgada: Los tubos de pared delgada son llamados a veces tubos Shelby, están hechos de acero sin costura.

El tipo Shelby, es un tubo liso cuyo extremo del fondo es afilado, pueden unirse a barras perforadores. Es muy económico, se puede utilizar ventajosamente alternándolo con el de penetración estándar. Se usa para muestrear suelos cohesivos de consistencia blanda en donde el número de golpes obtenidos por el método de penetración estándar sea menor de quince. Permite obtener un sondeo continuo con muestras representativas inalteradas de suelos finos blandos a semiduros, localizados arriba o abajo del nivel freático. Es utilizado en los estratos de arcilla blanda, que son los que producen los mayores problemas en el diseño de las cimentaciones. Todas las muestras obtenidas por el muestreo tipo Shelby se envían a laboratorio para sus ensayos. Las muestras obtenidas se usan en pruebas de consolidación o de corte. El diámetro mínimo aceptable para este muestreador es 7.5 cm,



usualmente de 7.5 a 10 cm de diámetro. En la Figura No. 7, se observa un esquema de un muestreador de pared delgada.

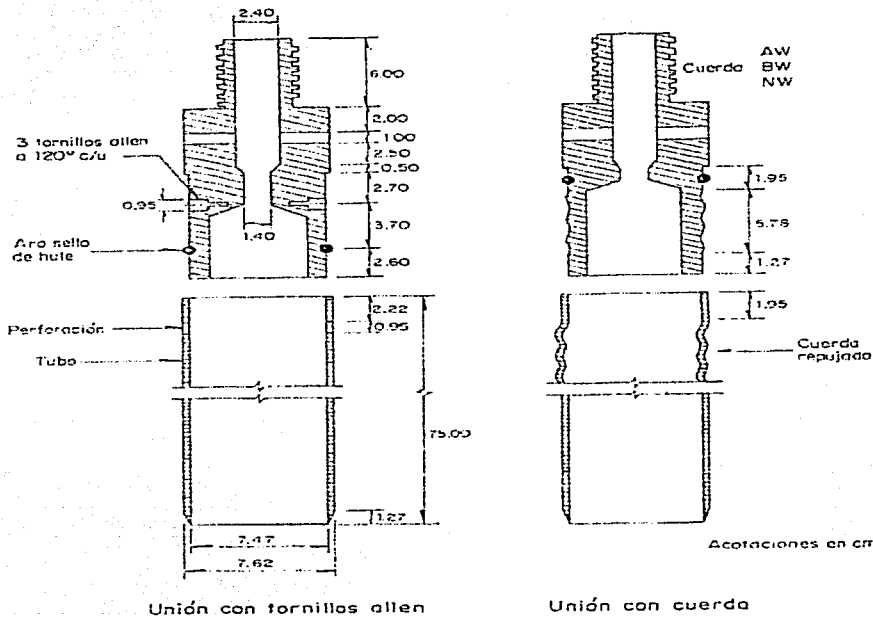


Figura No. 7. Muestreador de Pared Delgada

Referencia No. 10.

Muestreo con doble barril, tipos Denison: en estos métodos el muestreador se hinca a rotación. Se utiliza en suelos cohesivos en donde el método anterior no puede ser utilizado, es decir, en suelos cohesivos de consistencia dura. El muestreador Denison opera a rotación y presión, y se obtienen muestras que pueden ser inalteradas, de arcillas duras, limos compactos y limos cementados con pocas gravas, localizados abajo del nivel freático.

Arriba de ese nivel las muestras pueden contaminarse con el fluido de perforación.

Consiste de dos tubos concéntricos, en el interior que se hince a presión se rescata la muestra de suelo, mientras que el exterior, con la broca de corte en su extremo, gira y corta el suelo. En la Figura No. 8 se observa un esquema de un Muestreador Denison.

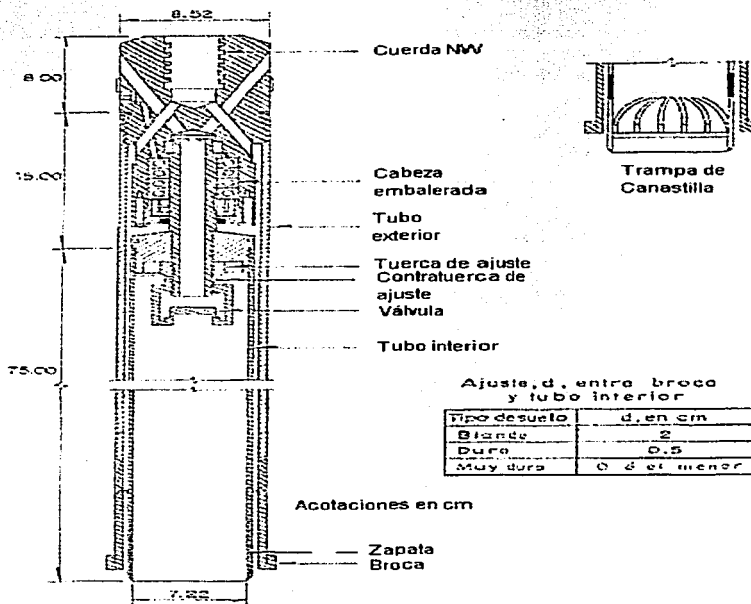


Figura No. 8. Muestreador Denison

Referencia No. 10.

Muestreo de Rotación: este tipo de muestreo se utiliza en suelos duros o rocas; puede hacerse con recuperación de muestras alteradas o con obtención de muestras inalteradas. El material se corta con brocas de diamante o acero al tungsteno, principalmente, las cuales tienen un cierto número de vías de agua o fluidos para facilitar la abrasión de la roca.

Muestreo de Lavado: es un método exploratorio rápido y económico que se utiliza para conocer aproximadamente la estratigrafía del suelo; frecuentemente ocasiona errores en la identificación de los suelos y al marcar las fronteras de los estratos. Conviene usarlo como auxiliar en otros métodos de perforación.

Esta técnica es aplicable a suelos cohesivos blandos y a suelos granulares de compacidad media con bajo contenido de gravas localizados abajo del nivel freático.

Barriles no convencionales: Dentro de los barriles no convencionales se pueden mencionar, los barriles para uso de lodos, los de membrana de hule, de tubo triple (sirve de forro o empaque a la muestra recuperada) y del tipo Wire Line. El barril tipo Wire Line, cuenta con un sistema de seguros que permite la extracción del muestreador desde la superficie mediante un pescador unido a un cable de acero sin necesidad de extraer la lingada, redundando en una mayor velocidad de perforación y mejor estado de las paredes del pozo, así como mejoras en la recuperación de la muestra. Es conveniente el uso de este sistema para perforaciones mayores de 50 metros de profundidad. También sirve para muestrear rocas blandas.

Método de la veleta: Con una prueba de veleta se determina la resistencia al esfuerzo cortante de suelos cohesivos en condiciones semejantes a las de una prueba de compresión simple de laboratorio. Es recomendable efectuarla en arcillas blandas. Se han desarrollado veletas que pueden efectuar la prueba en suelos preconsolidados con resistencias al corte de 5.0 kg/cm^2 .

El procedimiento para efectuar la prueba es el siguiente:

Se hinca la veleta en una zona no alterada por la perforación, empleando la fuerza de la máquina de perforación.

Se coloca el sistema para aplicar el giro.

Se inicia la prueba con una velocidad de giro de 1° a 6° por minuto, registrando el valor del par de torsión aplicado y el tiempo.

La etapa de falla se alcanza regularmente entre los 3 y los 10 minutos.

Una vez alcanzada la falla se aplica una velocidad de rotación del orden de $200^\circ/\text{min}$ sin tomar lecturas del par aplicado.

Se deja reposar el suelo durante un minuto y se vuelve a dar un giro con la velocidad inicial tomando los valores del par aplicado y del tiempo.

Métodos Indirectos

Métodos Geofísicos:

Permiten reducir las magnitudes de las exploraciones directas. También son muy convenientes para la determinación y localización de cavernas. Permiten una rápida evaluación de las características del subsuelo, así como también una rápida cobertura de grandes áreas a menos costo que la exploración convencional, sin embargo, debe usarse únicamente para trabajos preliminares.

Sísmico: este método se basa en medir las velocidades de propagación de las ondas elásticas en los diferentes medios, provocando artificialmente perturbaciones dinámicas en un punto del suelo que dan origen a ondas longitudinales y transversales, que permiten deducir por el estudio de sus reflexiones y refracciones, las profundidades, espesores de capas y calidad de los materiales.

Eléctricos: se basan en la interpretación del campo eléctrico creado por la circulación de una corriente eléctrica en el subsuelo, estableciendo una relación entre los parámetros

físicos que intervienen en la propagación de la corriente y las características físicas de los materiales.

III.3 FORMULACION DEL PROGRAMA DE EXPLORACIÓN GEOLÓGICA.

La profundidad de los sondeos dependerá de la función y características de la obra proyectada.

El número de sondeos dependerá de las características del terreno (uniforme o errático), de la magnitud de las cargas impuestas por las estructuras al terreno y de las características y funciones de la estructura proyectada.

Cuando de los estudios geológicos previos, o de los resultados de los primeros sondeos, se infiere que el subsuelo es muy errático, la distancia entre sondeos deberá reducirse.

Con la finalidad de investigar si la obra proyectada no sufrirá asentamientos excesivos, es preciso efectuar, por lo menos, un sondeo hasta una profundidad de vez y media el ancho de la superficie rectangular cargada. La teoría de Boussinesq demuestra que a tal profundidad los esfuerzos netos normales inducidos en el suelo son del orden del décimo de la sobrecarga impuesta. Si la superficie de carga es irregular, resulta apropiado determinar la distribución de incrementos de esfuerzos verticales inducidos por la carga a lo largo de una vertical que pase por el centro del área cargada. Tal incremento a la profundidad mínima de exploración, no debe sobrepasar el 10% del esfuerzo vertical inicial a esta misma profundidad.

Cuando se teme un deslizamiento por cortante de los materiales de cimentación, se recomienda llevar los sondeos hasta una profundidad superior a aquella donde ocurren los máximos esfuerzos cortantes.

En el caso de excavaciones profundas, la estabilidad de los taludes es el factor predominante y se recomienda llevar los sondeos hasta una profundidad igual al ancho del fondo de la excavación.

Para verificar los posibles asentamientos de una estructura que descansa en pilotes de punta, es preciso considerar que la superficie de carga queda delimitada por el área de apoyo de los pilotes en la capa resistente, y comprobar que bajo esta superficie de carga no existen mantos compresibles.

III.4 MAQUINAS Y EQUIPO DE PERFORACIÓN Y MUESTREO.

Maquinas Perforadoras.- En la siguiente tabla se presenta un resumen de las características principales de las máquinas usadas para exploración.

Referencia No. 10.

TIPO DE MÁQUINA	PROFUNDIDAD CON BARRAS, EN m			PESO ton	CARRERA DEL GATO m	EMPUJE VERTICAL		CAPACIDAD DEL MALACATE ton	VELOCIDAD DE MALACATE ton	POTENCIA DEL MOTOR HP
	AX	NX	Espiral 6"			L	T			
Mobile Drill B61	600	450	90	3.7	1.72	4.8	6.3	3.4	65-350	97
Mobile Drill B40L	152	100	46	3	3.7	4.2	3	2.5	0-515	97
Mobile Drill B305	50	23	1.3	1.73	2.9	3.8	3	3	58-455	54
Acker MP 100	390	300	45	2.2	3.3	8.5	5.2	4.5	43-287	48
Acker MP 50	390	300	45	2	1.8	3.2	4.2	4.5	50-335	48
Pendrill PD	137	100	40	2.2	1.8	3.1	3.1	3	60-1100	38
Long Year 34	426	266		1.1	0.6*	3.2	3.2	3	22-1510	30

* La carrera del gato no es adecuada

Bombas de Perforación.- En la siguiente tabla se muestran las características principales de las bombas más utilizadas para el trabajo de exploración.

MARCA	TIPO	GASTO MAXIMO (lt/min)	PRESION MAXIMA (kg/cm ²)	POTENCIA HP	PESO kg	OPERACIÓN
Moyno 3L6	Cavidad Progressiva	162	16	7.5	250	agua y lodo denso
Royal Bean 420	Pistón-triple	132	35	7.5	350	agua

Referencia No. 10.

III.5 HERRAMIENTAS PARA PERFORACIÓN.

Barras y ademes de Perforación.

Los dos tipos de barras de perforación que se utilizan son: las de pared uniforme que corresponden a las barras de menor diámetro EW y AW; y las de pared aligerada que se utilizan en los diámetros BW y NW. Sus dimensiones y geometría se muestran en la siguiente tabla:

Barra	Diámetro exterior		Diámetro interior		Diám. int. cople		Peso kg/ 3m	Cuerdas por pulgada
	pulg.	mm	pulg.	mm	pulg.	mm		
EW	1 3/8	34.9	7/8	22.2	7/16	12.7	14.0	3
AW	1 23/32	44.4	1 7/32	30.9	5/8	15.9	19.9	3
BW	2 1/8	54	1 3/4	44.5	3/4	19.0	19.0	3
NW	2 5/8	66.7	2 1/4	57.2	1 3/8	34.9	24.5	3

Medidas de la barras más usuales.

Referencia No. 10.

Las dimensiones de los ademes metálicos más utilizables en exploraciones geotécnicas se muestran en la siguiente tabla. Se observa que sus diámetros interiores de 76 y 101 mm limitan el diámetro de los muestreadores que pueden pasar a través de ellos; por ello en sondos en que se pretenda utilizar muestreadores de mayor diámetro, es necesario el uso de lodos de perforación que eliminen el ademe metálico.

Ademe	Diámetro exterior		Diámetro interior		Peso kg/ 3m	Cuerdas por pulgada
	pulg.	mm	pulg.	mm		
NW	3 1/2	88.9	3	76.2	39.1	4
HW	4 1/2	114.3	4	101.6	51.3	4

Medidas de los ademes más usuales

Referencia No. 10.

III.6 TÉCNICAS DE PERFORACIÓN.

Método de lavado.

La perforación se realiza con un trépano o cincel de percusión que, simultáneamente con los impactos, inyecta un fluido de perforación que erosiona y arrastra a la superficie el material cortado. Esta técnica es aplicable en suelos cohesivos blandos y suelos granulares de compacidad media con bajos contenidos de gravas localizados abajo del nivel freático.

Perforación a rotación con agua o lodo.

Esta técnica consta de una broca tricónica que penetra en el suelo a rotación y presión, inyectando simultáneamente agua o lodo para enfriar la broca y arrastrar el material cortado hasta la superficie.

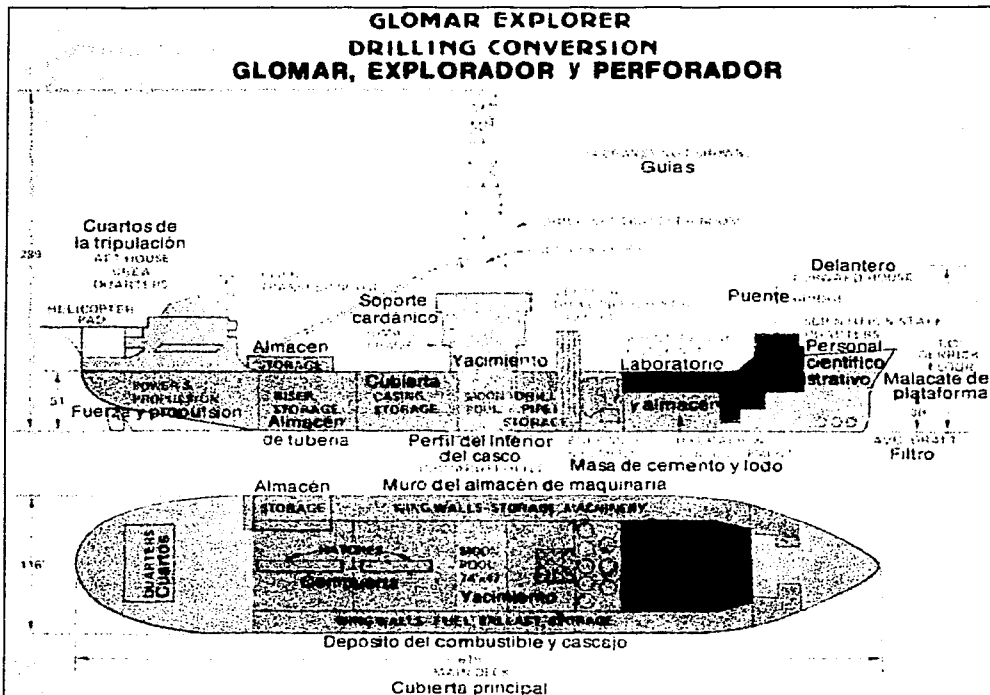
Se puede recurrir a la perforación a rotación abajo del nivel freático, en casi todos los suelos; en suelos granulares por lo general se requiere ademe metálico para estabilizar las paredes de perforación, salvo que se opere con lodo de viscosidad y densidad adecuadas para estabilizar el sondeo. Arriba del nivel freático podrá operarse con lodo si se demuestra que la contaminación que induce al suelo es aceptable.

Perforación en Seco.

Esta técnica se ha desarrollado fundamentalmente para la exploración geotécnica, utiliza barras con una helicoide lateral que transporta a la superficie y en seco el material que se corta.

Es muy recomendable para realizar sondeos arriba del nivel freático, porque no altera el contenido de agua del suelo. Abajo del nivel freático también es recomendable porque alcanza mayor eficiencia que los métodos anteriores. Se puede aplicar en casi todos los suelos, a condición de que la perforadora tenga la potencia necesaria para introducir la broca y que la perforación sea estable.

IV. DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO FLOTANTE PARA EXPLORACIÓN MARINA.



IV. DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO FLOTANTE PARA EXPLORACIÓN MARINA.

Existen muchos factores que pueden influir en el hincado de los pilotes, principalmente los cambios estratigráficos no detectados por la exploración geotécnica, como pueden ser las concentraciones de coral y concha, la existencia de diferentes grados de litificación de sedimentos finos, concentración de carbonatos, así como variaciones en la compacidad de los materiales granulares definidos en los arreglos estratigráficos.

Antes de programar la ejecución de los estudios básicos, conviene realizar una recopilación de la información general existente. Se debe conocer la magnitud del tirante de agua en el sitio, las condiciones climatológicas, distancia al puerto, características estructurales y funcionales de la obra. Conocer lo anterior, suministra información para establecer criterios de análisis y programa de estudios básicos.

Los estudios físicos que se utilizan en la ingeniería marítima para la construcción de obras, son los siguientes:

Meteorológicos:

- Vientos
- Presiones Atmosféricas
- Temperaturas
- Lluvias
- Ciclones

Oceanográficos:

De aguas Profundas

- Oleaje
- Corrientes
- Mareas

De aguas poco profundas:

- Oleaje
- Corrientes
- Mareas
- Procesos Litorales

Geotécnicos:

- Mecánica de Suelos
- Mecánica de Rocas

Geológicos:

- Geofísicos
- Geológicos

Topográficos:

- Levantamiento aerofotográfico
- Levantamiento hidrográfico
- Levantamiento terrestre

La exploración marina se puede desarrollar utilizando barcos exploradores y plataformas autoelevables, con características para trabajar en mar abierto.

Los sondeos en suelos marinos se realizan desde una embarcación, utilizando la técnica de cable-guía (wire-line). El equipo de perforación marina se compone de herramienta fundamentada en este sistema, el cual permite extraer los muestreadores sin necesidad de izar toda la sarta de perforación.

El muestreo inalterado mediante tubo Shelby en suelos cohesivos blandos se realiza utilizando el sistema WIP, para lo cual se fija la tubería de perforación a la pared del pozo mediante una membrana de hule acoplada en el último tramo de barras e inflada con agua de mar. Posteriormente se hinca el tubo Shelby bajo la presión estática proporcionada por el gato hidráulico. El procedimiento de prueba WISON, es prácticamente el mismo que se empleó para la obtención de las muestras inalteradas (sistema WIP), reemplazando el tubo muestreador Shelby por el cono eléctrico. El cono permite determinar los valores de la resistencia tanto de punta como de fricción.

Exploración en Barco.

En un barco explorador el equipo empleado para realizar la exploración marina consiste de:

- a) Perforadora rotatoria de base retráctil, con malacates y bomba para lodo integrada.
- b) Torre de perforación integrada a la perforadora.
- c) Bomba auxiliar mezcladora de lodo, con tolva y difusor.
- d) Almacenamiento de Bentonita o lodos de perforación.
- e) Tolva de mezclado de lodos.
- f) Tubería de perforación.
- g) Brocas para avance y lavado.
- h) Herramienta de muestreo de pared gruesa (tubo partido) y delgada (tubo Shelby).
- i) Equipo para operar WIP-WISON el cual consta de:
 - a. Sistema Hidráulico (pistón) para hincado del cono eléctrico (sistema WISON) o del tubo Shelby (sistema WIP).
 - b. Celda eléctrica que recibe la señal y opera el sistema hidráulico de hincado.
 - c. Motor eléctrico y bomba para operación del sistema hidráulico.
 - d. Cinta de control.
 - e. Equipo de registro.
 - f. Cono Eléctrico.
- j) Sistema de Navegación para posicionamiento del barco apoyándose en tres bases terrestres . el posicionamiento se realiza primeramente con el sistema de largo alcance (Loran) y se afina con el sistema de corto alcance (Shoran).
- k) Radar.
- l) Dispositivos compensadores del movimiento vertical. Con este equipo se logra adaptar al movimiento del mar durante el oleaje tolerable para perforar.
- m) Laboratorio de suelos a bordo.
- n) Ecosonda.

Sistema de Anclaje.

Se cuenta con dos malacates dobles en proa y dos malacates dobles en popa, normalmente para 91.5 m (300 pies) de cable de acero de 5 cm (2"). Cada malacate de las anclas consta de una estructura de acero, con dos tambores montados sobre un mismo eje direccional y con caja de velocidades.

Para su anclaje, el barco perforador cuenta con 8 anclas de 20 toneladas y cables de 5 cm (2") de alma de acero.

Anclaje.- La primer acción que debe realizarse es la orientación del barco. Se entiende por orientar al barco situarlo en una dirección tal que los fenómenos meteorológicos lo afecten de una menor forma posible a su estado de reposo, durante la perforación. La mejor orientación es aquella en la cual el eje longitudinal del barco perforador, esté paralelo a la dirección del viento dominante.

El efecto de arrastre de las mareas debe minimizarse con un buen anclaje. En base a lo anterior, el barco se orientará en función de los vientos dominantes, así como de su intensidad.

Por lo general, la separación de las anclas con respecto al barco perforador es de 500 a 600 m en tirantes de agua de 30 a 70 m.

Además de la distancia, son importantes los ángulos que deben formar los cables de las anclas con respecto a los ejes longitudinal y vertical. Los cables 1,2,7,6, como se observa en la Figura No. 9, tienen una abertura de 35° con respecto al eje longitudinal del barco perforador, y los cables 3,4,5,8, forman un ángulo de 90°, cada uno también con respecto al eje longitudinal, todos estos ángulos son referidos a un plano horizontal.

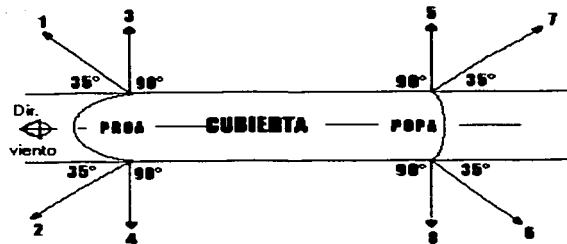


Fig. No. 9, Angulo y Número Correspondiente a cada Ancla

Los ángulos verticales estarán formados entre el lecho marino y el cable del ancla, varían según la profundidad del lecho marino y la longitud del cable.

De estas variables la más factible de modificar es la longitud del cable, ya que la profundidad cambia en función de la ubicación. Se procurará que estos ángulos verticales sean lo más agudos posible, ya que así la componente vertical de la fuerza de tensión (vector) será de menor valor, evitando un mayor balanceo.

TIRADO DE LAS ANCLAS.

El tirado de las anclas incluye todas las maniobras que deben efectuarse para hincar en el lecho marino cada una de ellas.

Para llevar a cabo la operación de tirado de las anclas, es necesaria la intervención de un barco abastecedor. Antes de que el barco perforador llegue a su localización, ya se habrán colocado 9 boyas de referencia en los puntos que le fueron encomendados localizar al equipo Shoran (equipo móvil que proporciona la localización en el mar) de esos 9 sitios, 8 pertenecen a cada una de las ocho anclas, el 9 corresponde al que se ha de perforar.

Naturalmente, después del tirado de las anclas el barco perforador no quedó centrado, por lo que se deberá realizar lo siguiente:

Se procurará que al quedar centrado el barco perforador queden al mismo tiempo tensionados los cables de las anclas con una fuerza de tal magnitud que estos no queden en exceso tensionados. Dicha tensión en tirantes de agua de 30 a 60 m y longitud de 500 m en situaciones de calma marina es generalmente de 8 ton.

Exploración en plataformas Autoelevables.

Estas Plataformas, se elevan apoyándose en tres pilotes o patas, mediante 5 gatos hidráulicos por pata operados en serie.

Para la exploración del subsuelo marino se requiere como mínimo el siguiente equipo:

- a) Perforadora rotatoria con base retráctil, con bombas de agua y lodos.
- b) Tanques para fabricación y recirculación de lodos.
- c) Torre de perforación integrada a la perforadora.
- d) Equipo accesorio usualmente empleado en la exploración terrestre.
- e) Cono eléctrico, con manómetros de lectura.
- f) Tubo de pared delgada con pistón estacionario. El pistón estacionario para muestrear arenas consta de:
 - a. Pistón generador de vacío, accionado por medio de varillas.
 - b. Un cabezal que conecta al dispositivo con las barras de perforación. La aplicación del pistón estacionario permite obtener muestras de arenas sueltas superficiales del subsuelo marino con 100% de recuperación.

Una de las mayores ventajas al utilizar este tipo de equipo, comparativamente con los barcos exploradores, es proporcionar una superficie de trabajo fija, con lo que se obtiene una mejor calidad tanto en la perforación como en el muestreo. Por otro lado, el posicionamiento en el sitio de la exploración es mucho más rápido que en el caso de barcos exploradores, además es factible trabajar con tiempo relativamente malo.

Equipo Utilizado en Perforación

Mástil. 43 m de altura por 12 m de base, diseñado para soportar cargas dinámicas (deberá soportar vientos hasta de 100 nudos), con capacidad de 605 toneladas, y facilidad para alojar hasta 7500 m de tubería de perforación en secciones de tres tubos.

La subestructura galvanizada es de 8 m de alto por 15.24 m de ancho por 12 m de largo.

Malacate.- Para cable de acero de 1 1/2" con capacidad de perforación de 6000 m.

Rotaria.- Montada en rieles con el objeto de correrla en caso de introducir elementos de mayor diámetro.

Bombas de lodos.- Las tuberías por las que hay circulación de lodos, trabajan con presiones del orden de 350 kg/cm².

Fuerza Motriz.- Tres unidades con una potencia total aproximada de 600 H.P., acoplados a estos motores se colocan generadores de corriente directa que suministran energía a los motores del malacate, rotaria y bombas.

IV.1 EXPLORACIÓN MARINA

BATIMETRÍA DE LOS PERFILES DEL FONDO.

Para el estudio geofísico del lecho y subsuelo marino, se emplean normalmente los siguientes equipos:

El perfilador somero, el perfilador profundo de alta frecuencia y el perfilador profundo de baja frecuencia, todos ellos para la prospección del subsuelo; el sonar de barrido lateral para el levantamiento del lecho marino y la ecosonda de precisión para la medición del tirante de agua. En la Figura No. 10, se observan los problemas que pueden ser detectados en zonas marinas.

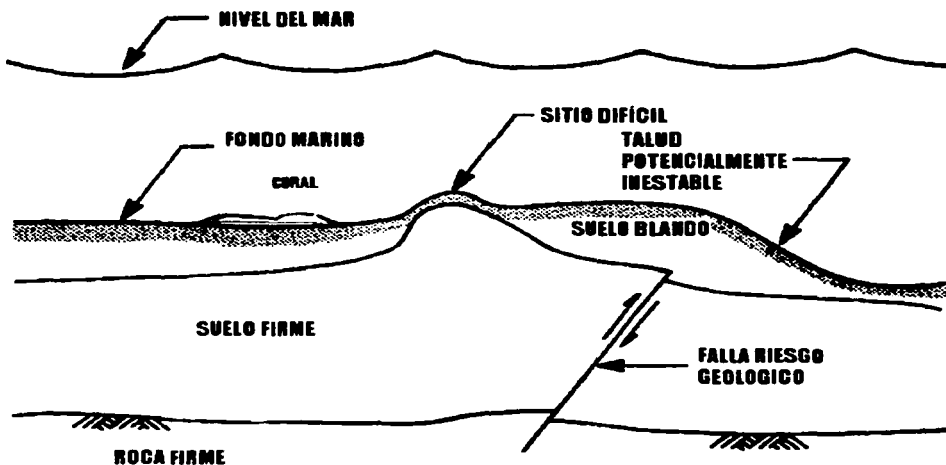


Figura No. 10. Problemas en zonas marinas.

Referencia No. 4.

Se utiliza generalmente un equipo de "Ecosonda Hidrográfica de Precisión", acoplado a un sistema electrónico para el control del posicionamiento de la embarcación en mar abierto.

Al navegar para levantar los perfiles, la embarcación se mantiene a una velocidad constante, el rumbo se controla mediante el compás de la propia embarcación y visuales a balizas colocadas en la costa.

IV.2 MUESTREO DEL FONDO MARINO

El muestreo de los materiales en el fondo marino, se realiza mediante la obtención de núcleos, para ello se utiliza un nucleador de caída libre con tubo muestreador cuya longitud será de acuerdo con la muestra que se desee obtener. El tubo muestreador lleva en su interior un tubo de plástico para extraer las muestras y poder preservarlas para su análisis de laboratorio.

El muestreo resulta de menor calidad que el que se practica normalmente en tierra firme o desde una plataforma fija en zonas muy cercanas a la costa. Esto influye de manera importante en las formas de interpretación de los parámetros de diseño del subsuelo y en la aplicación de los criterios de análisis y en la calidad de los resultados.

El muestreo se debe realizar tanto en materiales granulares como en finos y el criterio general para la secuencia de éste dependerá del tipo de arreglo estratigráfico que presente el subsuelo marino. Teniendo en cuenta que los estratos superiores están constituidos por materiales más blandos y más sueltos que los del subsuelo, es conveniente realizar un estudio más intenso en los primeros 20 metros de profundidad.

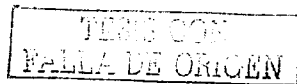
La prueba de penetración estándar, se lleva a cabo utilizando un martinete deslizante en cuyo cabezal se acopla el tubo partido o penetrómetro y el conjunto es bajado por el interior de la tubería de perforación, hasta el fondo del sondeo. Para realizar el muestreo se debe retraer 1.5 m la tubería de perforación para que la broca no golpee el fondo del pozo debido al oleaje y no se altere el suelo que se desee extraer. El muestreador empieza a hincarse a golpes dados por el martinete deslizante (peso aproximado en la superficie 80 Kg), dejándose caer desde una altura de 1.5 m. La longitud de la muestra es de 60 cm o aquella en la que el número de golpes es igual a 30.

La muestra se obtiene con tubos de pared delgada hincado a golpes por medio de un martillo, así como una exploración complementaria a base de un cono eléctrico u holandés utilizando el sistema WISON. El cono permite determinar los valores de la resistencia tanto de punta como de fricción.

Usualmente, en los primeros 2 metros el muestreo se realiza con un tubo denominado Liner, el cual es partido y en cuyo interior se aloja un tubo portamuestra de pasta. En las arcillas, se realiza mediante tubo de pared delgada o Shelby, mientras que en las arenas, se realiza con un partido.

El programa de pruebas de laboratorio comprende generalmente los siguientes tipos de pruebas:

- Humedad natural, w.
- Grado de saturación.
- Límites de Atterberg.
- Peso volumétrico sumergido.
- Granulometría.
- Por ciento que pasa la malla No. 200.
- Por ciento de CaCO_3 Carbonato de calcio.



Compresión simple en muestras inalteradas.
 Compresión simple en muestras remoldeadas.
 Veleta miniatura en muestras inalteradas.
 Veleta miniatura en muestras remoldeadas.
 Torcómetro.
 Penetrómetro de bolsillo.
 Compresión Triaxial, UU.
 Compresión Triaxial, CU.
 Compresión Triaxial, CD.
 Corte Directo, CD.
 Consolidación Unidimensional
 Pruebas triaxiales cíclicas.

En base a un sondeo con longitud promedio se puede aproximar de manera preliminar el número de pruebas necesario en función del número total de muestras de un sondeo de acuerdo a la tabla siguiente:

Nombre de la Prueba	No. de pruebas para un sondeo con longitud mayor o igual a 18.3m (60 pies).
Contenido natural de agua	1.15 n
Límites de Atterberg	1.15 n
Granulometrías	0.10 n
Contenido de finos	0.14 n
Por ciento de Carbonato de calcio	0.25 n
Peso Volumétrico sumergido	0.85 n
Compresión simple	0.20 n
Prueba UU	0.15 n
Prueba CU	0.05 n
Prueba CD	0.05 n
Veleta miniatura	0.85 n
Torcómetro	0.85 n
Penetrómetro de bolsillo	0.70 n
Consolidación unidimensional	0.05 n

Donde n = número de muestras. Referencia No. 2.

Es común que el número total de algunas pruebas indice resulte mayor al número de muestras, ya que suelen realizarse hasta cuatro pruebas en una misma muestra.

El formato típico para la información mencionada es el que se muestra en la tabla siguiente:

RESUMEN DE RESULTADOS DE PRUEBAS REALIZADAS A MUESTRAS DE LOS SONDEOS.

SONDEO	PROFUNDIDAD METROS	Peso Volumen de Barridos		CONT. HUMEDAD %	LP %	LL %	RESISTENCIA AL CORTE, C, ton/pie ²					Peso Específico Fase Sólida	% que pasa	% de
		Superf.	Profund.				Perímetro	Tercero	Quinto M.	Compresión S.	Compresión T.			

Referencia No. 2.

Con las muestras y resultados de laboratorio se clasifican los tipos de suelo y se determina su grado de dureza para seleccionar posteriormente el equipo ideal a utilizar para la perforación e hincado.

Los equipos diseñados para explorar el fondo marino están constituidos por ecosondas y sonares de barrido lateral, los cuales permiten obtener el tirante de agua y la topografía del fondo marino. El funcionamiento se basa en el principio de la emisión de pulsos acústicos de muy alta frecuencia que al chocar con cualquier objeto se reflejan en forma de eco para ser recibidos por el transductor que los emitió.

La diferencia básica entre la ecosonda y el sonar de barrido lateral, es que el pulso acústico de la ecosonda está dirigido verticalmente hacia abajo y permite obtener únicamente el perfil batimétrico del fondo marino. Por otro lado, el sonar de barrido lateral, emite pulsos a ambos lados del transductor con grado de inclinación prefijado. Lo cual permite obtener una fotografía del fondo hasta a varios centenares de metros.

Los equipos destinados a proporcionar información del subsuelo marino pueden clasificarse en perfiladores someros y profundos. Estos equipos basan su operación en los principios de sísmica marina.

Los perfiladores someros son equipos de mayor resolución y frecuencia en sus señales de emisión, lo que les permite penetrar relativamente poco.

Los perfiladores profundos, más difundidos, son los que funcionan produciendo una descarga eléctrica que crea un pulso acústico con el agua salada, así como los que funcionan mediante la explosión de gases a través del uso de válvulas neumáticas.

Con los datos de la ecosonda se forma el plano batimétrico, con el perfilador somero se obtiene el plano de isopacas (representa los espesores de los sedimentos no consolidados que se encuentran entre el fondo del mar y la primera capa consolidada), con el perfilador profundo se obtiene uno o varios planos estructurales. Los perfiles se elaboran tomando en cuenta todos los planos, ya que representan el fondo marino, la primera capa consolidada y los horizontes y geología estructural.

El conocimiento del fondo del mar es importante para la construcción de obras marinas debido a que están supeditadas a zonas heterogéneas, que pueden provocar problemas en la construcción.

Uno de los fenómenos más comunes en la plataforma continental, es el escape de gas natural hacia la superficie del mar. La importancia de poder ubicar este tipo de fenómenos radica en que, en las zonas en que afloran alteran las propiedades mecánicas de los suelos. La identificación de este evento se efectúa con la ayuda del sonar de barrido lateral, la ecosonda y el perfilador somero.

Otro obstáculo frecuente en obras marítimas, es la presencia de corales sobre el fondo marino, el problema más importante es que no son bien conocidas sus propiedades mecánicas y son un elemento frágil para la construcción. La identificación de este tipo de obstáculos es posible gracias a la ecosonda, sonar de barrido lateral y perfilador somero, los cuales permiten dimensionarlas y detectar su geometría.

De vital importancia para las cimentaciones es el conocimiento del basamento rocoso para el anclaje o cimentación de estructuras. Si la roca aflora puede ser descubierta con la ayuda del sonar de barrido lateral, el cual permite determinar las características geométricas de los afloramientos rocosos y su localización.

Para realizar estudios geofísicos, se llevan a cabo líneas de exploración programadas, las cuales están constituidas por una alineación de puntos igualmente separados, cuyas coordenadas son determinadas previamente.

Las bases teóricas de la geofísica de exploración están relacionadas con la propagación y reflexión del sonido en las diferentes capas del subsuelo. El sonido es una vibración longitudinal de materia, es decir, una serie de compresiones y descompresiones que se expanden en todas direcciones a partir de la fuente que la genera. La velocidad de propagación depende directamente de la velocidad con que pueda vibrar la materia en la que viaja el sonido, es decir, el estado físico de la sustancia.

Los fenómenos de reflexión siempre ocurren con cualquier cambio de velocidad de propagación, pero las reflexiones más fuertes se presentan cuando las diferencias entre velocidades son muy contrastantes.

El subsuelo del mar está constituido, en gran parte, por una secuencia de sedimentos que han sido depositados suavemente en capas, unas sobre las otras. Esas capas constituyen interfases de velocidad, siendo esta la razón por la que existe una reflexión en cada una de estas interfases. Si se generaliza este fenómeno a las capas geológicas del subsuelo marino, en cada una de ellas existirá una reflexión de la señal, con lo que, si se conoce el tiempo que tarda la señal en el trayecto emisión-recepción y la velocidad de propagación en los medios recorridos, se puede conocer la profundidad a la cual se encuentran las diferentes capas por debajo del punto de reflexión.



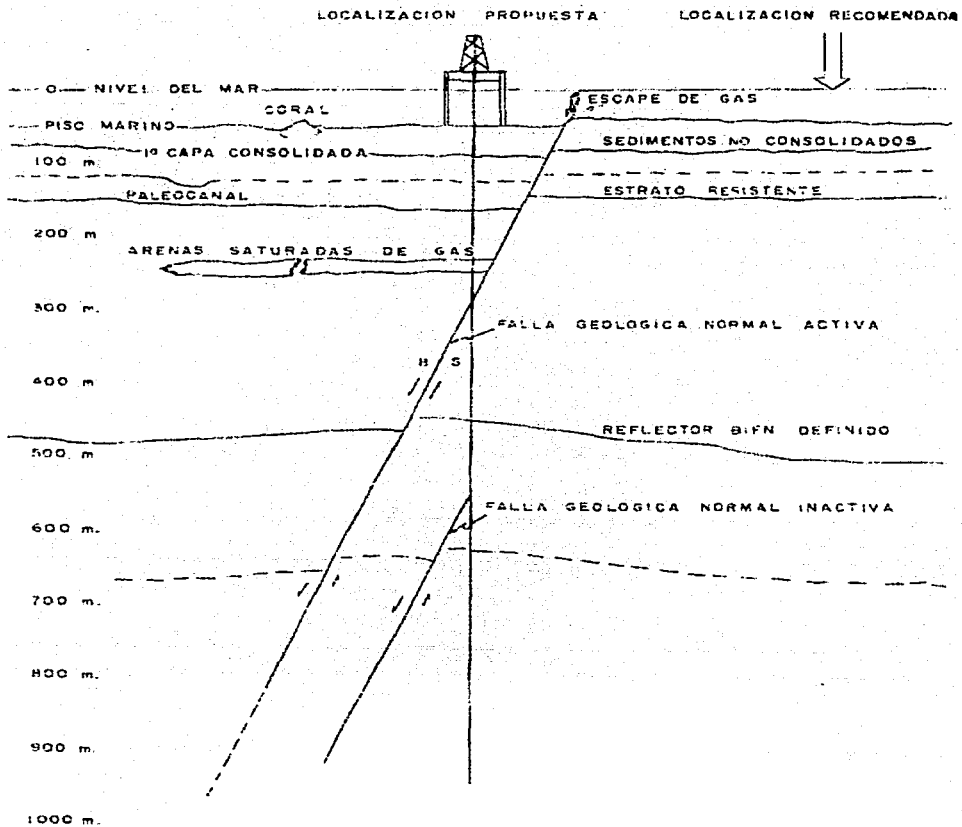


Figura No. 11. Perfil Interpretativo Geofísico
Referencia No. 4.

Para la instalación de plataformas autoelevables de perforación y cimientos de plataformas de producción es de gran ayuda conocer la existencia de un horizonte de suelo marino que ofrezca capacidad de carga suficiente para soportar el peso de esas estructuras, este estrato por lo general lo constituye la primera capa consolidada, la cual aparece como reflector de los registros del perfilador somero. Los espesores de sedimentos, se determinan restando la profundidad de la primera capa consolidada a la profundidad del fondo del mar.

En algunas ocasiones, los arrecifes coralinos (constituídos por acumulación de restos esqueléticos de coralarios a los que se aparecen asociados algas calcáreas) se encuentran sepultados por sedimentos marinos más recientes y es necesario conocer sus dimensiones y profundidad para considerarlos en el diseño de la cimentación. Para tal efecto, se debe iniciar por localizarlos en los registros de los perfiladores y marcar su piso y su techo, con lo cual se logrará medir el tiempo que requirieron las señales sísmicas en recorrer ese espacio.

Los planos de isopacas (someras, intermedias y profundas) así como los de anomalías, permiten conocer el espesor disponible de sedimentos y su configuración geométrica; al correlacionar esta información geofísica con datos de mecánica de suelos se puede determinar la capacidad de soporte de los sedimentos. Igualmente puede conocerse también la longitud de pilotes de cimentación correspondiente a la capa de sedimentos configurada.

Los datos referentes al basamento rocoso o alguna capa resistente son importantes para el diseño de una cimentación debido a que permiten escoger el tipo de pilotes en función de la profundidad a la que se encuentre un estrato que pueda soportar las cargas que transmiten estos.

El propósito de los estudios es determinar la estratigrafía y las propiedades del fondo marino, para poder calcular la capacidad de carga axial de los pilotes, así como las curvas de carga lateral de los mismos.

IV.3 INVESTIGACIÓN DE SUELOS MARINOS Y PRUEBAS.

Las pruebas de campo requeridas para investigar la cimentación deben reunir por lo menos los siguientes cuatro puntos:

- 1) Realizar una completa recolección de materiales debajo de la línea de fondo. Muestreo para conocer los cambios significativos en los estratos.
- 2) Realizar en sitio por lo menos una prueba de veleta y una prueba de compresión no confinada en cada suelo cohesivo recuperado.
- 3) Realizar una prueba de penetración estándar o equivalente en cada estrato significativo de arena. En la Figura No 12, se observa el principio de operación y medición de un cono Holandés y en la Figura No. 13, se observa un guía para estimar el tipo de suelo a partir de la relación de fricción del cono holandés.
- 4) Retener cuidadosamente empacadas y protegidas las muestras obtenidas en campo para trabajo de laboratorio.

Las pruebas adicionales en laboratorio deben incluir por lo menos las siguientes:



- 1) Realizar la prueba de compresión no confinada en estratos de arcilla donde se requiere complementar información de campo.
- 2) Determinar el contenido de agua y los límites de Atterberg en todas las muestras de suelos cohesivos.
- 3) Determinar la densidad de todas las muestras de suelo.
- 4) Desarrollar las relaciones esfuerzo-deformación para las pruebas de compresión no confinada, la prueba de compresión triaxial no drenada no consolidada y/o la prueba de compresión triaxial consolidada no drenada.
- 5) Realizar el análisis granulométrico.

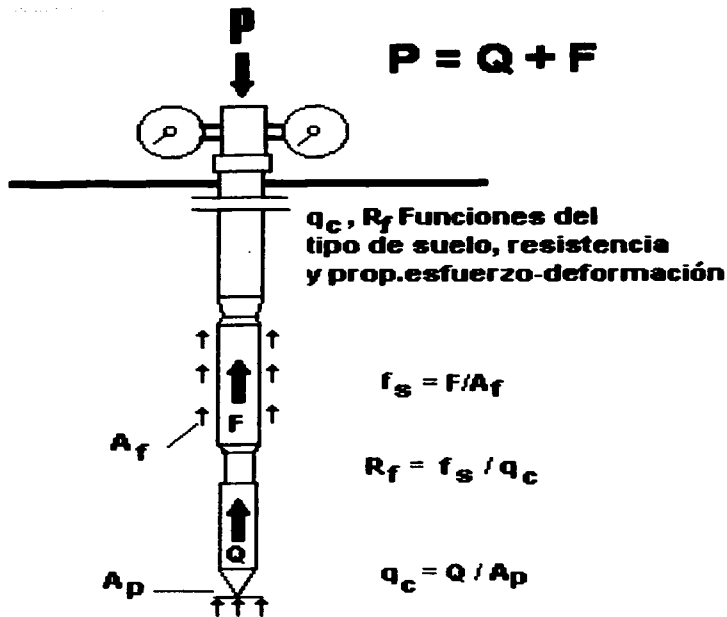
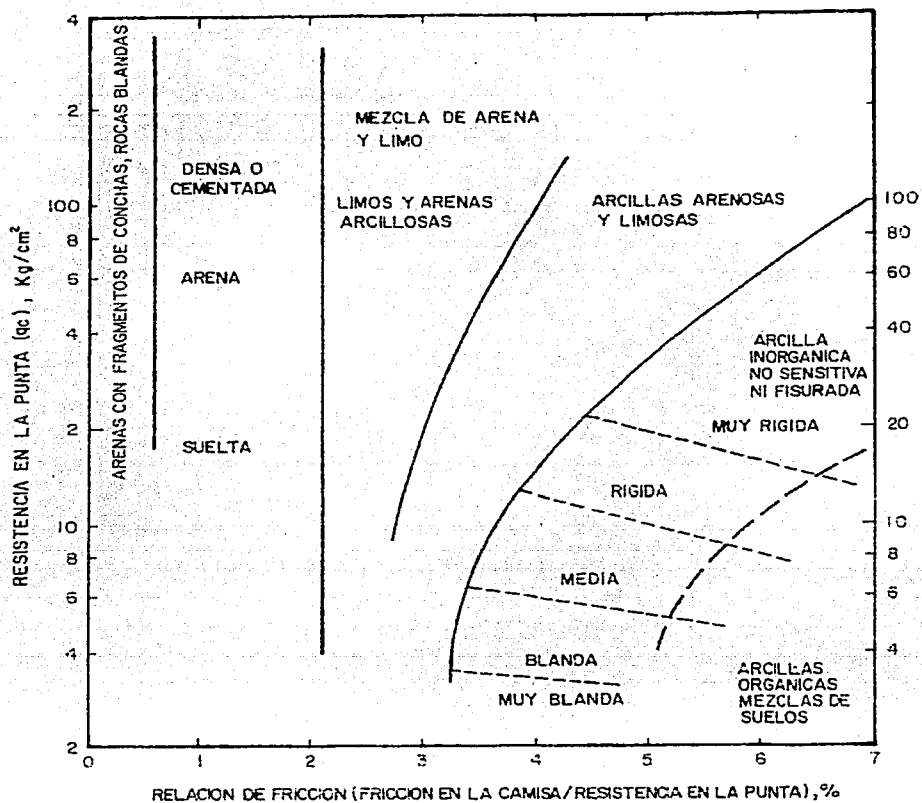


Figura No. 12. Principio de operación y medición con cono holandés
Referencia No. 6.

Donde:

- Q = Fuerza necesaria para hincar el cono, en kg.
- A_p = Area transversal del cono (10 cm^2)
- q_c = Resistencia de punta, en kg/cm^2
- f_s = Fricción lateral por unidad de área, kg/cm^2
- F = Fricción lateral de la funda deslizante, en kg.
- A_f = Area lateral de la funda (147.02 cm^2)
- R_f = Relación de fricción.



$$R_f = f_s / q_c$$

Figura No. 13. Guía para estimar el tipo de suelo a partir de la relación de fricción del cono holandés.

Referencia No. 6.

El muestreo inalterado mediante tubo Shelby en suelos cohesivos blandos se realiza utilizando el sistema WIP, para lo cual se fija la tubería de perforación a la pared del pozo mediante una membrana de hule acoplada en el último tramo de barras e inflada con agua de mar. Posteriormente se hince el tubo Shelby bajo la presión estática proporcionada por el gato hidráulico. En la Figura No. 14, se observa un esquema del sistema de muestreo inalterado WIP. En la Figura No. 15, se observa un esquema del sistema de muestreo inalterado WISON.

A bordo las muestras se someten a pruebas de identificación y clasificación, así como a ensayos de resistencia mediante veleta miniatura y compresión sin confinar. Las muestras también se someten a ensayos para obtener sus pruebas índice, y pruebas triaxiales.

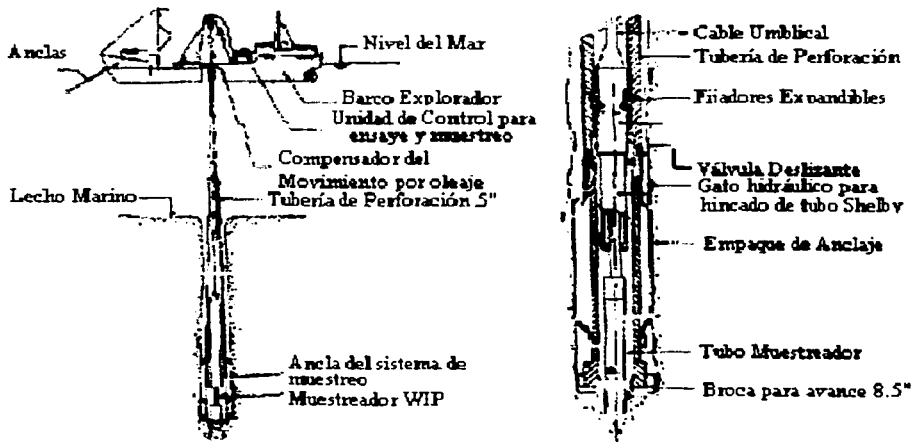


Figura No. 14. Sistema de Muestreo Inalterado WIP

Referencia No. 6.

El muestreo exploratorio recomendado para este tipo de trabajos es inalterado y continuo, para poder determinar con mayor precisión la estratigrafía en cuestión.

Es necesario contar con un equipo de exploración marina con el que se puedan tomar muestras inalteradas de buena calidad, tanto de los materiales cohesivos como de la arena suelta superficial, para determinar el potencial de licuación o de movilidad cíclica en las arenas ante el oleaje. Esta investigación se puede realizar mediante ensayos de compresión triaxial consolidada no drenada con medición de presión de poro y aplicación cíclica de esfuerzos cortantes.

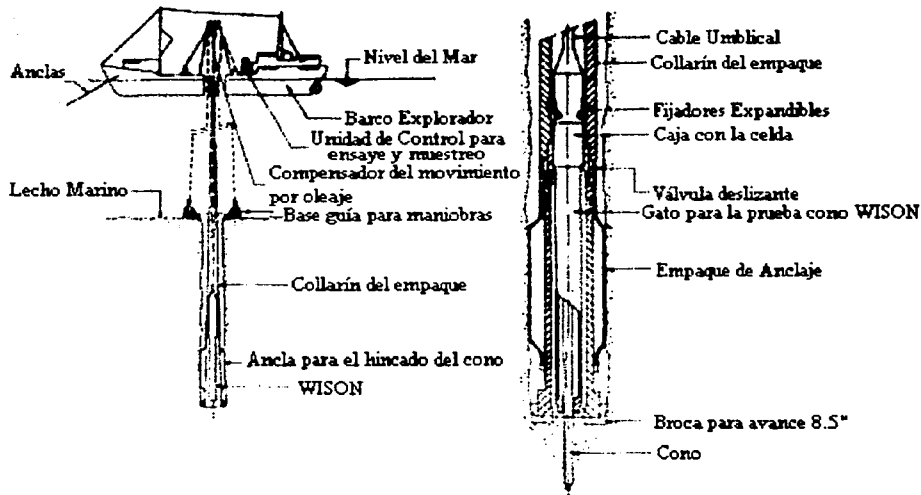


Figura No. 15. Pruebas de resistencia a la penetración del Cono (Sistema WISON)

Referencia No. 6.

IV. 4 PRESENTACIÓN DE DATOS GEOLÓGICOS.

Una vez con los datos proporcionados por la exploración geológica, la clasificación de los suelos deberá hacerse en base al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Es conveniente acompañar la clasificación hecha con base en la tabla del SUCS con:

las curvas granulométricas, los límites de consistencia del material, las relaciones volumétricas y gravimétricas del suelo y una identificación manual y visual del mismo.

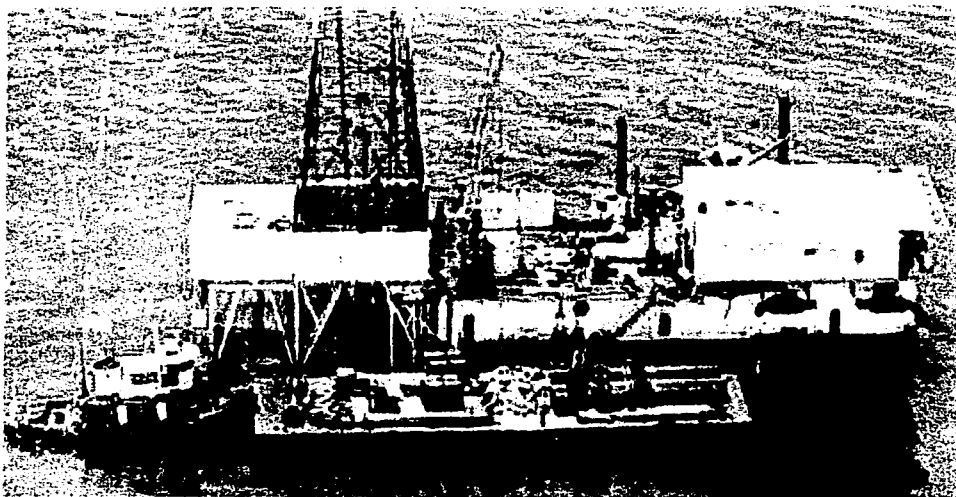
La clasificación de las rocas deberá hacerse de acuerdo con su especie mineralógica. Para la identificación de una roca en el campo es de capital importancia contar con un buen ejemplar de roca "sana" de regular tamaño, debe completarse la observación con la identificación de algunos minerales que constituyen a la roca auxiliándose de una navaja, una lupa y un poco de HCl (ácido clorhídrico) diluido.

Clasificación de núcleos de roca: se deberá hacer con base en sus características, usando para ello la tabla de clasificación de las rocas y añadiendo algunos parámetros como el Índice de Calidad de Rocas. Consiste en la relación que existe entre la suma de la longitud de las fracciones iguales o mayores de 10 cm y el total de la longitud del núcleo recuperado.

En los registros de campo de los sondeos se deberá anotar el porcentaje de recuperación de muestras, la velocidad de avance, el color de agua de retorno a la perforación, las pérdidas de agua parciales o totales, la presencia de aguas artesianas, el tipo de muestreador utilizado, el tipo de perforación usado, las dimensiones del equipo y cualquier información que pueda ser útil.

Con base a los datos de campo y de laboratorio se procede a dibujar el perfil de suelos de la zona estudiada.

V. CIMENTACION



V. CIMENTACION

Una vez realizados los estudios geofísicos en la región, detectadas las características geológicas y las propiedades del suelo en el fondo marino se puede proponer la localización final de la estructura, a fin de evitar inestabilidades en el fondo marino. Dichas inestabilidades se pueden clasificar como movimientos de taludes, flujos de arena y lodo, migración de arenas, socavación y asentamientos

En el diseño de cimentaciones de estructuras marinas es un asunto prioritario el conocer la estructura del sistema de cargas que estará presente sobre la construcción durante su tiempo de operación.

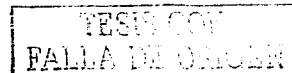
La migración de las arenas y la socavación ocurren cuando el fondo marino está formado por material flojo granular no cohesivo y donde los lodos de marea o las olas de tormenta, pueden crear grandes velocidades en el fondo del mar. Los principales problemas que causa este fenómeno son: erosión alrededor de pilotes cambiando las características de soporte de la estructura y acumulación de arena alrededor de las piernas de la plataforma, afectando el comportamiento dinámico de la misma.

El oleaje es determinante en el diseño de las plataformas, por lo que resulta de vital importancia poder definir sus características para asegurar que la estructura podrá resistir las condiciones más severas aún en el caso de tormentas o huracanes. Para esto se procede a llevar a cabo análisis de registro de oleaje de periodos largos de tiempo en el sitio preciso donde se pretende instalar la plataforma. Así mismo, se puede hacer una predicción del oleaje ya sea utilizando datos meteorológicos de cartas de tiempo o suponiendo un modelo. Con cualquiera de esos métodos se tratará de definir la máxima altura de la ola que se utilizará en el proyecto con una probabilidad de ocurrencia de entre 10 y 15 años.

Las estructuras marinas inducen en el suelo no únicamente cargas estáticas, sino también cargas cíclicas producidas por el oleaje, por el viento, por las corrientes, flujos de lodo, etc. Por otro lado en zonas sísmicas, los efectos dinámicos que los sismos provocan en las estructuras deben ser considerados.

La resistencia mecánica de los suelos es determinada tanto en laboratorio como en el mismo sitio. La determinación de la resistencia de suelos cohesivos en laboratorio, se lleva a cabo con un instrumento denominado la veleta, por medio de la compresión simple, pruebas triaxiales no drenadas no consolidadas (prueba rápida) y algunos casos de prueba triaxial consolidada drenada (prueba lenta). Una deficiencia común en este tipo de suelos es la obtención de muestras inalteradas en suelos en ambientes marinos. Por otro lado, la resistencia característica de suelos granulares se determina por medio de equivalencias de la prueba de penetración estándar.

Normalmente los pilotes (tubos de acero) tienen un diámetro de 1.20 m o más según el tipo de plataforma y con un espesor de 3 a 6 cm de acuerdo con la posición del pilote. Su longitud varía también según el tipo de plataforma y por las condiciones del lecho marino, alcanzan profundidades de más de 100 m.



Los pilotes que constituyen la cimentación de las plataformas marinas pueden alcanzar profundidades entre los 77 y los 125 metros dentro del subsuelo marino y son instalados a través de las patas de la subestructura mediante un proceso de hincado por tramos los cuales se unen con soldadura.

Los pilotes en plataformas marinas se dividen en:

Pilotes interiores.

Pilotes de esquina.

Pilotes de prueba.

Apoyada la subestructura en el lecho marino, el primer tramo de pilote de prueba es introducido en una de las patas dejándose caer por peso propio hasta la profundidad donde el suelo alcanza a desarrollar la resistencia que lo equilibra. En zonas donde predominan las formaciones arcillosas superficiales, esa profundidad donde se detiene el primer tramo de pilote puede alcanzarse fácilmente los 40 o 50 metros.

Colocando el primer tramo de pilote, se procede a la preparación de su contacto superior mediante el cual quedará unido al siguiente tramo. Se recorta una zona, que se considera dañada por la acción del martillo que aplica la energía del hincado. La longitud de esa zona está en función de dicha energía y puede ser del orden de 1 metro. Lograda la unión de los tramos mediante soldadura, se reinicia el procedimiento de hincado hasta que el nuevo tramo de pilote quede a su vez en la posición marcada por el procedimiento. Esto se realiza tantas veces como tramos formen el pilote.

Los pilotes quedan colocados dentro del suelo marino con una inclinación con la vertical, del orden de 7° a 8°, debido a la inclinación que tienen las patas de la subestructura. Las patas de la subestructura, constituyen una guía inclinada para la trayectoria de los diferentes tramos de pilotes.

En base a los registros de hincado, se grafica el número de golpes por unidad de penetración del pilote en función de la profundidad y de esta manera, se tiene en forma objetiva el comportamiento del pilote durante su instalación, así como la consignación de todos los eventos importantes del desarrollo, como lo son las esperas, los cambios de martillo, los tiempos de unión, etc.

Existen muchísimos factores que pueden influir considerablemente en el proceso de hincado de los pilotes, principalmente los cambios estratigráficos no detectados por la exploración geotécnica, como pueden ser la presencia de concentraciones de coral y concha, la existencia de diferentes grados de litificación de los sedimentos finos, la concentración variable de carbonatos, así como variaciones en la compacidad de los materiales granulares definidos en los arreglos estratigráficos.

Para la maniobra de piloteo se utilizan martillos de vapor con peso inferior a 130 toneladas que van de 30,000 a 300,000 lb-pie de energía.

La cantidad máxima de golpes permitida para martilleo no debe de exceder 250 golpes por 30.48 cm de penetración en 1.5 m.

Los pilotes son hincados hasta alcanzar la profundidad de diseño. Después de hincar cada pilote es necesario nivelar con una tolerancia de desnivel menor de 5 cm. En las plataformas de perforación se pilotean con tubos de acero A-36, los diámetros exteriores usados comúnmente son de 613, 912, 1064, 1216 y 1368 milímetros (24, 36, 42, 48 y 54 pulgadas), pudiendo variar los espesores de las paredes de 16 hasta 77 milímetros (0.63 hasta 3 pulgadas).

La capacidad de carga del pilote está en función de la resistencia que opondrá el terreno ya sea por fricción o punta.

V.1 CIMENTACIONES PROFUNDAS

El análisis de la cimentación profunda se apoya en recomendaciones del Instituto Norteamericano del Petróleo, tomando en cuenta la carga axial a compresión, su capacidad de carga lateral y la interacción suelo pilote bajo cargas laterales.

Cimentaciones Piloteadas.

Los tipos de cimentaciones piloteadas usadas para soportar estructuras marinas son los siguientes:

Pilotes Hincados.- El hincado de pilotes abiertos en la punta instalados en suelos del fondo marino con martinete, es el tipo más comúnmente utilizado. En muchos casos el espesor del pilote se incrementa en la proximidad con la línea de lodos o fondo para soportar las fuerzas laterales.

El diseño de la penetración del pilote debe ser suficiente para desarrollar adecuada capacidad para resistir las máximas cargas axiales calculadas, así como también las cargas de extracción con un factor de seguridad apropiado.

Es usual que el proceso de cálculo que comprende el análisis de la cimentación mediante pilotes de una plataforma marina consista en la revisión de uno o más diámetros de pilotes propuestos.

El análisis numérico de la cimentación se apoya en el planteamiento esquemático de los diferentes comportamientos del sistema suelo pilote, de acuerdo a las solicitaciones mecánicas típicas que actuarán sobre la subestructura en el medio marino. Es decir, se requerirá calcular las capacidades de carga axial a tensión y compresión de los pilotes de acuerdo a su profundidad, además del comportamiento de dichos pilotes bajo la acción de cargas cíclicas verticales y horizontales de diferente magnitud.

Se tiene entonces que determinar la capacidad de carga axial a tensión, la capacidad de carga axial a compresión, el comportamiento de los pilotes bajo cargas laterales (curvas P-Y), y el comportamiento del pilote bajo cargas verticales (curvas T/Z).

Condiciones de Carga*	FACTOR DE SEGURIDAD
1. Diseño de condiciones ambientales con adecuadas cargas de perforación	1.5
2. Condiciones ambientales durante operaciones de perforación	2.0
3. Diseño de condiciones ambientales con adecuadas condiciones de carga	1.5
4. Condiciones ambientales durante la operación	2.0
5. Diseño de condiciones ambientales con cargas mínimas de extracción	1.5

*API-RP2A Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms.
Referencia No. 4.

V.2 CAPACIDAD DE CARGA AXIAL.

$$(Qt)_d = \frac{(Qt)_u}{F.S.}$$

Donde:

$(Qt)_d$ = Capacidad de carga axial a tensión, de diseño

F.S. = Factor de Seguridad.

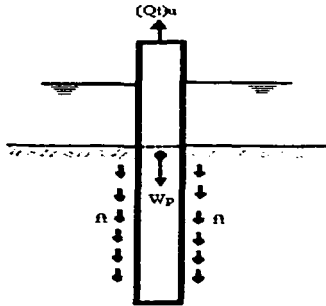
$$(Qt)_u = (A_l) * (f_i) + W_p$$

Donde:

f_i = fricción unitaria en la pared externa del pilote.

A_l = área lateral externa del pilote

W_p = peso propio del pilote (con o sin tapón del suelo).



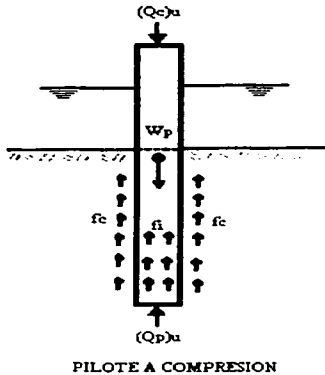
PILOTE A TENSION

Referencia No. 2.

Capacidad axial de carga última a compresión.

$$(Q_c)_u = (Q_{fc}) + (Q_p)_u - W_p$$

$$(Q_c)_u = (A_p) * (f_c) + (Q_p)_u - W_p$$



siendo:

$$(Q_p)_u < \delta = Q_{fi} = A_1' * f_i$$

$$(Q_p)_u = A_p * q_p$$

Donde:

f_c = fricción unitaria en la pared externa del pilote.

f_i = fricción unitaria en la pared interna del pilote.

A_1' = área lateral interna del pilote. Casi igual a A_p .

A_p = área atribuida a la punta del pilote.

q_p = capacidad de carga unitaria en la punta.

(Q_{fi}) = resistencia por fricción integrada en la pared interna del pilote.

W_p = peso propio del pilote, exclusivamente.

Referencia No. 2.

$$(Q_c)_d = \frac{(Q_c)_u}{F.S.}$$

Donde:

$(Q_c)_d$ = Capacidad de carga axial a compresión, de diseño

F.S. = Factor de Seguridad.

El método de análisis usado para calcular la capacidad de carga axial de pilotes establece que la carga última o compresión axial, Q , de un pilote, para una penetración dentro de un suelo marino, es la suma de la capacidad por fricción lateral superficial y la correspondiente a la punta esto es:

$$Q = \Sigma f_s * A_s + \Sigma f_i * A_i + \Sigma q_p * A_w$$

Donde:

Q	=	capacidad de carga última.
f_s	=	fricción lateral unitaria desarrollada en la cara exterior del pilote.
A_s	=	superficie de la cara exterior del pilote en contacto con el suelo.
$\Sigma f_s * A_s$	=	fricción lateral exterior, acumulada.
f_i	=	fricción lateral unitaria desarrollada en el interior del pilote.
A_i	=	superficie interior del pilote, en contacto con el suelo.
$\Sigma f_i * A_i$	=	fricción lateral acumulada, desarrollada entre el tapón de suelo y el interior del pilote.
q_p	=	capacidad de carga unitaria, por punta
A_w	=	área de la sección transversal de acero de la corona del pilote.

El valor de la fricción lateral "f", en los suelos cohesivos, usualmente se define mediante ensayos de resistencia al corte de compresión no confinada, triaxiales rápidas (uu) y pruebas de veleta miniatura. Adicionalmente se determina en ensayos de consolidación el grado de preconsolidación de las formaciones arcillosas con respecto al esfuerzo efectivo actuante.

SUELOS COHESIVOS.

El valor de "f" puede ser igual o menor que "c" para arcillas plásticas como las que existen en el Golfo de México, en proceso de consolidación o normalmente consolidadas.

En arcillas preconsolidadas se reduce el valor de la resistencia al esfuerzo cortante de la siguiente forma: cuando la resistencia al corte es menor que 2.5 ton/m^2 , el valor de "f" se considera igual al de "c". Para valores de la resistencia al esfuerzo cortante comprendidos entre 2.5 y 7.5 ton/m^2 , el valor de "f" variará en forma proporcional en el rango de 2.5 a 3.75 ton/m^2 . Finalmente, para valores de la resistencia al esfuerzo cortante mayores de 7.5 ton/m^2 , el valor de "f" se tomará igual a la mitad del valor de la resistencia al esfuerzo cortante determinado en laboratorio.

Un tipo de ensaye que puede proporcionar información útil para definir la resistencia al esfuerzo cortante de suelos preconsolidados, es el de determinar su resistencia en muestras remoldeadas y posteriormente consolidadas al esfuerzo efectivo.

SUELOS GRANULARES

La contribución a la capacidad de carga debida a la fricción desarrollada en estratos de suelos granulares se determina utilizando la siguiente expresión:

$$f = K_o \sigma_{vz} \tan \delta$$

donde:

K_o = coeficiente de presión de tierra en reposo. Frecuentemente entre 0.4 para arenas sueltas y 0.6 para arenas compactas. Generalmente $K_o = 0.5$ en pilotes a tensión y $K_o = 0.7$ en pilotes a compresión.

σ_{vz} = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad z .

δ = ángulo de fricción desarrollado entre el suelo de cimentación y el pilote de acero, generalmente se considera como $2/3 \phi$, siendo ϕ el ángulo de fricción interna del suelo.

El factor de seguridad que usualmente se emplea en la aplicación de este criterio se considera con un valor entre 3 y 4.

Este valor es función del ángulo de fricción interna del suelo, en la siguiente tabla se presentan los valores que el API considera aplicables para suelos granulares de compacidad media a densa.

TIPO DE SUELO	ϕ	δ	Nq
ARENA LIMPIA	35°	30°	40
ARENA LIMOSA	30°	25°	20
LIMO ARENOSO	25°	20°	12
LIMO	20°	15°	8

Referencia No. 4.

El valor de K_o se considera variable entre 0.5 y 1.0 para cargas de compresión e igual a 0.5 para cargas de tensión. El esfuerzo vertical efectivo se calcula a partir de los valores del peso volumétrico sumergido.

Capacidad de carga última por punta.

La capacidad de carga por punta, se obtiene mediante la expresión siguiente:

$$(Q_p)_u = q_c \cdot A_p$$

Donde:

q_c = capacidad de carga unitaria en la punta del pilote.

A_p = área del pilote en la punta.

Para calcular q_c existen diferentes criterios.

SUELOS COHESIVOS.

Teoría Skempton. Para calcular la capacidad de carga superficial de zapatas.

$$q_c = c N_c + \sigma_z$$

Donde:

σ_v = esfuerzo vertical efectivo.

N_c = factor de capacidad de carga en función del ángulo de fricción interna.

N_c , varía con la relación ancho del cimiento y profundidad de penetración en el estrato resistente.

Teoría Terzaghi.

$$q_c = 6.2 c + \sigma_z$$

donde $N_c = 6.2$ y $N_q = 1$

Teoría Meyerhof.

$$q_c = 9 c + \sigma_z$$

SUELOS COHESIVOS – FRICCIONANTES

Criterio de Terzaghi, para cimientos de sección circular.

$$q_c = 1.2 c N_c + \sigma_z N_q + 0.6 \gamma' r N_\gamma$$

aplicada para pilotes queda:

$$q_c = 1.2 c N_c + \sigma_z N_q$$

Según Meyerhof la expresión es:

$$q_c = c N_c + \sigma_z N_q + 0.5 \gamma' r N_\gamma$$

aplicada para pilotes queda:

$$q_c = c N_c + \sigma_z N_q$$

SUELOS FRICCIONANTES

Para pilotes instalados en suelos granulares, la expresión con la que se obtiene la capacidad de carga unitaria se reduce a:

$$q = \sigma_v \cdot N_q$$

Donde:

σ_v = esfuerzo vertical efectivo.

N_q = factor de capacidad de carga (adicional) en función del ángulo de fricción interna.

Estas teorías, se han referido a pilotes cuyas puntas son de sección transversal llena y no anular como es el caso de los pilotes tubulares como es el caso de las plataformas marinas, por lo que, la capacidad de carga en la punta se considera limitada por la resistencia de fricción que se genera entre el tapón de suelo y la pared interna del pilote.

CAPACIDAD DE CARGA AXIAL EN PILOTES SUJETOS A TENSIÓN.

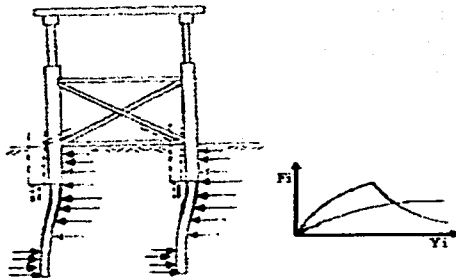
La capacidad de carga última a tensión Q_t , se considera igual o menor que la de fricción desarrollada en la cara exterior del pilote:

$$Q_t \leq f_r \cdot A_s$$

Para analizar pilotes sujetos a tensión se toma en cuenta la influencia del peso propio del pilote. El factor de seguridad que se utiliza para diseñar pilotes sujetos a este tipo de cargas es de 1.5, cuando se toma el menor peso posible de la estructura y las cargas horizontales máximas que se puedan presentar durante la vida útil.

Un factor de seguridad de 1.5 es recomendable cuando existe un nivel promedio de confianza de los datos empleados del subsuelo y en la calidad de los criterios de cálculo y de análisis. Este factor se puede incrementar a 2, o ser mayor si la incertidumbre sobre los datos del subsuelo y los criterios de análisis quedan claramente por abajo del nivel promedio razonable.

V.3 REACCION DEL SUELO PARA PILOTES SUJETOS CARGAS LATERALES. (Según el American Petroleum Institute)



$$K_i = \frac{F_i}{Y_i}$$

REACCIONES LATERALES Y DEFORMACIONES

Referencia No. 2.

Generalmente bajo cargas laterales, los suelos arcillosos se comportan como un material plástico lo cual hace necesario relacionar la deformación del conjunto "suelo-pilote" con la resistencia del suelo. Para facilitar este proceso, se recomienda que las curvas (p-y) "resistencia lateral del suelo-deflexión", sean construidas usando los datos "esfuerzo-deformación" de las pruebas de laboratorio hechas a las muestras de suelo.

Para el análisis de pilotes sujetos a carga lateral se busca determinar la forma en que interaccionan el suelo y el pilote. La resistencia lateral del suelo (P), se expresa como una función no lineal de la deflexión del pilote (Y). La relación de estos parámetros es función de las características esfuerzo-deformación del suelo, la profundidad, el diámetro del pilote y la resistencia al corte del mismo suelo.

La determinación de la capacidad de carga lateral en suelos arcillosos se efectúa aplicando la teoría tradicional de capacidad de carga, pero distinguiendo dos diferentes zonas de acuerdo con su mecanismo de falla, una superior en donde se genera una cuña de deslizamiento y otra inferior en donde predomina un efecto de flujo de suelo alrededor del pilote.

V.4 CAPACIDAD DE CARGA LATERAL PARA ARCILLAS BLANDAS.

La capacidad de carga lateral última se define como:

$$P_u = N_c * c$$

Para cargas estáticas laterales, la capacidad última de carga lateral en arcillas blandas, P_u varía en pilotes de 8c y 12c. Las cargas cíclicas causan mayor deterioro en la capacidad de carga lateral.

P_u crece de $3c$ a $9c$ como z crece de 0.00 a Z_r .

$P_u = 9c$ para z mayor o igual que Z_r .

Donde

c = Resistencia al esfuerzo cortante no drenada para muestras inalteradas de arcilla.

P_u = Resistencia última (lb/plg²)

Z = Profundidad bajo la superficie del suelo (plg)

Z_r = Profundidad bajo la superficie a la base de la zona reducida de resistencia (plg)

Z_r queda definida de la siguiente forma:

$$Z_r = \frac{6d}{\frac{\gamma \cdot d}{C} + J}$$

J = Constante empírica. 0.5 en arcillas blandas y 0.25 en arcillas firmes.

d = Diámetro del pilote (plg)

γ = Peso volumétrico sumergido del suelo (lb/plg³)

CURVAS DE CARGA – DEFORMACIÓN PARA ARCILLAS BLANDAS

La relación “resistencia lateral del suelo-deflexión” para pilotes en arcillas blandas es generalmente no lineal. Las curvas P-Y para cargas estáticas a corto plazo pueden ser elaboradas por medio de la siguiente tabla:

p/p_u	y/y_a
0	0
0.5	1.0
0.72	3.0
1.0	8.0
1.0	Infinito

Donde:

P = Resistencia lateral existente, (lb/plg²)

Y = Deflexión lateral existente, (plg)

$Y_a = 2.5 * S_c * D_r$

S_c = Deformación unitaria que ocurre a la mitad del máximo esfuerzo en laboratorio bajo prueba de compresión no drenada de muestras inalteradas.

D_r = Diámetro del pilote (plg).

Para casos donde el equilibrio ha sido alcanzado bajo cargas cíclicas, las curvas P-Y pueden ser elaboradas por medio de la siguiente tabla:

Z > Z_r		Z < Z_r	
p/p_u	y/y_c	p/p_u	y/y_c
0	0	0	0
0.5	1.0	0.5	1.0
0.72	3.0	0.72	3.0
0.72	infinito	0.72 Z/Z _r	15.0
		0.72 Z/Z _r	infinito

CAPACIDAD DE CARGA LATERAL PARA ARCILLAS RÍGIDAS.

Para cargas estáticas laterales la capacidad de carga última P_u de arcillas debe variar entre 8c y 12c. Bajo cargas cíclicas la resistencia última se reducirá considerablemente

CURVAS DE CARGA – DEFORMACIÓN PARA ARCILLAS RÍGIDA.

Estas también presentan un comportamiento no lineal en las relaciones “esfuerzo deformación”, sin embargo, generalmente son mas frágiles que las blandas.

V.5 CAPACIDAD DE CARGA LATERAL PARA ARENAS.

La capacidad última de carga lateral en suelos granulares se determina de acuerdo con la siguiente expresión, la cual ha sido basada para variar a poca profundidad debajo de la superficie marina.

$$P_{ua} = A \left(\frac{\gamma H}{D} \right) \left\{ \frac{K_o * H * \tan \phi \operatorname{sen} \beta - \tan \beta * (d + H \tan \beta \tan \alpha) + K_o * H \tan \beta (\tan \phi * \operatorname{sen} \beta - \tan \alpha) - K_a * d}{\tan (\beta - \phi) \operatorname{cosec} \alpha} + \frac{K_o * H \tan \beta (\tan \phi * \operatorname{sen} \beta - \tan \alpha) - K_a * d}{\tan (\beta - \phi)} \right\}$$

y en profundidades mayores:

$$P_{ud} = A (K_a * \gamma * H * (\tan^2 \beta - 1) + K_o * \gamma * H * \tan \phi * \tan^2 \beta)$$

Donde:

P_u = resistencia última, s=uperficial, d=profunda, (lb/plg²)

$\beta = 45^\circ + \phi/2$

$$\alpha = \phi/2$$

d = Diámetro exterior del pilote, (plg)

A = Factor de ajuste empírico, da las diferencias entre el comportamiento estático y cíclico
Figura No. 14.

H = Profundidad (plg)

Ka = Coeficiente de presión de tierra, empuje activo de Rankine ($\tan^2 (45^\circ - \theta/2)$)

Ko = Coeficiente de Presión de tierra en reposo (0.40)

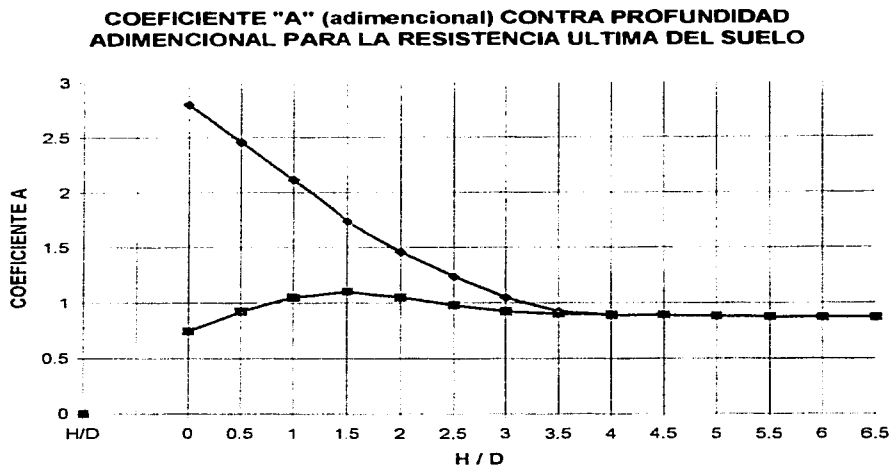


Figura No. 14. Factor Empírico de Ajuste "A"

CURVAS DE CARGA-DEFORMACIÓN (P-Y) EN ARENAS.

La relación carga deformación para pilotes con cargas laterales en arenas es generalmente no lineal y en ausencia de información definitiva puede ser calculada aproximadamente para cada profundidad específica por los cuatro segmentos de la curva p-y como se observa en la Figura No 16. Los valores de los puntos u, m y k, pueden ser calculados como sigue:

p = resistencia a la carga lateral

y = deformación lateral del pilote

Punto u:

$$p_u = P_{cs}$$

$$p_u = P_{cd}$$

para pequeñas profundidades debajo de la superficie del suelo marino.
para grandes profundidades debajo de la superficie del suelo marino.

$$y_u = 3/80 * d$$

Punto m:

$$p_m = \frac{B}{A} * p_u$$

$$Y_m = 1/60 * d$$

Donde:

B = Factor de ajuste empírico no dimensional que lleva la diferencia de comportamiento estático y cíclico. Se obtiene de la Figura No. 15

**COEFICIENTE "B" (adimensional) CONTRA PROFUNDIDAD
ADIMENSIONAL PARA LA RESISTENCIA DEL SUELO**

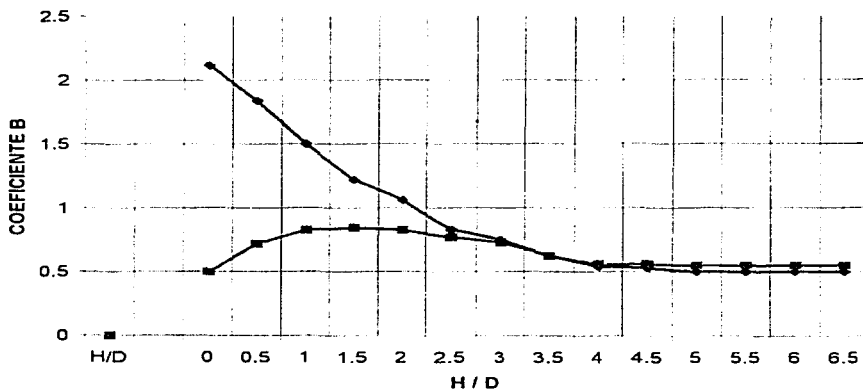


Figura No. 15. Factor de Ajuste Empírico "B"

Punto k:

$$p_k = \frac{H}{D} * k_1 * y_k$$

$$y_k = \left\{ \frac{d * p_m}{K_1 * H * y_m^{n-1}} \right\}^{n-1}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Donde:

$$n = \frac{P_m * (y_u - y_m)}{Y_m * (p_u - p_m)}$$

k_1 = Módulo inicial del suelo. Para arenas sumergidas sujetas a cargas estáticas o cíclicas se recomienda la siguiente tabla:

Densidad Relativa	K_i Lb/in ²	K_i kPa/mm
Suelto	20	5.43
Mediano	60	16.28
Denso	125	33.93

Referencia No. 2 y 4.

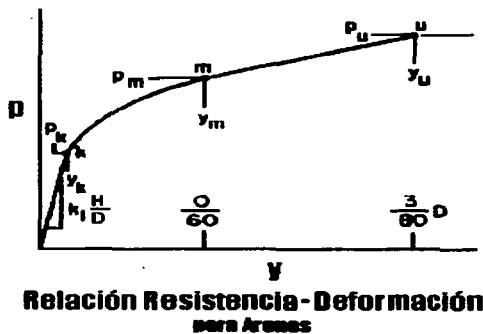


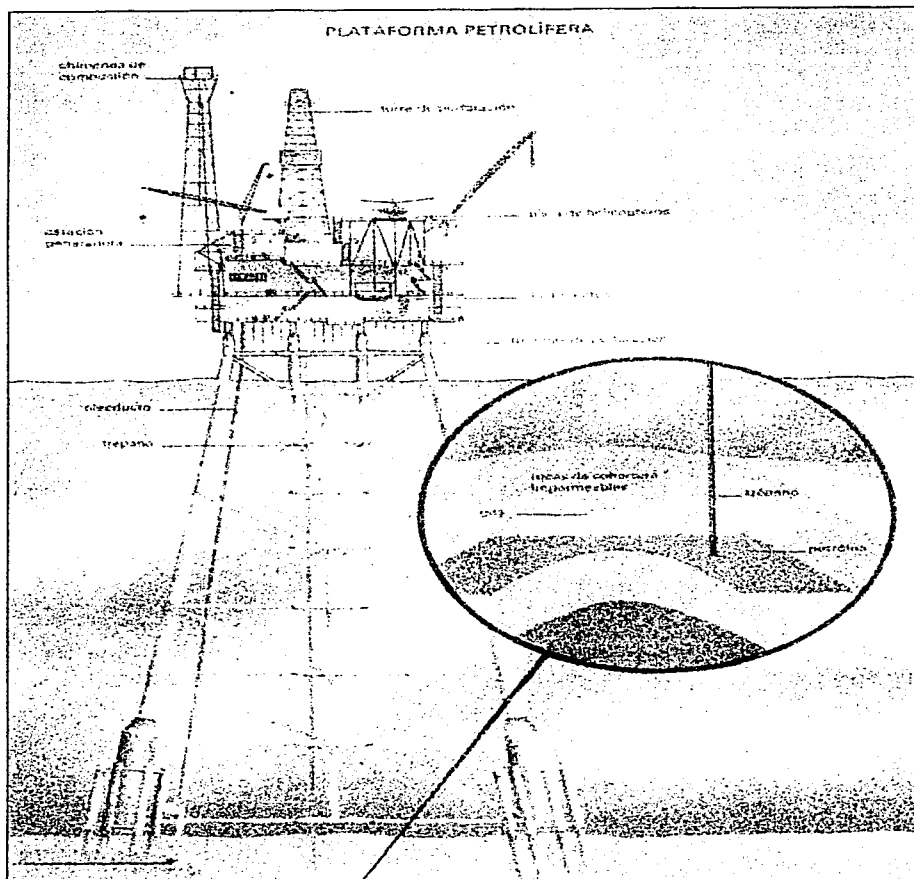
Figura No. 16 relaciones Resistencia Deformación para arena

Referencia No. 4.

La parte de la curva (P-Y) entre los puntos k y m es una parábola con los puntos intermedios calculables mediante:

$$P = \left(\frac{P_m}{Y^{1/n}} \right)^{n/2}$$

VI. CONCLUSIONES.



VI. CONCLUSIONES.

Para nuestro país, el desarrollo de la industria petrolera es de gran importancia. Los mayores campos petrolíferos se localizan en la Sonda de Campeche, mar adentro, por lo que para extraer el petróleo del subsuelo se deben utilizar plataformas marinas.

El sistema de fijación para plataformas hasta ahora construídas en el Golfo de México, consiste en pilotes de espesor variable de 1.750 pulgadas a 2", 2.25" y hasta 3.00 pulgadas, según la distribución de los esfuerzos debido a los momentos flexionantes y a los esfuerzos cortantes y diámetros de los pilotes dependiendo del diseño que varía de 48" a 54" (121.9 cm a 137.1 cm).

La mecánica de suelos interviene en diferentes etapas del proyecto de cimentaciones de plataformas marinas, desde los estudios preliminares, hasta los estudios definitivos para el conocimiento detallado del subsuelo, por lo que se requiere elaborar programas de exploración y muestreo de suelos.

Los trabajos de laboratorio representan un aspecto fundamental, debido a que con los resultados obtenidos, se puede establecer la naturaleza y características del subsuelo. La integración de la información obtenida es retroalimentada, determinando así, las características mecánicas y químicas del suelo, lo que permitirá realizar el cálculo de la capacidad de carga axial, para posteriormente realizar el análisis del comportamiento bajo cargas cíclicas (laterales).

El proceso de fabricación de una plataforma marina fija, es un complicado conjunto de etapas combinadas de construcción y transporte, cuyo inicio empieza en un dique seco en la costa, y termina en el sitio de instalación, casi siempre bajo el peligro de sufrir los efectos de los cambios meteorológicos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

VII.- BIBLIOGRAFÍA.

1. Revista INGENIERIA CIVIL, Marzo-Abril 1986. No. 234, C.I.C.M., A.C.
2. GUIA DE PROCEDIMIENTOS PARA EL ANÁLISIS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS DE PLATAFORMAS MARINAS, Sección de Graduados e Investigación, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura ESIA, Instituto Politécnico Nacional, 1982.
3. OFFSHORE SOIL MECHANICS, Cambridge University Engineering Department.
4. SIMPOSIUM INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS MARINOS, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., 1980. Volumen 1.
5. SIMPOSIUM INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS MARINOS, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., 1980. Volumen 2.
6. XI REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., 1982. Tomo I.
7. VOCABULARIO DE MECANICA DE SUELOS EN LATINOAMÉRICA, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., 1977.
8. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, GEOTECNIA, B.1.2, Comisión Federal de Electricidad, 1979.
9. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, GEOTECNIA, B.1.4, Comisión Federal de Electricidad, 1979.
10. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, GEOTECNIA, B.2.1, Comisión Federal de Electricidad, 1979.
11. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, GEOTECNIA, B.2.2, Propiedades Físicas y Mecánicas de los Suelos, Comisión Federal de Electricidad, 1979.
12. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, GEOTECNIA, B.2.4, Cimentaciones en Suelos, Comisión Federal de Electricidad, 1979.
13. APUNTES DEL CURSO, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES, División de Educación Continua, Facultad de Ingeniería, 2002.
14. APUNTES DEL CURSO OBRAS MARÍTIMAS, División de Educación Continua, Facultad de Ingeniería, 1978.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN