



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales

"Acatlán"

Consolidación de Suelos Producto del Material Obtenido del Dragado Hidráulico en los Puertos

T E S I S

Que para obtener el título de :

I N G E N I E R O C I V I L

p r e s e n t a :

JOSE GUADALUPE SALAZAR GARCIA

Santa Cruz Acatlán, Edo. de Méx.

1980

M-0031242



Universidad Nacional
Autónoma de México



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 mis mejores amigos:

Mis padres, que compartieron -
en todo momento mis triunfos -
y mis fracasos y con su inque-
brantable esfuerzo y amor, me-
impulsaron a llegar a este -
momento.

Sr. Julio Salazar L.

Sra. Ma. Trinidad García de S.

A mis hermanos y hermanas:
por su confianza en mí.

A la E.N.E.P. U.N.A.M.
por haberme formado en la -
Ingeniería.

A todos los que confiaron en mí y que nunca se verán defraudados, - por lo contrario, que mi esfuerzo y espíritu de superación sean como hasta ahora han sido los actos de mi vida; motivo de respeto y - admiración hacia ustedes.

A todo aquel que consulte y encuentre algo útil en lo escrito en estas páginas.

A todos mis familiares.

A mis maestros.

A mis amigos.

Al Ing. Ruíz Villamil:
por su ayuda moral y material.

A mis condiscípulos, como re-
cuerdo de la mejor época de -
la vida.

RECONOCIMIENTO:

Al Ingeniero Fernando Hernández de Labra, por su tiempo que dedicó, en la dirección de ésta tesis y por transmitirme su gran experiencia para mi mejor formación.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA

ENEP ACATLAN
COORDINACION DEL PROGRAMA
DE INGENIERIA Y ACTUARIA

CAI-C-0387-78

SR. JOSE GUADALUPE SALAZAR GARCIA
Alumno de la Carrera
de Ingeniería Civil
P r e s e n t e

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 21 de julio de 1978, me complace notificarle que esta Coordinación tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis: -- "Consolidación de suelos producto del material obtenido - del dragado hidráulico en los puertos", el cual se desarrollará como sigue:

- I. Generalidades.
- II. Técnicas de dragado hidráulico.
- III. Estudio de mecánica de suelos y técnicas de consolidación, aplicadas a las áreas rellenadas con material, producto del dragado hidráulico.
- IV. Algunos problemas típicos que se presentan en las - estructuras construidas en áreas con material, producto del dragado hidráulico.

Asimismo fue designado como Director de Tesis el señor Ing. Fernando Hernández de Labra, profesor de esta Escuela.

Ruego a usted tomar nota que en cumplimiento de lo - especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico para sustentar examen profesional, así - como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar - visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

A t e n t a m e n t e
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Sta. Cruz Acatlán, Edo. de México a 22 de agosto de 1978

ING. IGNACIO LIZARRAGA G.,
Coordinador del Programa
de Ingeniería y Actuaría



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN
 UNIDAD DE EXTENSION ACADEMICA Y UNIVERSITARIA

Universidad Nacional
 Autónoma de
 México

Octubre 31 de 1979.

LIC. ERNESTO PATINO ANITUA
 JEFE DE LA UNIDAD DE
 ADMINISTRACION ESCOLAR
 P R E S E N T E .

ME PERMITO INFORMARLE QUE EL ALUMNO
JOSE GUADALUPE SALAZAR GARCIA CON NUMERO DE CUENTA --
7124340-1 , DE LA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

HA ACREDITADO EL SERVICIO SOCIAL SATISFACTORIAMENTE POR EL
 TIEMPO QUE MARCA LA LEY SEGUN CONSTANCIAS QUE OBRAN EN EL -
 ARCHIVO DE ESTE DEPARTAMENTO DEL 10 DE Marzo AL
16 DE Octubre de 19 79

APROVECHO LA OCASION PARA REITERAR-
 LE LAS SEGURIDADES DE MI ATENTA Y DISTINGUIDA CONSIDERACION.

5-X-79

ATENTAMENTE,
 "POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"



LIC. OCTAVIO RUIZ
 JEFE DEL DEPARTAMENTO DE SERVICIO
 SOCIAL Y PRACTICAS PROFESIONALES.

c.c.p. LA COORDINACION CORRESPONDIENTE **ENEP-ACATLAN**
 DEPARTAMENTO DE SERVICIO SOCIAL
 Y PRACTICAS PROFESIONALES
 c.c.p. **JOSE GUADALUPE SALAZAR GARCIA**

TEMA DE TESIS:

CONSOLIDACION DE SUELOS PRODUCTO DEL MATERIAL
OBTENIDO DEL DRAGADO HIDRAULICO EN LOS PUERTOS.

CAPITULO I.-

- Generalidades.
- Introducción.
- El Puerto.✓
- Profundidad a dar en los puertos.✓
- Factores que determinan la localización de un puerto.
- Descripción sucinta de un procedimiento de construcción de un puerto.

CAPITULO II.-

- Técnicas de dragado hidráulico.
- Generalidades.
- Clasificación de dragas.
- Técnicas de dragado.
- Dragas de cangilones o de rosario.
- Draga de pala.
- Draga de bote de arrastre.
- Ganguiles o chalanes tolva.
- Rompe rocas.
- Empleo de explosivos bajo el agua.
- Dragas autopropulsadas.
- Dragas estacionarias.

CAPITULO III.-

- Estudios de mecánica de suelos y técnicas de consolidación, aplicados a las áreas rellenas con material producto del dragado hidráulico.
- Métodos de consolidación acelerada en suelos cohesivos.
- Consolidación por drenes verticales de arena.
- Consolidación por drenes verticales de arena y bombeo provocando vacío en las capas de suelo a consolidar.
- Consolidación por medio de trincheras drenantes.
- Consolidación por medio de drenaje electroosmótico.
- Consolidación electroquímica.
- Consolidación por bombeo.
- Consolidación por procedimientos combinados.
- Consolidación de suelos no cohesivos.

M. CO 39242

CAPITULO IV.-

- Algunos problemas típicos que se presentan - en las estructuras construídas en áreas con material producto del dragado hidráulico.
- Fallas en estructuras provocadas por licua-- ción espontánea en el suelo de cimentación.
- Fallas en estructuras por inversión espontá- nea de tensiones.

CAPITULO I

GENERALIDADES..

INTRODUCCION.-

A cualquier nivel que se analice la economía del mundo de hoy, los transportes constituyen un medio importante. En las sociedades donde el transporte no existe, o es mínimo, la actividad económica queda reducida a niveles de autoconsumo, sin que puedan aprovecharse las ventajas de la división del trabajo y la especialización. Los transportes han permitido explotar los recursos naturales y establecer una eficiente intercomunicación de los distintos grupos sociales.

El mundo de hoy es un mundo en movimiento, en que los medios de transporte han permitido superar la barrera del tiempo y del espacio. El hombre ya no está obligado a residir en las proximidades del lugar donde trabaja. Los núcleos de población se alimentan de productos obtenidos de lejanas tierras, las fábricas utilizan materiales de otros continentes y los energéticos que demandan los procesos económicos, se obtienen en los rincones más remotos de la tierra (ref. 2).

La rueda y el camino son las bases fundamentales del transporte. Sobre las aguas, la naturaleza ha proporcionado el camino en los ríos, en los lagos y el ancho mar; pero el hombre ha aportado los canales y ha mejorado las condiciones de navegación de los mares, los lagos y los ríos, construyendo además el enlace de los medios terrestres y acuáticos.

El agua ha sido siempre el camino más fácil y el mar, la ruta más seguida por las civilizaciones que han sabido dominarlo con sus flotas, perdurando en el tiempo "no sólo, por sus victorias navales y sus consecuencias terrestres, sino porque establecieron las bases del comercio, que ha sido el verdadero sustento de su dominio" (ref. 3).

Lo fundamental desde el punto de vista de este estudio "es que en el esquema general del desarrollo marítimo, el puerto tiene un lugar de singular importancia, porque es el umbral que permite llegar hasta la fuente inagotable de riqueza que el mar constituye". (ref.12).

Para concluir diremos que la economía precisa de los transportes como factor determinante de impulso del desarrollo, sin los cuales no es posible éste, por lo que es conveniente su permanente adecuación, como estructura de acompañamiento, hasta el punto que se pueda hablar de una relación recíproca directa entre él mismo y el desarrollo económico del área que sirva. Por ello todo proceso de ordenación del territorio ha de utilizar con preferencia una adecuada planificación de los transportes que encauce debidamente los futuros flujos de tráfico, tomando en cuenta la dilatada vida útil de las mismas y la dificultad que suele plantear su ampliación posterior, por el aumento futuro de la demanda que de ella exista. (ref.13).

EL PUERTO.-

El puerto es un lugar que se encuentra en la rívera del mar un río, tiene protección natural o artificial, la cual permite el acceso y maniobras de las embarcaciones que acuden a él; además permite el desarrollo económico de su zona de influencia; forma parte del sistema de transporte marítimo y terrestre.

En los puertos actuales se realizan diversas actividades tales como el comercio, industria, pesca, turismo, construcción y reparación de embarcaciones. De acuerdo con el papel que desempeña, debe contar con áreas suficientes para el adecuado desarrollo de la actividad o actividades en cuestión.

Uno de los problemas que comúnmente se presentan es la falta de áreas para el acondicionamiento o construcción del puerto; ya que en la mayoría de los casos la Ciudad está demasiado cerca del mismo, de tal manera que una ampliación resulta difícil.

Una forma de solucionar la falta de áreas es ganándolas al mar realizando obras de relleno con material producto del dragado. La combinación del dragado y el relleno de áreas cuando las características del suelo lo permitan. En función de volúmenes compensables es actualmente una práctica usual, pues a la vez que se aumenta la profundidad en el puerto, se resuelve el problema de falta de áreas de trabajo, habitacionales, almacenes o bodegas.

Para realizar las técnicas de dragado, la mecánica de suelos participa complementariamente tanto para determinar las características del material por dragar como en el tratamiento de los rellenos que forman los suelos con material dragado, de tal manera que las construcciones que se cimenten en él sean económicas y seguras.

La clasificación de los puertos se puede hacer de acuerdo a los servicios que vaya a prestar y podemos anotarlos como sigue:

A).-De acuerdo al servicio que prestan:

- Petroleros
- Mineraleros
- Graneros
- Pesqueros
- Deportivos
- Militares
- Contenedores
- De abrigo

B).-De acuerdo a su localización:

- Marítimos
- Fluviales
- Fluvio-marítimos
- Lacustres

- C - De acuerdo al abrigo
 - naturales (Topolobampo, Acapulco, etc.)
 - artificiales (Veracruz, Salinas Cruz, etc.)
- D - De acuerdo a su administración (en México)
 - Administración Pública Federal
 - Municipales
 - Privados
- E - De acuerdo al origen y destino de la carga
 - cabotaje (nacional)
 - altura (internacional)

PROFUNDIDAD A DAR EN LOS PUERTOS

En la mayoría de los puertos, es necesario que el hombre intervenga en la construcción de pequeñas obras de protección y dragado, pero en la mayoría de ellos se tienen que construir costosas estructuras de protección, elevar niveles del terreno ganar áreas al mar, aumentar la profundidad en el puerto para que puedan arribar buques de grán calado, etc.

Cuando es necesario crear las áreas de navegación de un -- puerto, construyéndose las dársenas con equipo de dragado, se deben tomar en cuenta, principalmente los siguientes factores:

- a) El costo de dragado
- b) El tipo de embarcaciones que a él vayan a concurrir

Para saber que profundidad requieren los barcos de mayor calado, se consultan las estadísticas del puerto en caso de -- que existieran, de no tenerse esta información, es necesario -- realizar un estudio socio-económico del hinterland del futuro -- puerto, de esta manera se puede lograr una adecuada planeación. El número de embarcaciones, las toneladas de carga, las características de los buques, etc., condicionará el que las operaciones de transbordo se realicen en aguas protegidas o en amaraderos especiales que se encuentren fuera del puerto.

FACTORES QUE DETERMINAN LA LOCALIZACION DE UN PUERTO.-

La correcta localización del lugar para la construcción de un puerto es determinante en el funcionamiento y costo -- de operación del mismo.

Dentro de los factores que determinan la correcta localización y construcción de un puerto, se encuentran los sig:

- 1.- Económico
- 2.- Climatológico
- 3.- Hidrográfico
- 4.- Topográfico
- 5.- Geológico
- 6.- Hidrológico

1.- Económico.- Con la finalidad de tener una correcta planeación a un futuro inmediato y a largo plazo del puerto, es indispensable determinar mediante análisis socioeconómicos el Hinterland del puerto.

Este factor, además de complejo, reviste una importancia enorme, ya que de él se desprenderá la rentabilidad del puerto.

2.- Climatológico.- Los elementos que se deben considerar en este renglón son: viento, temperatura, precipitación, etc.

3.- Hidrográfico.- Respecto a este factor, los aspectos más importantes que se deben considerar son: el oleaje, las mareas, las corrientes, el acarreo eólico, etc.

4.- Topográfico.- La topografía, determina el volumen de tierra que se tenga que mover, así como conocer la configuración del lugar. Los trabajos que se pueden llevar a cabo son: poligonales, nivelaciones, seccionamientos playeros, batimetría, etc.

5.- Geológico y de Mecánica de Suelos.- Para la planeación de las obras marítimas, es necesario conocer las características físicas y mecánicas del suelo y del lecho marítimo, para determinar las estructuras y materiales adecuados para la construcción de los muelles, diques y demás obras necesarias. Los factores que se deben considerar son: granulometría, estratigrafía, resistencia a la compresión, etc., estos estudios se necesitan también para la localización de los bancos de material.

6.- Hidrológico.- Para realizar la planeación, es necesario tener conocimiento de los escurrimientos, niveles, gastos sólidos, etc., de los ríos que tuvieran influencia en la zona de proyecto.

DESCRIPCION SUCINTA DE UN PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION DE UN PUERTO.-

La construcción de un puerto, debe ser planeada desde el momento en que se inicia el estudio socioeconómico del lugar hasta que se entrega el recinto para su funcionamiento. El plan general de construcción se debe respetar y hacer cumplir. En caso de que los factores físicos o de otra índole obstaculicen el proceso normal de construcción, se debe replantear el problema y buscar las soluciones convenientes.

El puerto está formado por un conjunto de estructuras y cada una de ellas por sus características, cuenta con un proyecto propio, el conjunto de estos proyectos forman el proyecto general del puerto.

Una vez que se ha elegido el lugar o los lugares que cumplen con los requisitos para la construcción de un puerto, se requiere conocer las características físicas del lugar, para que en base a ellas se elabore un proyecto general de trabajo. El estudio físico del medio comprende el conocimiento de los fenómenos meteorológicos, tales como régimen de lluvias, vientos y temperaturas que permitan lograr los objetivos.

El estudio topohidrográfico permitirá conocer tanto la topografía como la batimetría y dará la información necesaria para calcular el volumen de tierra que se tendrá que mover, todo ello referido a un sistema de coordenadas que permitirán realizar con orden y seguridad los trabajos de dragado en particular y los diferentes en lo general.

Con los estudios geológicos será posible conocer las fallas en el subsuelo y evitar así el construir en áreas no convenientes.

Los estudios de mecánica de suelos informarán la resistencia a la carga, permeabilidad, grado de consolidación - estratigrafía tipos de suelos, etc., para estar en posibilidad de diseñar el tipo de cimentación de las estructuras, seleccionar el equipo de dragado, determinar si el suelo sirve de relleno, juzgar él o los métodos de consolidación para él mismo, etc.

Debido a las variantes que últimamente se han registrado en el desarrollo de la mecanización de la carga se deberán prever futuras ampliaciones de las instalaciones, sobre todo para aquellas cargas como los fluídos y los gra neles (agrícolas y minerales) que requieren extensas áreas de los recintos portuarios.

Del estudio financiero se determina el monto de la inversión y la forma de recuperación de las inversiones realizadas.

Con modelos a escala reducidos, se experimenta el comportamiento de las estructuras que tengan contacto con el mar como son las obras de atraque, las de protección, y los canales de navegación y otros, se determinan las condiciones de operación del puerto, detectándose las zonas de erosión o asolve causadas por las estructuras que modifican los procesos litorales así como aquellos problemas que se presentarán en zonas próximas al puerto por algunas otras causas.

Si en la información obtenida se registran fenómenos negativos es necesario modificar el proyecto y en dado caso cambiar el lugar de construcción del puerto por inoperabilidad.

Conociendo en detalle las estructuras del puerto se elaboran programas de ejecución de obras, de suministro de materiales, de maquinaria, equipo, de personal y recursos financieros.

Algunas veces se presentarán factores que no son previsibles y que podrán obstaculizar el proceso de construcción, estos factores podrán venir del exterior como son suspensión de créditos, cambios en la política gubernamental respecto a sus relaciones con los países extranjeros o podrán ser internos como serían los cambios de gobierno, de devaluación de la moneda.

El proyecto se lleva a un concurso, en donde participan las empresas constructoras del país que puedan garantizar la capacidad técnica de su personal, equipo necesario y suficiente y que pueda realizar la obra con el máximo de rapidez, economía y seguridad.

Terminada la obra civil, se procede a equipar el puerto con grúas, equipo de bombeo para manejo de fluidos, mecanización para manejo de granos, minerales, etc..

Este paso se deberá realizar con el máximo cuidado para que las pruebas sean óptimas y el equipo comience a operar de inmediato, de no cumplirse con esta condición se realizan las correcciones necesarias.

Terminada la etapa de pruebas de las instalaciones se hace la entrega, previa acta en las que se especifican las condiciones físicas de la obra y se entregan planos de construcción y de operación. (ref. 11).

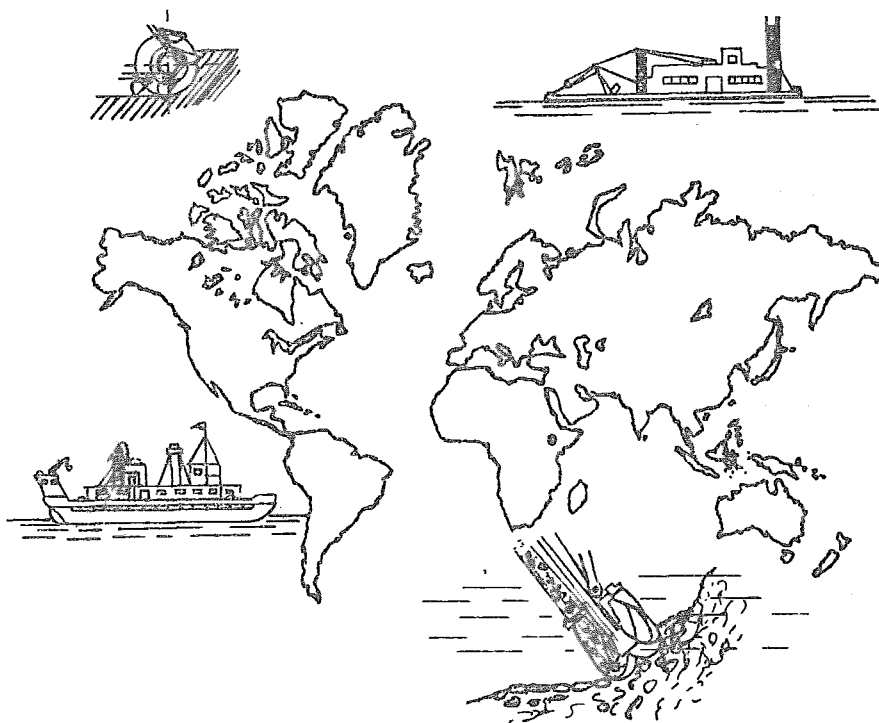
C A P I T U L O I I

TECNICAS DE DRAGADO HIDRAULICO.

GENERALIDADES DEL DRAGADO.-

El dragado es la acción de extraer materiales como fango, arena, grava, etc. del fondo del mar y de los ríos, con el fin de aumentar la profundidad que requieren las embarcaciones para navegar con seguridad. La descarga de los materiales se hace en la zona de depósito, previamente seleccionadas, que pueden ser el mismo mar, zonas bajas parcialmente saturadas o inundadas por éste y que se considera conveniente elevar en su cota, para asiento de instalaciones industriales, urbanas, etc., ó simplemente para sanear terrenos pantanosos. (ref. 3).

El dragado cumple con dos funciones; la extracción del material y el transporte hasta el lugar del depósito.



Cuando durante la etapa de construcción de una obra marítima es necesario efectuar dragados en grandes volúmenes, generalmente el material extraído es empleado para relleno; siempre que sus características sean adecuadas para tal fin, ya que es práctica usual y además económica la combinación de esas dos funciones. (dragado-relleno).

De acuerdo al fin que se persigue, el dragado puede ser:

a).- De construcción, llamado así, cuando se realiza por primera vez para formar las áreas de navegación.

b).- De mantenimiento, Si se realiza periódicamente de acuerdo al volumen de material que se deposita en la zona, por efecto del transporte litoral o fluvial. Estos dragados se llevan a cabo en los puertos, canales, ríos, etc.

c).- Continuos, Si se realizan esencialmente en los canales de navegación, barras de los ríos, puertos, etc.; en que los arrastres de sedimentos son de tal consideración que exigen que continuamente sean retirados, con el fin de mantener la máxima profundidad requerida por los buques que operan en dichos lugares. (ref. II).

CLASIFICACION DE DRAGAS.-

La draga es una embarcación especialmente dispuesta para este fin, con los medios necesarios para limpiar o extraer material del fondo de los puertos, canales, ríos, etc.

Las dragas se clasifican en: mecánicas é hidráulicas.

A las dragas mecánicas pertenecen las de cangilones o de rosario, las dragas con equipo de ataque que puede ser de almeja, granada, garfios, cucharón de arrastre y las palas equipadas con cucharón.

A las dragas hidráulicas corresponden aquellas que combinan la operación de extraer el material con el de su transporte hasta el lugar de depósito, mezclándolo en el agua y bombeándolo como si fuera un fluido. Estas dragas son más versátiles y eficientes que las mecánicas, ya que realizan las dos funciones por medio de una unidad integral, y en muchos casos también las más económicas. "dependiendo ello de las condiciones bajo las cuales se realizan los trabajos".

Existen dos tipos de dragas hidráulicas, las estacionarias, que conducen el material extraído hasta el lugar depósito y su dispositivo de ataque puede ser de succión simple o de succión con cortador. Otro tipo de draga es la autopropulsada, que también se le llama porteadora y su característica es que dispone de medios para almacenar material temporalmente.(ref. 3).

TECNICAS DEL DRAGADO.-

El dragado es el conjunto de operaciones tendientes a profundizar y limpiar terrenos cubiertos por las aguas del mar, de ríos, de lagunas étc.

Un dragado puede solicitarse o justificarse, persiguiendo los siguientes fines:

a).- Conservar o aumentar las profundidades de operación en los puertos, antepuertos, canales de navegación, dársenas de maniobra o fondeadores.

b).- Sanear terrenos pantanosos, permitiendo el libre flujo de las aguas estancadas al abrir canales o drenes.

No obstante que los beneficios de los anteriores trabajos de dragado se captan por la simple definición de ellos, se mencionan las ventajas que proporciona el aumentar el tirante de agua en un puerto.

1.- Se consiguen que los navios que frecuentan el puerto, puedan entrar o salir a plena carga, sin tener necesidad de esperar las altas mareas para maniobrar.

2.- Al aumentar las profundidades en canales de navegación y dársenas de maniobras, se evitan los accidentes que pudieran ocasionar averías a los buques, lográndose así fomentar nuevos tráfico al proporcionar a los barcos una mayor seguridad dentro del puerto.

Para dar una idea de la importancia que tiene el aumentar la profundidad de operación de un puerto, basta decir que en los buques mercantes actuales, un pie o sea 0.305 m. en las proximidades de la línea de máxima carga representan aproximadamente 1000 toneladas de cupo útil para transportar.

El prestigio de un puerto, por su seguridad y facilidad de maniobras, depende de su profundidad, por lo que son preferidos los de mayor tirante, pues éstos permiten a los navieros tomar cargamentos a cupo completo, con bajos costos de operación y primas de seguro mínimas, así como gastos que al final se reflejan en el precio de cada tonelada transportada.

El dragado es una técnica cuyo origen se remonta a miles de años, debido a las necesidades que impulsó la navegación existente

En México, se han realizado dragados que han permitido mejorar las condiciones de la navegación en los puertos, canales y en las zonas costeras en general, al aumentar la profundidad de éstos.

Los primeros dragados que se realizaron en México, se iniciaron en el puerto de Tampico, sobre el río Pánuco, ya que la barra formada por el río, fué un serio problema que tuvo que resolverse para facilitar el tráfico marítimo, así como el dragado de un canal en el río, frecuentemente azolvado por las avenidas de éste.

Por lo que toca a Veracruz, que es de los puertos más antiguos del país; este tipo de trabajos se remontan a 1895 y los realizó la Secretaría de Obras Públicas de reciente creación en aquel tiempo. (ref.3).

Gran parte de la arena, producto del dragado sirvió para el relleno de una zona comprendida entre los malecones y la antigua playa, en una superficie de 630,000 m², que sirvió para asiento de edificios federales, almacenes y llevar las vías de FF.CC. para el movimiento de carga, quedando el puerto en servicio en marzo de 1902. (ref. 3).

Es a partir de 1930 cuando el Gobierno Federal, fué adquiriendo dragas de autopropulsión y estacionarias para satisfacer las necesidades de dragado del país.

El Gobierno Federal realiza los dragados de conservación y -- aquellos que por su volúmen no le son costeables a las compañías - contratistas, si bien por otra parte, en México se han constituido en años más recientes, compañías contratistas que le realizan trabajos de profundización en nuevos proyectos.

DRAGA DE CANGILONES O DE ROSARIO.

Esta draga está formada por una cadena sin fin de botes o decangilones, apoyada sobre una estructura llamada escala, la cuál es accionada a través de una ranura al centro del casco de la embarcación. Para trabajar, la escala se baja hasta formar un ángulo de 45° o menor, dependiendo de la profundidad del dragado.

Los cangilones son cazoletas de acero, con bordo reforzado en el lado de ataque. Estos se llenan de material subacuático al pasar por la parte inferior de la escala y al llegar a la parte superior de su recorrido, vierten el material en unos canales transversales que descargan en chalanes tolva, gánguiles abarloados a los costados de la draga, fig.2-1

Los cangilones llevan unos barrenos para eliminar el agua y cuando el material a dragar es muy duro, llevan unos dientes semejantes a las palas excavadoras.

Esta draga opera en forma de abanico y linealmente, pues para posicionarse y avanzar se auxilia de anclas y de cables, de tal forma que le permita oscilar un determinado ángulo de un lado hacia otro, fig. 2-2

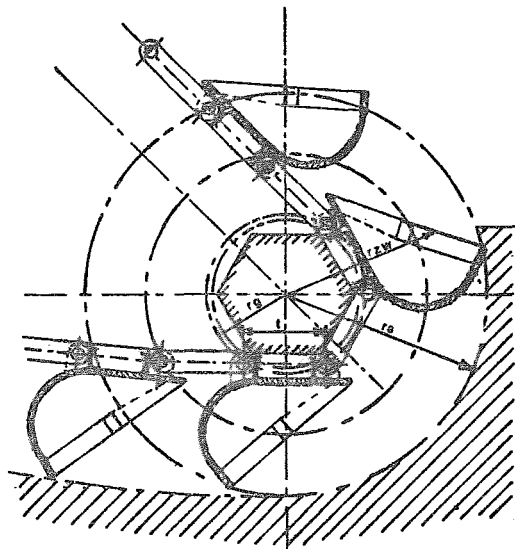
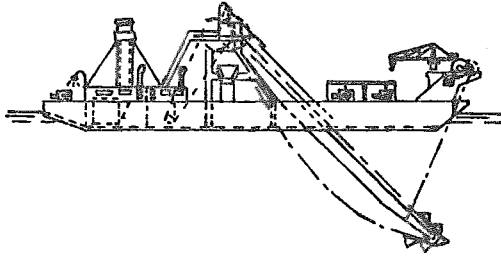


FIG. 2-1 Llenado de los cangilones con material subacuático.



Draga mecánica de cangilones.

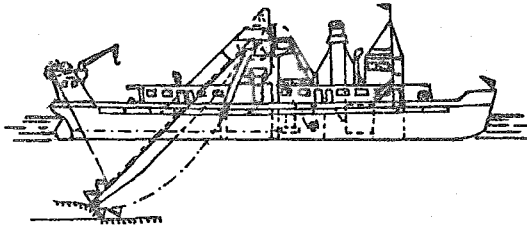


FIG. 2-2 Dragas mecánicas de cangilones.

También se utiliza ésta draga para la explotación de minas subacuáticas y para la extracción de grava y de arena, así como la extracción de minerales.

Su ventaja es que la producción es constante, pero también tiene sus desventajas,, tales como:

a).- Las piezas de dragado sufren un desgaste importante.

b).- No son adecuadas para la navegación en el mar, por tener alto su centro de gravedad, por lo tanto el traslado de un lugar a otro es siempre peligroso.

Esta draga puede alcanzar una profundidad de 50 m (generalmente en minería), y su máximo rendimiento es alrededor de 500 - m³/hr. (ref. 3).

DRAGA DE PALA.-

Esta draga puede trabajar en casi todo tipo de material, como puede ser roca disgregada, hasta una profundidad de 15 m.

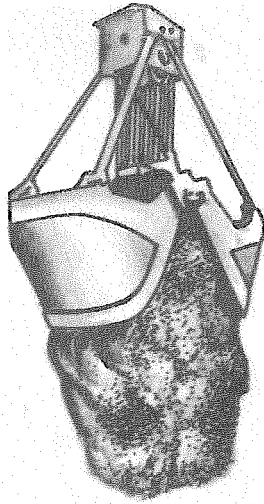
Fundamentalmente este aparato consta de una estructura tubular metálica de sección rectangular en cuyo extremo inferior se encuentra la pala con que ataca el material, está montado sobre un chalan (embarcación de líneas rectas, de mucha manga y de poco calado y no apta para la navegación).

La pala, baja por medio de una pluma que al mismo tiempo le sirve de guía, atacando el material hacia adelante con el fondo del bote, cuya parte frontal está provista de dientes.

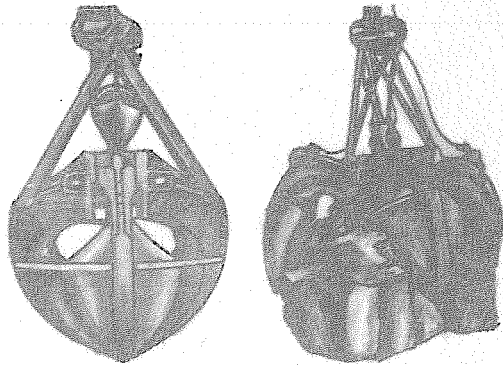
Una vez que el material ha entrado en él, el brazo es izado girando la grúa que opera el sistema, un ángulo generalmente de 90°, hacia cualquiera de las dos bandas, donde se abre la parte posterior del bote; el material cae en unos chalanes tolva, mismos que transportan el material al lugar de depósito, llamado -- también lugar de tiro o de descarga.

Las maniobras de bajar, subir, abrir y cerrar el bote, así como el de izar o arriar la pluma se realizan mediante un sistema de cables y poleas. Es ideal para dragados angostos, tales como canales, ya que el ancho necesario para su operación es prácticamente el ancho de su manga, pues para dragar el casco no ejecuta ningún giro.

Para posicionarse en el lugar en el que trabajará, fondea -- los tres zancos de que está provisto (uno en cada costado y otro en la popa), utilizando para moverse el mismo cucharón que se apoya en el fondo.



Almeja



Granada

FIG. 2-3 Equipos de ataque para draga mecánica. (ref. 3)

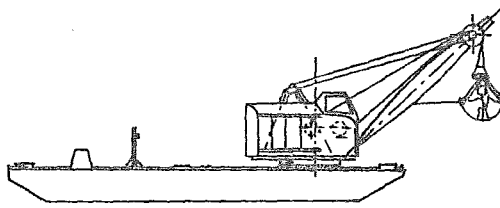


FIG. 2-4 Draga de grua con almeja. (ref. 3)

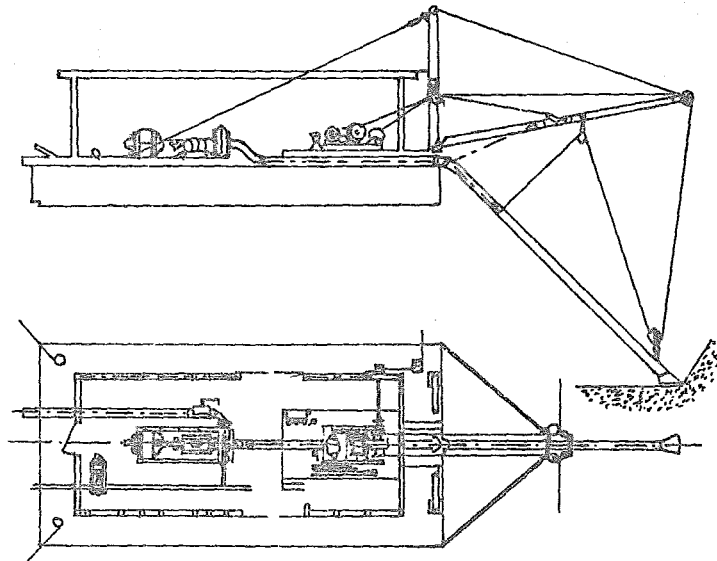


FIG. 2-5 Draga estacionaria de succion simple. (ref.3)

Tanto para el fondeo como el izado de los zancos se lleva a cabo con cables que van a un malacate o mediante fuerzas neumáticas o hidráulicas. La estructura del equipo de dragado, así como la embarcación que la soporta deberá ser de gran robustez para soportar los esfuerzos a que estará sometido.

Su limitación principal radica en su corto alcance para dragar a grandes profundidades, aunque existen equipos que alcanzan hasta 18.5 m. con una capacidad en la pala de 6 m³, 50 toneladas de fuerza de excavación y un radio de descarga de 18 m.

Su eficiencia no es tan grande y quizás alcance 200 a 250m³ por hora, volúmen que disminuye conforme aumenta la profundidad y la dureza del material. (ref. 3).

DRAGA DE BOTE DE ARRASTRE.-

Este equipo tiene características similares a la de la pala, en lo que se refiere a la embarcación, pues el aparato de dragado se aloja también en un chalán suficientemente amplio, tanto en eslora como en manga para estabilizar el equipo, y de poco calado para poder entrar a lugares de poca profundidad. Cuenta con tres zancos para su posicionamiento.

A diferencia de la draga de pala, que opera bajo un brazo rígido, la de bote de arrastre se conecta con la pluma mediante cables flexibles que le permiten lanzarlo a mayor distancia a la que el brazo puede llegar; sin embargo por la forma de romper el material del fondo; que es de adelante hacia atrás y en sentido horizontal, la profundidad de excavación no puede ser muy grande.

Su principal utilidad está en que con este equipo es posible trabajar en lugares estrechos. (ref. 3).

GANGUILES O CHALANES TOLVA.-

Estas barcasas forman parte del equipo de dragado, en dragas estacionarias, su función consiste en transportar el material que ha sido dragado y verterlo en el sitio o depósito previamente seleccionado.

En estas barcasas se encuentra una tolva, con dispositivos de operación, que pueden ser mecánicos o hidráulicos, para abrirlas-cerrarlas, o para vaciar el material. Algunos gánguiles son diferentes a los mencionados, pues no llevan timones ni compuertas, en éstas la descarga se hace a control remoto, se inunda un tanque lateral, con lo cuál cambia el centro de gravedad del chalán que comienza a ladearse y finalmente da la vuelta, descargando el material de la tolva. Una vez que el material y el agua han sido desalojados, el gánguil recupera su posición normal.

Tanto para el fondeo como el izado de los zancos se lleva a cabo con cables que van a un malacate o mediante fuerzas neumáticas o hidráulicas. La estructura del equipo de dragado, así como la embarcación que la soporta deberá ser de gran robustez para soportar los esfuerzos a que estará sometido.

Su limitación principal radica en su corto alcance para dragar a grandes profundidades, aunque existen equipos que alcanzan hasta 18.5 m. con una capacidad en la pala de 6 m³, 50 toneladas de fuerza de excavación y un radio de descarga de 18 m.

Su eficiencia no es tan grande y quizás alcance 200 a 250m³ por hora, volúmen que disminuye conforme aumenta la profundidad y la dureza del material. (ref. 3).

DRAGA DE BOTE DE ARRASTRE.-

Este equipo tiene características similares a la de la pala, en lo que se refiere a la embarcación, pues el aparato de dragado se aloja también en un chalán suficientemente amplio, tanto en eslora como en manga para estabilizar el equipo, y de poco calado para poder entrar a lugares de poca profundidad. Cuenta con tres zancos para su posicionamiento.

A diferencia de la draga de pala, que opera bajo un brazo rígido, la de bote de arrastre se conecta con la pluma mediante cables flexibles que le permiten lanzarlo a mayor distancia a la que el brazo puede llegar; sin embargo por la forma de romper el material del fondo; que es de adelante hacia atrás y en sentido horizontal, la profundidad de excavación no puede ser muy grande.

Su principal utilidad está en que con este equipo es posible trabajar en lugares estrechos. (ref. 3).

GANGUILES O CHALANES TOLVA.-

Estas barcasas forman parte del equipo de dragado, en dragas estacionarias, su función consiste en transportar el material que ha sido dragado y verterlo en el sitio o depósito previamente seleccionado.

En estas barcasas se encuentra una tolva, con dispositivos de operación, que pueden ser mecánicos o hidráulicos, para abrirlas-cerrarlas, o para vaciar el material. Algunos gánguiles son diferentes a los mencionados, pues no llevan timones ni compuertas, - en éstas la descarga se hace a control remoto, se inunda un tanque lateral, con lo cual cambia el centro de gravedad del chalán que comienza a ladearse y finalmente da la vuelta, descargando el material de la tolva. Una vez que el material y el agua han sido desalojados, el gánguil recupera su posición normal.

Los de compuertas, abren su parte inferior a lo largo de su eslora para hacer caer el material, (ref. 3).

ROMPE ROCAS.-

En algunos casos el material que va a ser dragado es rocoso, o aluvión, que puede tener una dureza como la del concreto y no es posible utilizar una draga. En esta forma, el rompe rocas se utiliza para disgregar el material.

El rompe rocas está formado básicamente por un pilón de acero durísimo, con forma de bala, con un peso de hasta 23 ton., y una pluma instalada en un chalán, que se utiliza para levantar el pilón, para que al dejarlo caer, rompa el fondo por el impacto de su caída.

Una vez que se ha disgregado el material del fondo, son extraídos con dragas mecánicas (ref. 3).

EMPLEO DE EXPLOSIVOS BAJO EL AGUA.-

Para dragar los fondos rocosos o suelos muy compactados, es necesario fracturarlos o disgregarlos previamente, para que con una draga mecánica, se extraiga el material en los chalanes de tolva, previamente abarloados, para trasladar al lugar de descarga el material extraído.

Para la ruptura de rocas puede emplearse el rompe rocas, aunque en la actualidad se obtienen mejores resultados con el empleo de explosivos, si bien este método requiere de mayores precauciones, ya que la presión se da en todas direcciones cuando opera en espacios abiertos y, puede afectar a las estructuras existentes o producir problemas de asentamientos por licuación.

El método empleado más frecuentemente consiste en perforar y cargar los barrenos con explosivos. Esta operación se puede realizar desde una plataforma soportada por flotadores en la que se instala el equipo de perforación. Las unidades de perforación se colocan sobre la plataforma y ésta puede desplazarse lateralmente para posicionarse en el lugar requerido.

El método clásico consiste en utilizar brocas rotatorias, cargando los barrenos por medio de buzos. Para lo cuál es necesario dividir la zona en varias partes sucesivamente y efectuar la voladura. La operación es lenta y depende en gran parte del tiempo que inviertan los buzos en cargar los barrenos.

En Suecia (1963), se desarrolló un método que se denomina OD-(OVER BURDEN-DRILLING) o sea de perforación a través de un tubo especial por el que posteriormente se introducen tubos de PVC para cargar los barrenos, ello permite volar el fondo rocoso a la profundidad prevista y con mayor celeridad.

Este método ha evolucionado el uso de explosivos para aumentar la profundidad en los puertos y canales de navegación, sobretudo de aquellos en los que el fondo es rocoso o está muy compactado, es obvio que estos trabajos elevan considerablemente el costo del dragado.

Algunas de las recomendaciones en el uso de explosivos son:

1.- Se debe evitar que los barrenos estén muy próximos a fin de prevenir que las explosiones de las cargas, se hagan simultáneamente y no sucesivamente a causa de la propagación de la onda, con lo cuál se gana en ahorro por uso de explosivos. En todo caso toda situación debe ensayarse.

2.- La concentración de explosivos no debe ser excesiva, ya que puede dar lugar a condiciones peligrosas, más si éstas se hacen cerca de objetos flotantes de cualquier naturaleza, como pueden ser diques, muelles o de cualquier clase de estructura marítima, las cuales pueden sufrir daños de consideración.

El método OD permite realizar los trabajos desde la superficie del agua, lo cuál significa un abatimiento de los costos de excavación al producir en promedio 15 m³/hr. contra los 2 ó 3 m³ que se producen con el método tradicional.

Con cualquiera de los métodos que se empleen, el diámetro de los barrenos varía entre 2 1/2" y 6", dependiendo del tamaño y tipo de roca por perforar, de la profundidad de corte y de otras condiciones locales.

El aspecto más relevante en el método de perforación aplicados a trabajos submarinos, es que las perforaciones que recibirán la carga, deben hacerse a la profundidad adecuada. Como regla establecida puede asentarse que la profundidad en el manto rocoso, debe ser igual a la distancia que se tiene horizontalmente entre perforaciones.

Los materiales a dinamitar, es conveniente que tengan suficiente densidad a fin de que la onda de energía del explosivo no se disipe al propagarse a las perforaciones adyacentes.

La cantidad de explosivos necesarios para una determinada obra submarina dependerán de los siguientes factores:

- a).- Naturaleza del material que se va a explotar.
- b).- Tirante del agua.
- c).- Profundidad de los barrenos para alojar las cargas.
- d).- De la batimetría, existencia de corrientes, altura del oleaje, etc.
- e).- Existencia de estructuras en las inmediaciones.
- f).- Fauna acuática. (ref. 3 y 4).

DRAGAS HIDRAULICAS.-

De todos los equipos de dragado, el hidráulico es el más versátil, las cuales se dividen en:

- a).- Autopropulsadas con tolva.
- b).- Estacionarias.
- c).- Fijas.

DRAGAS AUTOPROPULSADAS CON TOLVA.-

En este tipo de draga, el equipo de trabajo está colocado sobre un casco de líneas hidrodinámicas, de tal manera que le permita desplazarse con relativa facilidad en el medio acuático. El dragado lo efectúa a una velocidad de uno a tres nudos.

El material es extraído del fondo mediante una tubería que en su extremo inferior tiene una rastra o cabeza auxiliada en su acción por una bomba centrífuga instalada a bordo de la embarcación, para que luego sea distribuida en las secciones en que está dividida la tolva.

El material dragado es transportado por un flujo de agua, cuya concentración es variable y puede llevar en suspensión hasta 22% de material sólido el cual queda almacenado temporalmente en las tolvas. El exceso de agua es desalojado de la tolva por medio de vertedores que se localizan en los costados del casco.

En algunas dragas autopropulsadas se tienen unos zancos y un cortador en el extremo de la tubería de succión y en lugar de almacenar el material en su propia tolva, lo conduce por tubería hacia tierra o bien a chalanes tolva, que luego lo depositan fuera de las áreas de trabajo, en zonas de las que no sea regresado.

También se equipan con dos o más tubos de succión, con dos hélices y dos timones en popa y una hélice en proa para hacerlos altamente maniobrables en espacios reducidos.

Este equipo se utiliza para realizar trabajos en alta mar, canales o darsenas, en donde una draga estacionaria podría ser un problema por su sistema de anclaje.

Las cabezas de succión se divide en dos tipos:

- a).- Coral.
- b).- California
Existen dos métodos para dragar:

a).- Sistema Americano.

b).- Sistema Europeo.

El sistema Americano se efectúa con la draga en movimiento, arando el fondo. El sistema Europeo, se realiza fijando la embarcación y succionando del mismo lugar hasta que se produce el derrumbe del material.

Se ha ideado instalar dos o más tubos de succión para lograr un fondo con una cota uniforme.

Cuando en el lugar en que se draga es importante (por ejemplo en los ríos en épocas de avenidas) y el material es muy fino se utiliza el método de dragado por agitación, que consiste en dejar que la corriente lo transporte en suspensión, cuidando que en el lugar en que se deposite no se produzcan azolvamientos.

El rendimiento de estas dragas es alto por el trabajo continuo que desarrolla, sin embargo se ve afectado por la necesidad de suspender el dragado para ir al lugar de tiro.

Solo es posible hablar de que la tolva se llena al máximo, cuando el material dragado es pesado. Cuando el material es ligero, la tolva no completa su capacidad, pues el material regresa con el agua por los vertedores. (ref.3y4).

DRAGAS ESTACIONARIAS.-

Para lugares en que se realizan trabajos, donde pueda tener protección el equipo de dragado, las dragas hidráulicas tipo estacionarias son las que tiene una producción constante y eficiente, este tipo de draga se dividen en dos clases:

a).- De succión simple, fig. 2-5.

b).- De succión con cortador, fig. 2-6.

DRAGA DE SUCCION SIMPLE.-

Esta es de las más sencillas dragas hidráulicas estacionarias y consta de:

a).- Casco, que puede ser de una sola pieza o de secciones.

b).- Bomba centrífuga.

c).- Tubo de succión

d).- Conexión flexible, entre la tubería de succión fija y la móvil.

e).- Aparejo para las maniobras del tubo de succión.

DRAGA DE SUCCION CON CORTADOR.-

Los estratos duros o compactos no son posible de extraer - con dragas de succión simple, es por ello que en el extremo del tubo de succión se le adaptó el cortador que remueve el material de esta manera de tubo puede succionarlo -y aumentar su eficiencia, fig. 2-6.

Cuando es necesario utilizar el material producto del dra-- gado en el relleno de zonas pantanosas, elevar cotas, sanear -- terrenos, ganar áreas al mar, étc., el área de depósito debe -- estar bordeada para evitar que el material regrese a la zona - de dragado; a esta zona de depósito se le llama "Tarquina".

La tarquina se bordea con material que contenga una mayor - parte de suelo cohesivo, para evitar que se formen tubificacio-- nes y la estructura pierda estabilidad. El material de los bor-- dos debe ser bandeado por tractores, cuidando que la base del - bordo pueda soportar el empuje del agua, y el ancho de la corona sea suficiente para el paso de personas.

La tarquina lleva compuertas que permite el flujo del agua- y debe estar lo más lejos de la zona de descarga para que al bom- bearse el material se permita su decantación y que el material - sólido se deposite homogeneamente. (ref. 3 y 4).

Como se mencionó anteriormente, el material producto del -- dragado, generalmente, es el resultado de la erosión mecánica de varios tipos de rocas originada por las aguas del mar de los ríos de las lluvias de las nieves y del viento, agentes que desprenden partículas sólidas de la corteza terrestre, arrastrándolas hasta depresiones en los fondos marinos, los lacustres y otros de menor extensión.

Otros agentes que producen la disgregación, son los químicos que contribuyen también a la descomposición de las rocas; tales - pueden ser el oxígeno, el anhídrido carbónico, étc.

A cualquier tipo de material que se vaya a dragar, se deberán tomar en cuenta las características de los minerales que los constituyen, así como varias de sus propiedades, pues ya que como se - mencionó anteriormente, los fondos marinos, se encuentran formados por diversos elementos, de los cuáles algunos, debido a sus caracté-- rísticas son más útiles en el relleno.

Los suelos cohesivos, no -son malos para utilizarlos como re- lleno, pero debido al mecanismo que se utiliza para su transporte, el suelo se satura y el tiempo que se necesita para consolidarlo - es muy largo, aunque para tal caso se han estudiado los medios con los cuales se puede acelerar la consolidación de un suelo cohesivo.

Otro material que se encuentra en los fondos marinos, son los friccionantes, tales como la arena, grava, rocas, etc. Este material es mejor para utilizarlo como relleno, además de que el mismo medio de transporte (por bombeo hidráulico) le permite encontrar su ángulo de reposo.

En el siguiente capítulo, primeramente se desarrollan los métodos de consolidación para suelos cohesivos y al final para suelos friccionantes.

Los métodos que se van a tratar, son los utilizados, por la Dirección de Infraestructura de Petróleos Mexicanos.

NOTA:- Aclararemos también, que todo material con contenidos orgánicos no son recomendables para relleno.

El estudio de la mecánica de suelos, se tomaron de la obra de Terzaghi y Peck.

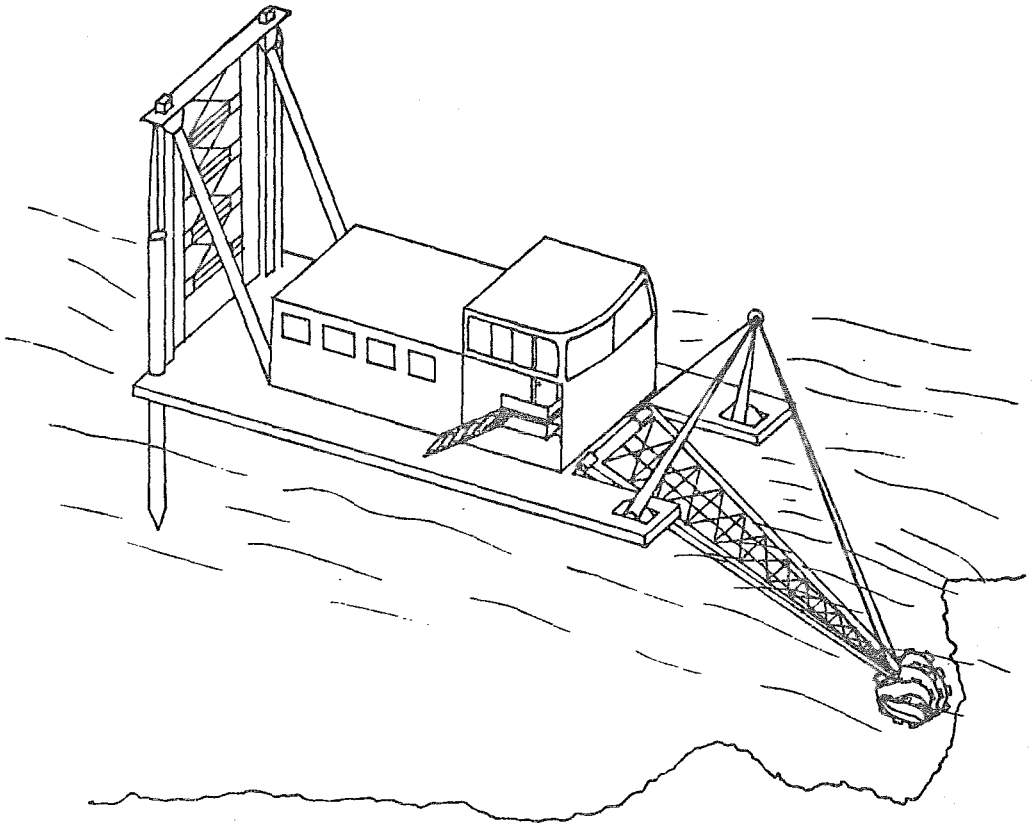


FIG. 2-6. Draga de succion con cortador.

C A P I T U L O I I I

ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS Y TECNICAS DE CONSOLIDACION
APLICADAS A LAS AREAS RELLENADAS CON MATERIAL, PRODUCTO --
DEL DRAGADO HIDRAULICO.

ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS Y TECNICAS DE CONSOLIDACION -
- APLICADOS A LAS AREAS RELLENADAS CON MATERIAL PRODUCTO DEL -
- DRAGADO HIDRAULICO.-

Los suelos cohesivos sufren deformaciones aún bajo cargas -
relativamente pequeñas, lo cuál origina fallas en las estructu-
ras cimentadas en forma inadecuada sobre este tipo de suelos.

Así por ejemplo, las deformaciones de las arcillas bajo la
acción de una carga es de gran interés no sólo por los grandes-
asentamientos que pueden producirse, sino porque éstos aún con-
tinúan dándose mucho tiempo después de aplicarse la carga. El -
resultado es que una estructura sufre fallas de consideración -
años después de su erección, cuando el tipo de cimentación, no -
fué adecuadamente seleccionada. (ref.No.14).

Durante el proceso de consolidación las partículas sólidas
permanecen sobre un mismo plano horizontal; así el movimiento -
de las partículas del suelo ocurren en dirección vertical; for-
ma que se conoce con el nombre de consolidación unidimensional-
(ref. No. 6).

En la realidad, la consolidación unidimensional ocurre en
estratos de gran extensión en comparación con su espesor, tam-
bién sucede que cuando un estrato grueso de arcilla contiene -
algunas capas delgadas de arena, la expansión lateral queda res-
tringida a límites despreciables al servir dichas capas de are-
na como drenes.

Las características de la consolidación de los estratos, de
arcilla pueden determinarse cuantitativamente con aproximación -
por medio de la prueba de consolidación unidimensional o compre-
sión confinada, realizada sobre especímenes representativos del -
suelo, obtenidos en forma tan inalteradas como sea posible. Se -
puede así calcular la magnitud y la velocidad de los asentamien-
tos probables causados por las cargas aplicadas.

El tiempo relativamente corto al que son sometidas las --
muestras en el laboratorio durante el tiempo en que alcanzan la --
consolidación, así como la suposición que se hace de que las --
constantes utilizadas en el laboratorio, con las mismas en el --
proceso real; es posible que tales factores influyan en el hecho --
de que los asentamientos así obtenidos sean mayores que los --
reales.

La prueba de consolidación estandar se realiza en una mues-
tra de forma cilíndrica y de pequeña altura. Dicha muestra es --
colocada en el interior de un anillo que le proporciona un con-
finamiento lateral, el cuál a su vez queda colocado entre dos --
piedras porosas; las piedras son de sección circular y de diámetro --
ligeramente menor que el diámetro del anillo.

Este conjunto es colocado en la cazuela del consolidómetro mostrado en la fig. 3-1, el cuál se conoce como "anillo flotante", muy usado en la actualidad en los estudios de mecánica de suelos.

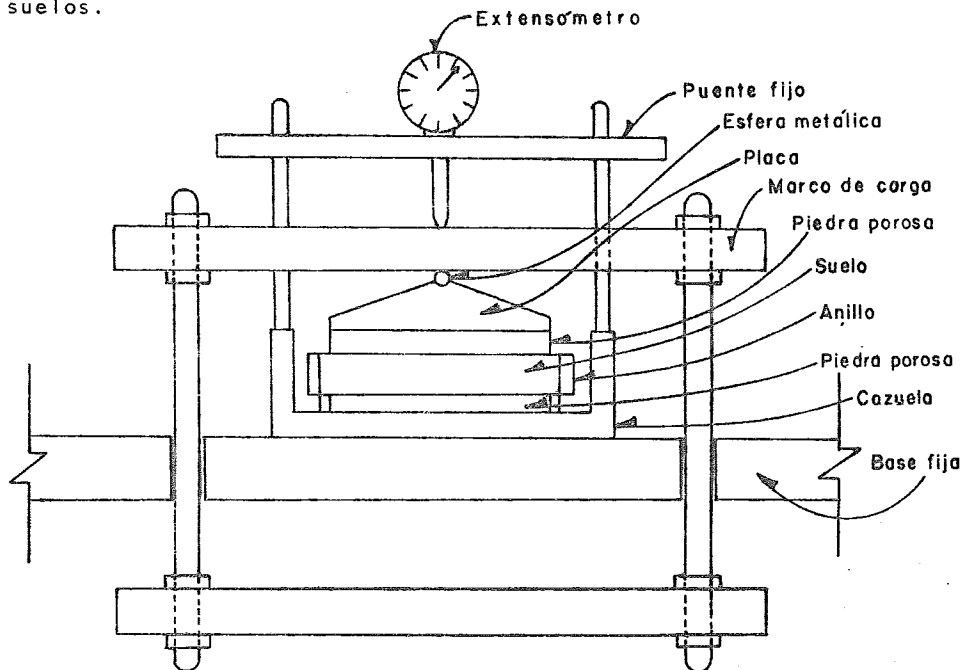


FIG. 3-1 Consolidómetro de anillo flotante.

(ref. 9)

En el marco mostrado en la fig. 3-1, se aplican a la muestra cargas uniformemente repartidas en toda su área, por medio del dispositivo formado por la esfera metálica y la placa colocada sobre la piedra porosa superior. Un extensómetro que está apoyado en el marco de carga móvil y ligada a la cazuela fija, lleva el registro de las deformaciones en el suelo. Las cargas son aplicadas por incrementos, permitiendo que cada uno de ellos obre por un espacio de tiempo suficientemente amplio para que la velocidad con que se deforma la muestra se reduzca prácticamente a cero.

En cada incremento de carga se realizan lecturas en el extensómetro y los datos de esta se dibujan en una gráfica que tenga por abscisas los valores de los tiempos transcurridos en escala logarítmica y como ordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro, en escala lineal. (fig. No. 3-2).

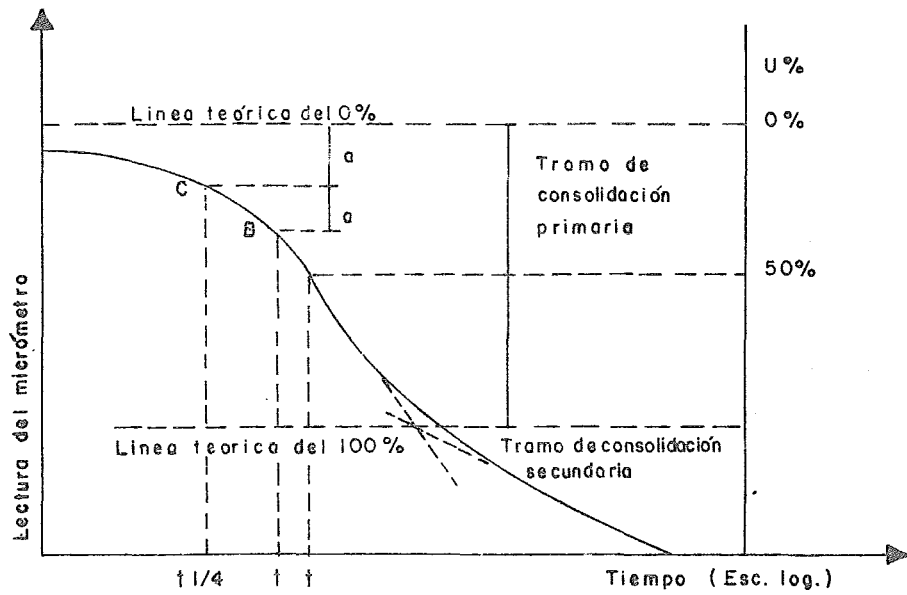


FIG. 3-2 Curva de consolidación

(ref. 9)

Las curvas obtenidas en éstas gráficas se llaman de consolidación y se obtiene una para cada incremento de carga aplicada:

En la fig. 3-2-b, se muestra la forma típica de una de estas curvas (ref. 9).

La deformación máxima alcanzada bajo un incremento de carga provoca que la relación de vacíos llegue a un valor menor que -- el inicial, el cuál puede determinarse a partir de los datos --- iniciales y las lecturas del extensómetro.

En cada incremento de carga se obtiene un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente sobre el espécimen, una vez aplicados todos los incrementos de carga, se tendrán valores para construir una gráfica en cuya abscisa se ponen los valores de la presión actuante, en escala lineal o logarítmica y en cuya ordenada se anotan los valores correspondientes a la relación de vacíos en escala lineal. Esas curvas se llaman de compresibilidad y se obtiene una de cada prueba de consolidación completa. Las formas típicas de estas curvas se muestran en la fig. 3-3-a y 3-3-b .

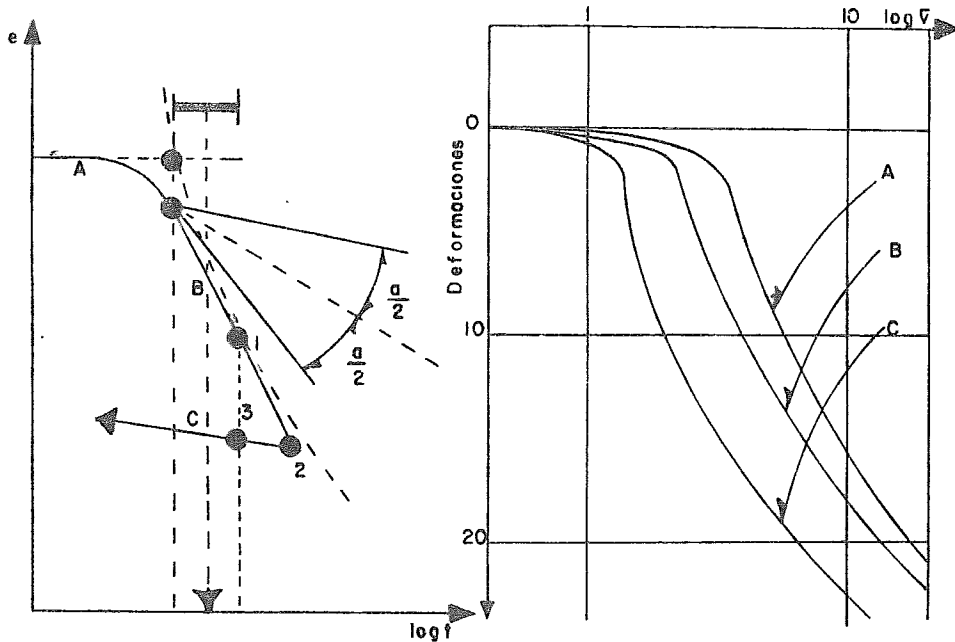


FIG. 3-3-a Curva de compresibilidad

- A Consolidación primaria
- B. Incremento de carga en un día
- C. Incremento de carga cada semana

FIG. 3-3-b Curvas de compresibilidad para diferentes tiempos (ref.9)

En las curvas de compresibilidad se definen tres tramos. El tramo "A" de la figura es una curva progresiva que comienza en forma casi horizontal, el tramo "B" es generalmente una línea recta con el que se llega al final de la etapa de carga de la prueba correspondiente a la aplicación del máximo incremento, el tramo "C" corresponde a la etapa de descarga.

El tramo "A" de la curva de compresibilidad suele llamarse tramo de recompresión. El tramo "B" como tramo vírgen y el tramo "C" como de descarga.

A fin de obtener una concepción objetiva del proceso de consolidación unidimensional de suelos finos, se estudiará el modelo mecánico propuesto por Terzaghi.

Se considera un cilindro de sección recta, provisto de un pistón sin fricción y con una pequeña perforación en él, tal como se muestra en la fig. 3-4 .

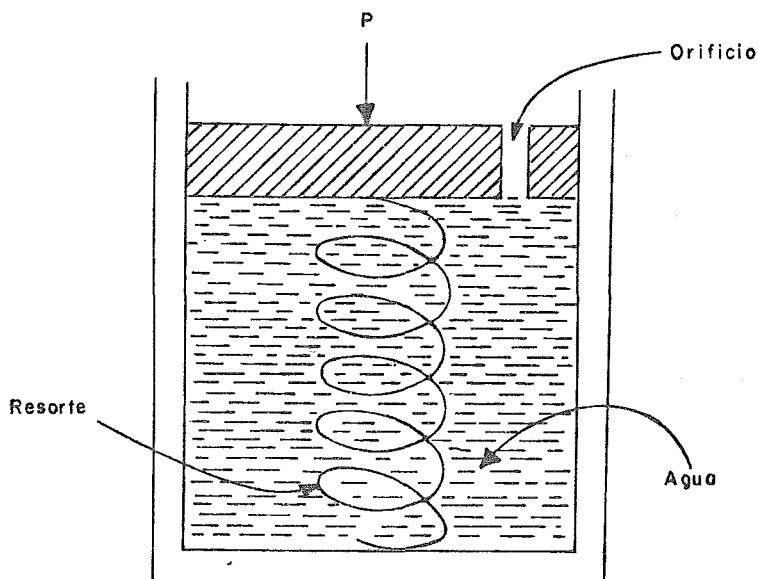


FIG. 3-4 Modelo mecánico de Terzaghi para la compresión de la consolidación de suelos finos. (ref. 9)

El pistón está soportado por un resorte unido al fondo -- del cilindro, el cuál está totalmente lleno de un fluido incompresible.

Si se coloca en el pistón una carga P , manteniendo el orificio cerrado, el resorte no se deforma nada debido a que la carga P estará soportada totalmente por el fluido.

Cuando el orificio se abre, el líquido sale por él, y se realiza una transferencia gradual de carga del fluido al resorte; entre el interior y el exterior del cilindro, en el orificio se experimenta una diferencia de presiones igual a P/A , que genera el gradiente necesario para que el fluido salga por el orificio, permitiendo así la deformación del resorte.

Si se le permite al resorte una deformación suficientemente grande se logrará que la totalidad de la carga P quede soportada por él, quedando el fluido libre de presiones.

Si consideramos no uno sino una serie de cilindros con su resorte comunicados como se muestra en la fig. 3-5, se tendrá una distribución inicial de presiones en el agua formada por la línea 1-2.

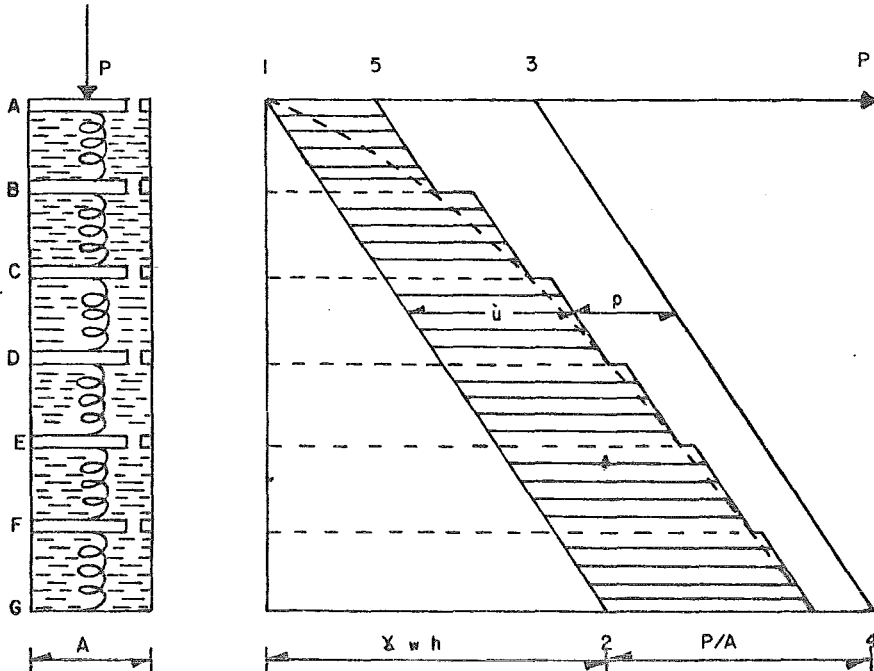


FIG. 3-5

Esquema del modelo de Terzaghi comprendiendo varias camaras
 u presión en el agua en exceso de la hidrostática
 p presión equivalente en el resorte. (fuerza que toma el resorte entre el area A)
 (ref. 9)

No habrá movimiento en el fluido si se desprecia el peso propio de los pistones y resortes o se considera que el dispositivo está en equilibrio en el comienzo del experimento. Al aplicar bruscamente una carga P al primer pistón el fluido deberá soportarla totalmente, generándose una presión en exceso de la hidrostática, que se trasmite con igual valor a cualquier profundidad. El nuevo diagrama de presiones en el fluido será ahora la línea 3-4 de la misma figura. No existe aún ningún gradiente hidráulico que tienda a producir un movimiento del fluido, si se exceptúa el orificio superior de manera que quede abierto, la diferencia de presiones crea un gradiente hidráulico hacia afuera de la primera cámara. Al iniciarse el flujo, la presión en el fluido de la primera cámara disminuye, transfiriéndose simultáneamente una parte de la carga al resorte, la reducción de la presión del fluido en la primera cámara, causa una diferencia de presión con la segunda, por lo cual el fluido tenderá a pasar de la segunda a la primera cámara. Consecuentemente la presión en el fluido de la segunda cámara disminuye, transmitiéndose así la tendencia al flujo a las cámaras inferiores. El proceso termina cuando la presión en el fluido vuelve a la condición hidrostática quedando la carga P soportada totalmente por los resortes.

En un instante después de la aplicación de la carga, la distribución de presiones del fluido y los resortes, u y p respectivamente, es la indicada por la línea quebrada 5-6 de la fig. 3-5.

Al considerar el volumen de las cámaras muy pequeño y el número de ellas muy grande, nos acercaremos a la condición real que existe en los suelos, la línea quebrada que representa la distribución de presión en número pequeño de cámaras tenderá a convertirse en una curva continua a medida que el número de cámaras aumente. (curva de trazo discontinuo en la fig. 3-5).

En el suelo, la estructuración de las partículas sólidas, puede considerarse representada por los resortes del modelo; el agua intersticial libre, por el fluido incompresible de las cámaras y los canales capilares, por los orificios de los pistones.

Al considerar un estrato de suelo de extensión infinita según un plano horizontal y de un espesor H , tal que la presión debida al peso propio del suelo y del agua del mismo pueda considerarse despreciable, en comparación a las presiones producidas por las cargas que le serán aplicadas. (fig. 3-6).

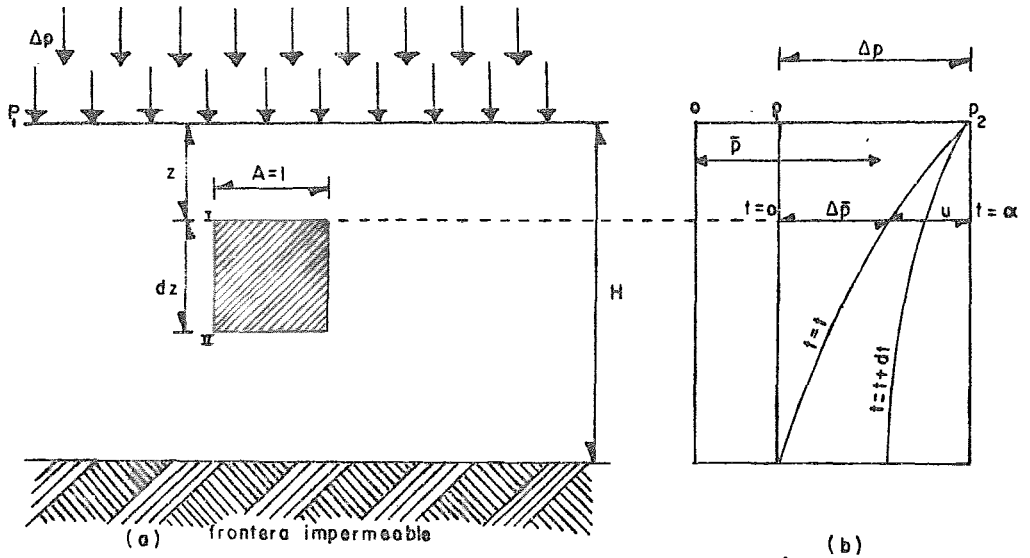


FIG. 3-6 Estrato de suelo de extensión Infinita sometido a un proceso de consolidación unidimensional. (ref.9)

Se supondrá que el agua solo puede drenarse por la frontera superior del estrato, el cuál se considera confinado inferiormente por una frontera impermeable.

El estrato a estado sujeto a una presión P_1 durante el tiempo suficiente para consolidarse totalmente bajo esa presión, Considerese que en las condiciones anteriores se aplica al estrato un incremento de presión Δp . La presión total sobre el estrato será $P_2 = P_1 + \Delta p$. Inmediatamente después de aplicar el incremento de carga, éste se soporta íntegramente por el agua intersticial que adquirirá por lo tanto una presión en exceso de la hidrostática (a lo largo de todo el espesor H), igual a Δp como se muestra en la citada figura.

Al cabo de un cierto tiempo t habrá escapado cierta cantidad de agua por la superficie superior y consecuentemente el exceso de presión hidrostática habrá disminuido y parte de la carga ($\Delta \bar{p}$) habrá sido transferida a la estructura sólida del suelo. La distribución de la presión en la estructura del suelo y el agua intersticial ($P = P_1 + \Delta \bar{p}$ y u , respectivamente queda representada por la curva $T = t$ en la misma figura 3-6-a .

Es evidente que:

$$\Delta p = \Delta \bar{p} + u$$

y la ecuación anterior es válida en cualquier instante t , y a cualquier profundidad z . En un instante posterior $t + dt$, la nueva distribución de presiones se grafica en la figura 3-6-b , en donde se puede ver que tanto la presión Δp , en la estructura del suelo, como la u , en el agua intersticial son funciones de la profundidad, z , y el tiempo t . Puede escribirse:

$$u = f(z, t)$$

Por tanto:

$$\Delta \bar{p} = \Delta p - u = \Delta p - f(z, t)$$

Esta ecuación expresa el progreso del fenómeno de la consolidación unidimensional, con flujo vertical. (ref. 9).

Generalmente, las instalaciones portuarias se construyen sobre suelos saturados, ya sean de relleno o naturales. Un suelo saturado sometido a incrementos de carga sufre deformaciones a consecuencia del drenaje intersticial y el acercamiento de sus partículas. Este fenómeno se realiza en dos etapas: la de consolidación primaria y la de consolidación secundaria.

Consolidación primaria en el momento en que se aplica una carga, el suelo sufre una deformación como resultado de la expulsión de agua al disiparse el exceso de presión de poro. La teoría de consolidación de Terzaghi, es la explicación teórica de este fenómeno.

Consolidación secundaria.- El suelo sigue deformándose lentamente, después de que el exceso de presión de poro se ha disipado al establecerse un flujo, el cuál ocurre bajo pequeños gradientes a velocidades muy bajas, ocasionando que las partículas del suelo se acerquen entre sí. Por su complejidad y su lentitud, este fenómeno es difícil de reproducir en el laboratorio.

Ambas etapas de consolidación ocurren simultáneamente, sólo que en el fenómeno, la consolidación primaria predomina sobre la secundaria. En las figs. 3-7 se muestran las etapas del proceso, dónde se puede apreciar que la consolidación primaria es más significativa y que termina al disiparse el exceso de presión de poro, continuando la consolidación secundaria con un exceso de presión de poro prácticamente nulo.

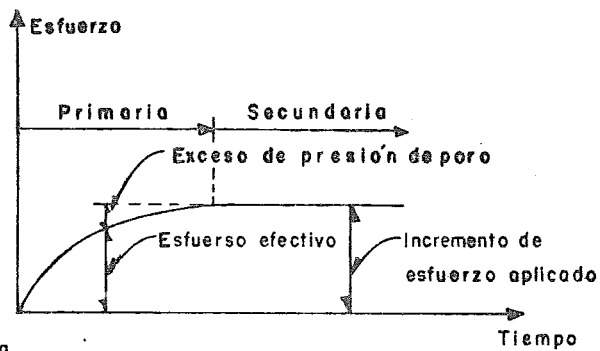


FIG. 3-7-a

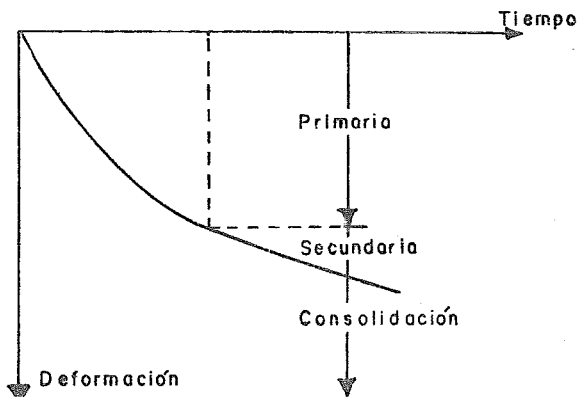


FIG. 3-7-b

Proceso de Consolidación (ref.14)

Un suelo sometido a un incremento de esfuerzos, sufre deformaciones elásticas (instantáneas) y de consolidación, (ocurren -- con el tiempo). En suelos muy compresibles las deformaciones debidas a consolidación, generalmente son las más importantes, al respecto en la fig. 3-7-b, se muestra la correspondencia de las deformaciones con el estado de esfuerzos.

Se calculará el asentamiento total debido a la consolidación primaria (ΔH_{cp}) y el tiempo en que se presentara el 95 por ciento de consolidación, así como los valores correspondientes al 40,60- y 80 por ciento. Los tiempos en que se realizarán estos asentamientos se pueden calcular con la formula:

$$t_{cp} = \frac{T}{C_v} H^2$$

y la magnitud de los asentamientos con:

$$\Delta H_{cp}^t = m_v \Delta G H \frac{U(t)}{100}$$

dónde

T = factor tiempo
 C_v = coeficiente de consolidación

La deformación lenta que continúa aún después de que el exceso de presión de poro se ha disipado, se denomina consolidación secundaria, el flujo de agua ocurre bajo pequeños gradientes a velocidad muy lenta, provocando que las partículas del suelo se acerquen entre sí.

En suelos con alto contenido de material orgánico y suelos blandos, frecuentemente se presenta la consolidación secundaria.

Cuando la sobrecarga se aplica suficiente tiempo para que -- ocurra la consolidación primaria y parte de la secundaria, el grado de consolidación se determina con la expresión:

$$U_{cp+cs} = U_{cp} \left[1 + \frac{C_{\infty}}{\Delta H_{cp}} \log \frac{t_{cs}}{t_{cp}} \right]$$

dónde

U_{cp+cs}

grado de consolidación que se requiere alcanzar, incluyendo la consolidación primaria y parte de la secundaria.

U_{cp}

grado de consolidación requerido para alcanzar asentamientos de igual magnitud a los obtenidos, como si se debiera sólo a la consolidación primaria.

ΔH_{cp}

asentamiento al centro del área cargada debido a la --

Su aplicación se limita a suelos cuyo espesor sea de 5 a 10 m. y que se encuentra confinado.

Inicialmente se calcula el asentamiento total debido a la consolidación primaria, bajo el esfuerzo transmitido, como si la estructura fuera construida en el suelo sin tratamiento alguno. Para conocer la magnitud de la sobrecarga que se debe aplicar, se procede por tanteos considerando diferentes alturas del material de sobrecarga. Con los esfuerzos correspondientes a la carga final y a la sobrecarga, se determina el tiempo en el que se produce el asentamiento calculado (fig. 3-8).

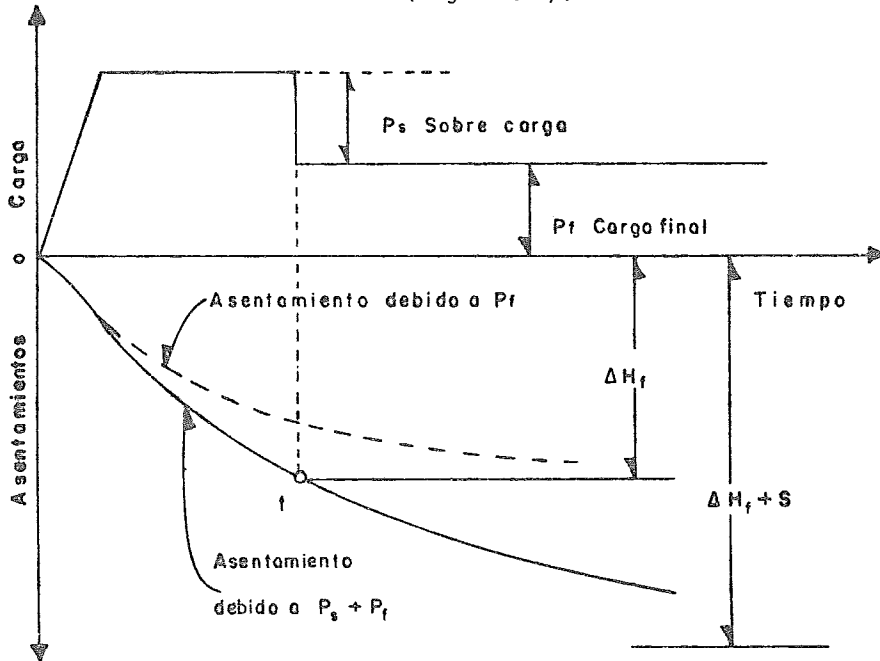


FIG. 3-8 Procedimiento para eliminar los asentamientos debidos a la consolidación primaria (ref. 14)

Los asentamientos que sufre una estructura se pueden clasificar en:

Asentamientos instantáneos ΔH_j

Asentamientos por consolidación primaria ΔH_{cp}

Asentamientos debidos a la consolidación secundaria ΔH_{cs}

$$\Delta H_{total} = \Delta H_j + \Delta H_{cp} + \Delta H_{es}$$

Los asentamientos debidos a la consolidación primaria están-

Íntimamente ligados a los asentamientos instantáneos, es por ello que sólo se discutirán los primeros por la importancia que tienen en este estudio.

Los asentamientos debidos a la consolidación primaria, se calculan en base a los resultados de pruebas de consolidación unidimensional. Las fórmulas empleadas son:

Caso I.- Un solo estrato compresible

$$\begin{aligned} \Delta H_{c,p} &= H_o \epsilon_v = H_o \frac{\Delta e}{1 + e_o} = H_o m_v \Delta \bar{v} \\ &= H_o \frac{a_v \Delta \bar{v}}{1 + e_o} \\ &= \frac{H_o C_c}{1 + e_o} \log \left(\frac{\bar{v}_{v_o} + \Delta \bar{v}_v}{\bar{v}_{v_o}} \right) \quad (\text{ref. 14} \quad). \end{aligned}$$

Caso II.- Cuando se tienen varios estratos compresibles

$$\Delta \epsilon_p = \frac{\sum H_o}{1 + e_o} C_c \log_{10} \left(\frac{\bar{v}_{v_o} + \Delta \bar{v}_v}{\bar{v}_{v_o}} \right) \quad (\text{ref. 14} \quad).$$

cuando $\Delta \bar{v}_v \ll \bar{v}_{v_o}$ se puede simplificar:

$$\Delta H_{c,p} = \frac{\sum H_o}{1 + e_o} \frac{\Delta \bar{v}_v}{\bar{v}_{v_o}} 0.435 C_c \quad (\text{ref. 14} \quad).$$

expresiones en las que:

- \bar{v}_{v_o} esfuerzo vertical efectivo inicial
- e_o relación de vacíos inicial
- $\Delta \bar{v}_v$ incremento de esfuerzo
- H_o espesor inicial del estrato compresible
- Δe cambio en la relación de vacíos
- ϵ_v deformación vertical unitaria
- $m_v = \frac{\Delta e}{(1 + e_o) \Delta \bar{v}_v} \bar{v}_v$ coeficiente de deformación volumétrica
- $a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \bar{v}_v}$ coeficiente de compresibilidad
- $c_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \bar{v}_v}$ índice de compresión

Si se quiere determinar el proceso de asentamientos, se acepta que la consolidación primaria termine cuando el exceso de presión de poro se disipa. Una condición de asentamientos intermedia

se calcula con la siguiente expresión:

$$U = \frac{u_0 - u}{u_0}$$

dónde

U grado de consolidación (varia de 0 a 100 por ciento).

u_0 presión de poro inicial

u exceso de presión de poro

De modo más general el grado de consolidación, de acuerdo con la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi, se presentan en la siguiente tabla:

Relación teórica U%-T

U(%)	T
0	0.000
10	0.008
15	0.018
20	0.031
25	0.049
30	0.071
35	0.096
40	0.126
45	0.159
50	0.197
55	0.238
60	0.287
65	0.342
70	0.405
75	0.477
80	0.565
85	0.684
90	0.848
95	1.127
100	∞

CONSOLIDACION SECUNDARIA.-

Como se mencionó anteriormente, un suelo al deformarse y al disiparse el exceso de presión de poro, continúa deformándose muy lentamente aún sin aumentar la carga, dicha deformación corresponde a la consolidación secundaria.

Cuando la sobrecarga se aplica durante el tiempo suficiente para que ocurra la consolidación primaria y parte de la secundaria el grado de consolidación se determina con la relación:

$$U_{cp} + c_s = U_c \left(1 + \frac{c}{H_{cp}} \log \frac{t_{cs}}{t_{cp}} \right) \dots \text{ref. 14}$$

dónde

$U_{cp} + c_s$ es el grado de consolidación que se requiere alcanzar incluyendo la consolidación primaria y parte de la secundaria.

U_{cp} es el grado de consolidación requerido para alcanzar asentamientos de igual magnitud a los obtenidos, como si se debiera sólo a la consolidación primaria.

H_{cp} es el asentamiento al centro del área cargada, debido a la consolidación primaria.

$t_{cp} + t_{cs}$ tiempo de consolidación secundaria y primaria

C es el coeficiente de consolidación secundaria.

La factibilidad del procedimiento deberá decidirse en función de los costos de construcción y el tiempo de consolidación.

CONSOLIDACION POR DRENES VERTICALES DE ARENA.-

Este método consiste en perforaciones rellenas con materiales permeables como la arena y se utilizan para reducir el tiempo de consolidación de un estrato poco permeable sometido a un incremento de carga, aprovechando que la permeabilidad horizontal generalmente es mayor que la vertical y que la distancia que debe recorrer el agua para drenarse se reduce. Al respecto el agua fluye radialmente a la red de drenes verticales y por ellos a la superficie libre. La eficiencia de este procedimiento radica en la distancia comprendida entre ellos, aún cuando también son significativos el diámetro de los drenes y el procedimiento de perforación.

De la figura 3 - 10 .

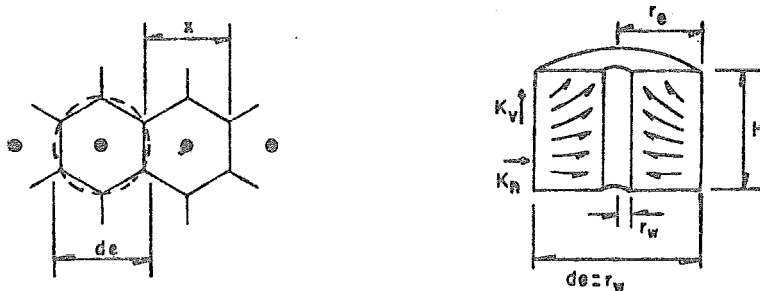


FIG. 3-10

Drenes de arena

(ref. 14)

r_w = Radio del dren.

r_e = Radio de influencia del dren.

K_h = Coeficiente de permeabilidad horizontal.

K_v = Coeficiente de permeabilidad vertical.

K_s = Coeficiente de permeabilidad del material remoldeado.

$n = \frac{r}{R}$ = Relación de diámetros.

El flujo de agua radial y vertical, en coordenadas cilíndricas, se gobierna por la siguiente ecuación:

$$\frac{\partial u}{\partial t} - C_{vr} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) + C_v \frac{\partial u}{\partial z} \quad \text{ref. 14}$$

dónde

C_v = coeficiente de consolidación debido a flujo vertical.

u = presión de poro.

r = radio al punto en estudio.

C_{vr} = coeficiente de consolidación debido a flujo radial.

a_v = coeficiente de compresibilidad.

e_o = relación de vacíos iniciales.

γ_w = peso volumétrico del agua.

Dado que usualmente la permeabilidad vertical es significativamente menor que la horizontal, en la ecuación anterior se puede simplificar el término $\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$, y queda:

$$\frac{\partial u}{\partial t} - C_{vr} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) \quad \text{ref. 14}$$

La solución de esta ecuación se puede obtener considerando -- que los asentamientos en la superficie progresan radialmente a cada dren. Una solución más simple se tiene considerando que los -- asentamientos en la superficie progresan uniformemente. Ambas soluciones conducen a resultados semejantes para grados de consolidación mayores de 50 por ciento; así resulta más simple utilizar la hipótesis de asentamientos uniformes.

En la solución de la ecuación deben considerarse también las-

condiciones de frontera del dren. Dado que la construcción provoca remodelo en las paredes de la perforación, se tiene una zona de -- permeabilidad menor cuyo espesor depende del procedimiento de perforación. Existen dos soluciones, una para cuando el remodelo es -- despreciable o nulo y otra considerando un espesor remodelado de -- permeabilidad menor.

CONSOLIDACION POR DRENES VERTICALES CONSIDERANDO DEFORMACION SUPERFICIAL UNIFORME Y REMOLDEO DESPRECIABLE.-

El exceso de presión de poro radial se puede determinar con -- la solución de la ecuación de flujo considerando un punto distante del eje del dren a una distancia r y a un tiempo t.

$$U_v = \frac{4U}{d_e^2 F(n)} \left[r_e \log_e \frac{r}{r_w} - \frac{r^2 - r_w^2}{2} \right] \quad \text{ref. 14}$$

dónde:

U_r = valor de la presión de poro en el punto en estudio.

r = radio al punto en estudio

\bar{U} = valor medio del exceso de presión de poro en la masa del suelo.

$$\bar{U} = U_o e^{-\lambda} \quad ; \quad \lambda = \frac{-8T_n}{F(n)}$$

U_o = presión de poro inicial

E = 2.7182

$$F(n) = \frac{n}{n^2 - 1} \log_e n - \frac{3n^2 - 1}{4n^4}$$

Grado de consolidación:
$$U = \frac{U_o \bar{U}}{U_o} = 1 - e^{-\lambda}$$

$$T_n = \frac{Kn(1-e)t}{\alpha_v d_e^2 \gamma_w} = \frac{C_v r t}{d_e^2}$$

factor tiempo de consolidación por flujo radial.

γ_w = peso específico del agua.

La solución gráfica para determinar el grado de consolidación para diferentes valores de la relación de diámetros se presenta en la figura 3-11 . (ref. 14).

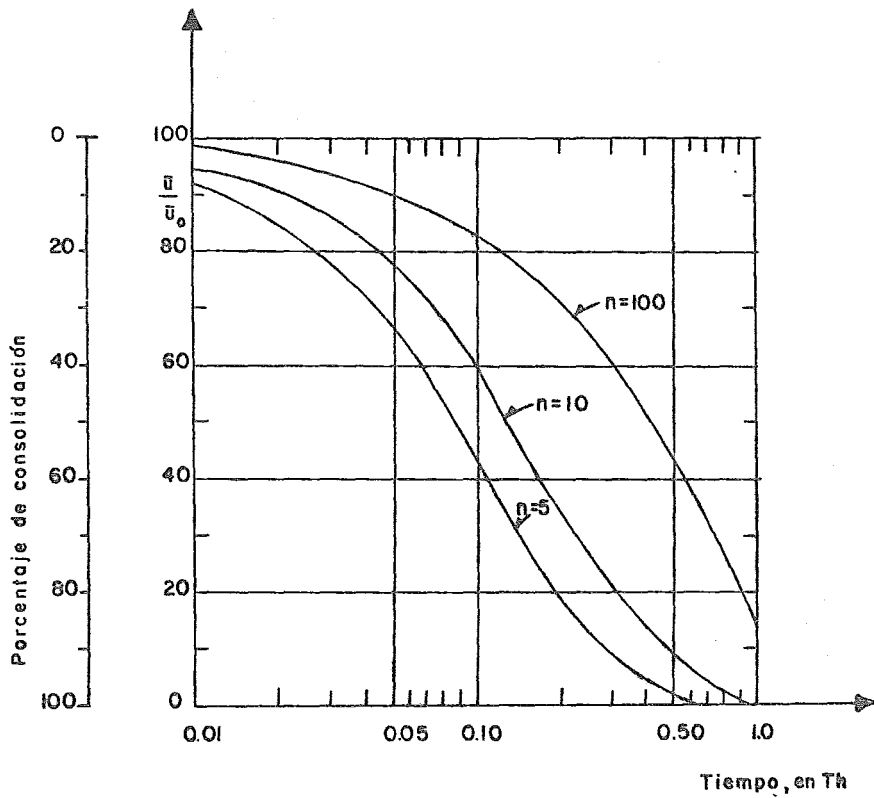


FIG. 3-11 Consolidación vs. factor tiempo (deformación superficial uniforme) (ref. 14)

DRENES VERTICALES CONSIDERANDO DEFORMACION SUPERFICIAL UNIFORME Y REMOLDEO PERIMETRAL.-

La solución de la ecuación de flujo que permite conocer el valor de la presión de poro en el punto en estudio, establece:

$$U_r = \frac{[\bar{U}_r \log_e \left(\frac{r}{r_s} \right) \frac{r^2 - r_s^2}{2r_s^2} - \frac{K_h}{K_s} \left(\frac{n^2 - s^2}{n} \right) \log_e (S)]}{V}$$

U_r = valor de la presión de poro en el punto en estudio

\bar{U}_r = valor medio de la presión de poro en la masa de suelo.

r = radio al punto en estudio

r_s = radio de la zona remodelada

r_e = radio de influencia del dren

K_h = coeficiente de permeabilidad horizontal

K_s = coeficiente de permeabilidad del suelo moldeado

$$R = \frac{r_e}{r_w} = \frac{de}{dw} \quad \text{relación del radio de influencia del dren al diámetro del mismo.}$$

$$S = \frac{r_s}{r} \quad \text{relación de radios de la zona remodelada a la del dren.}$$

El remodelado producido por la perforación reduce la eficiencia del dren; de tal manera que un dren con remodelado perimetral equivale a otro con un diámetro menor. A partir de las ecuaciones del caso II, para $S = 0$ se obtiene las relaciones para drenes sin remodelado.

La solución gráfica a la función u en términos de n , s y K_h/K_s para el caso de drenes con remodelado perimetral con $n = 5$ y $n = 15$, se presenta en la figura 3-12.

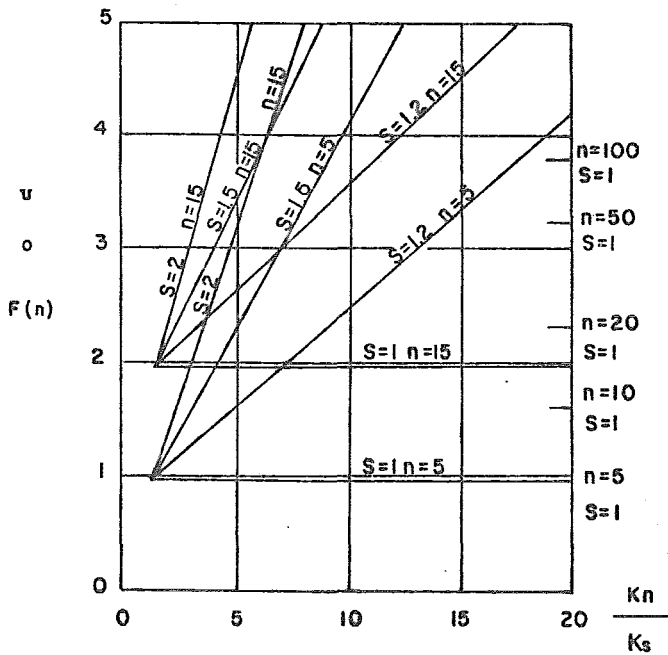


FIG. 3-12 Relaciones entre $\frac{K_n}{K_s}$ y para $N=5$ y $n=15$

(ref. 14)

En el caso en que la relación $\frac{K_h}{K_s} = 20$ la solución de la función se presenta en la figura 3-13 .

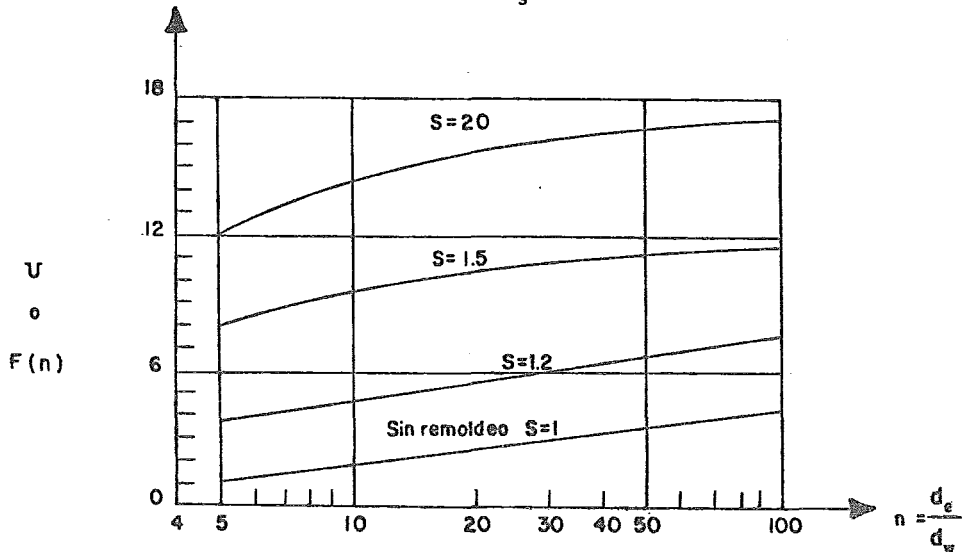


FIG. 3-13 Relaciones entre n y $F(n)$ o u para $\frac{K_h}{K_s} = 20$ (ref. 14)

CONSOLIDACION POR DRENES VERTICALES DE ARENA Y BOMBEO POR VACIO.

La eficiencia de la operación de un conjunto de drenes de arena se puede incrementar provocando vacío en la superficie drenante con la ayuda de una membrana impermeable. Este procedimiento se aplica en áreas reducidas por limitaciones constructivas.

Con frecuencia se han empleado en cimentaciones de tanques de almacenamiento.

En la fig. 3-15, se presenta esquemáticamente una ilustración de este tipo. La presión que actúa en la superficie drenante es $(P_{atm} - P_v)$ menor que la aplicada en un sistema convencional (P_{atm}) y por ello resulta ser más eficiente.

P_{atm} = presión atmosférica

P_v = vacío

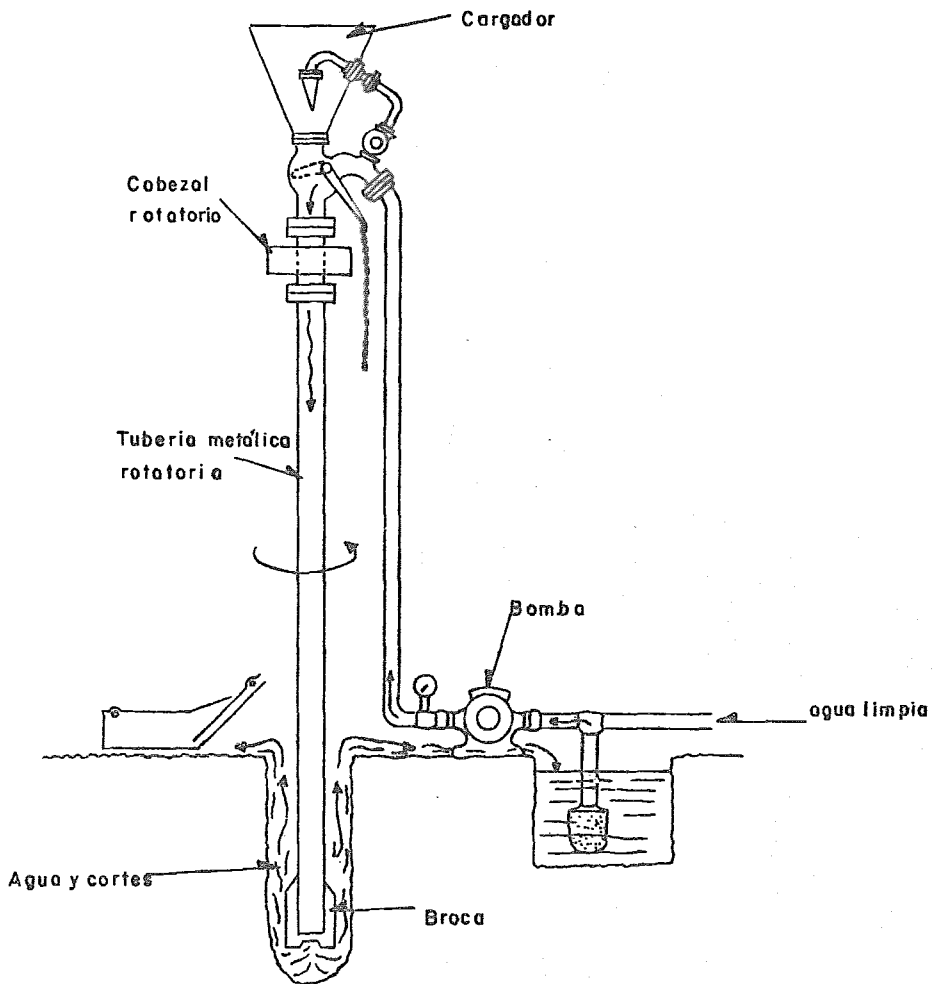


FIG. 3-14 Método de colocación de drenes a rotación e inyección de agua (ref.14)

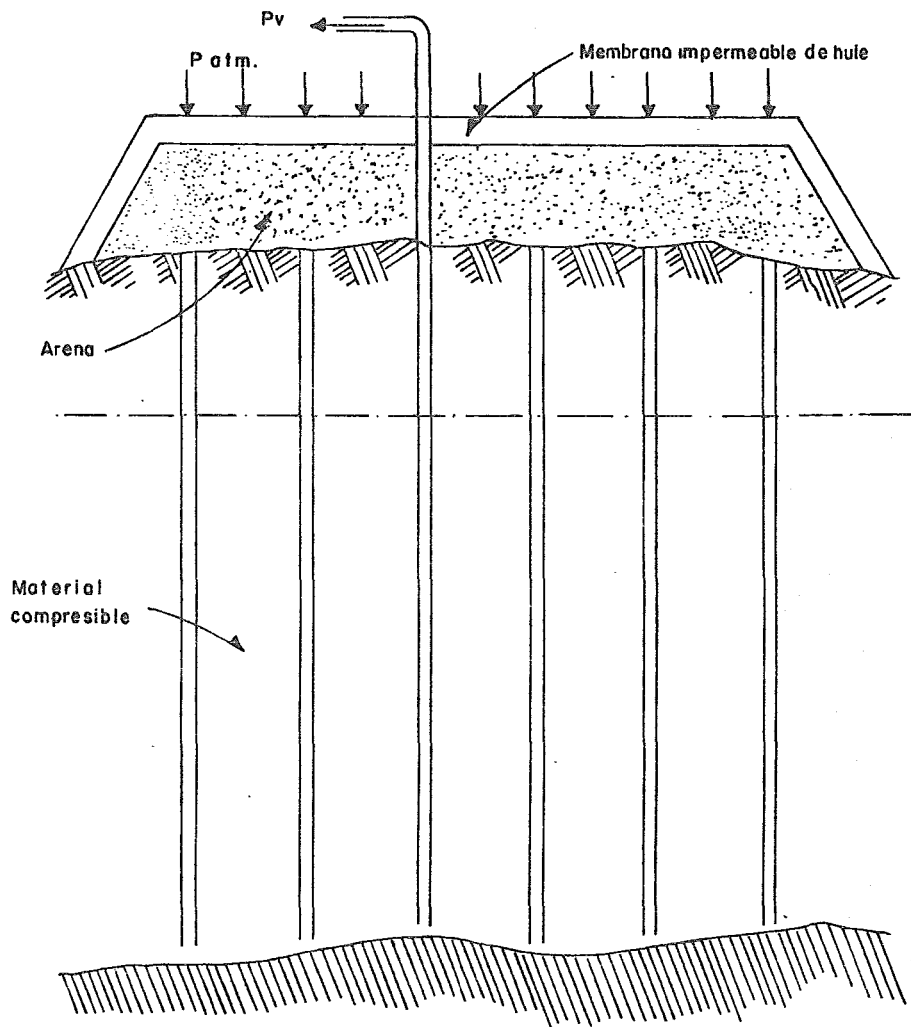


FIG. 3-15 Drenes de arena aplicandose el vacío

(ref. 14)

Cuando el tamaño efectivo medio D del suelo, es menor de 0.05 milímetros, los métodos de consolidación por gravedad no llegan a producir los resultados deseados, debido a que el agua es retenida en los huecos del suelo por la acción de las fuerzas capilares.

Los suelos de grano fino, pueden estabilizarse gradualmente, si se mantiene cierto vacío en los pozos drenantes.

Antes de aplicar el vacío, la superficie límite superior de la capa de suelo fino y el suelo que rodea al filtro, se hallan sujetos a la presión atmosférica $P_a = 1 \text{ kg/cm}^2$. Después de producirse el vacío, la presión en el suelo que rodea al filtro es casi igual a cero y en la superficie límite superior la presión se mantiene igual a P_a .

Como consecuencia el agua sale poco a poco y entra a los pozos filtrantes hasta que la presión efectiva en el suelo que rodea a los pozos filtrantes ha aumentado a una cantidad igual a la presión atmosférica P_a , fenómeno que produce al mismo tiempo un aumento en la resistencia al corte en el suelo en un valor igual a $P_a \cdot \tan \phi$, siendo ϕ el ángulo de fricción del suelo.

CONSOLIDACION POR MEDIO DE TRINCHERAS DRENANTES.-

Este método es utilizado principalmente para condiciones estratigráficas en las que aún cuando el espesor del estrato compresible sea reducido y no se pueda eliminar para sustituirlo por otro no compresible, por limitaciones económicas. Esta solución es aplicable para espesores compresibles menores de 3 a 4 metros. En la figura 3-16, se muestra esquemáticamente el procedimiento.

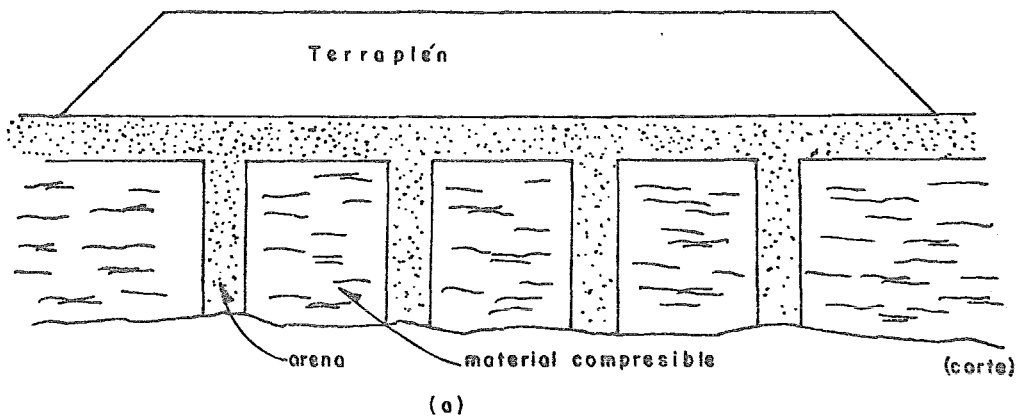


FIG. 3-16 Trincheras drenantes

(r e f. 14)

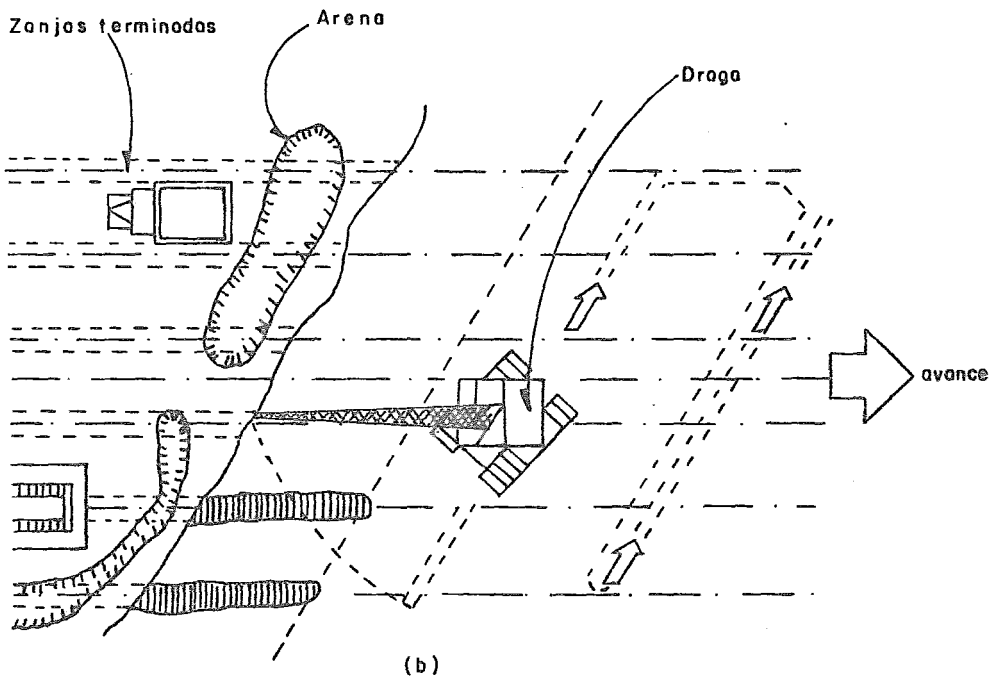


FIG.3-17 Construcción de trincheras drenantes (ref.14)

El proceso de consolidación con trincheras drenantes se puede determinar con la solución gráfica de la fig.3-18.

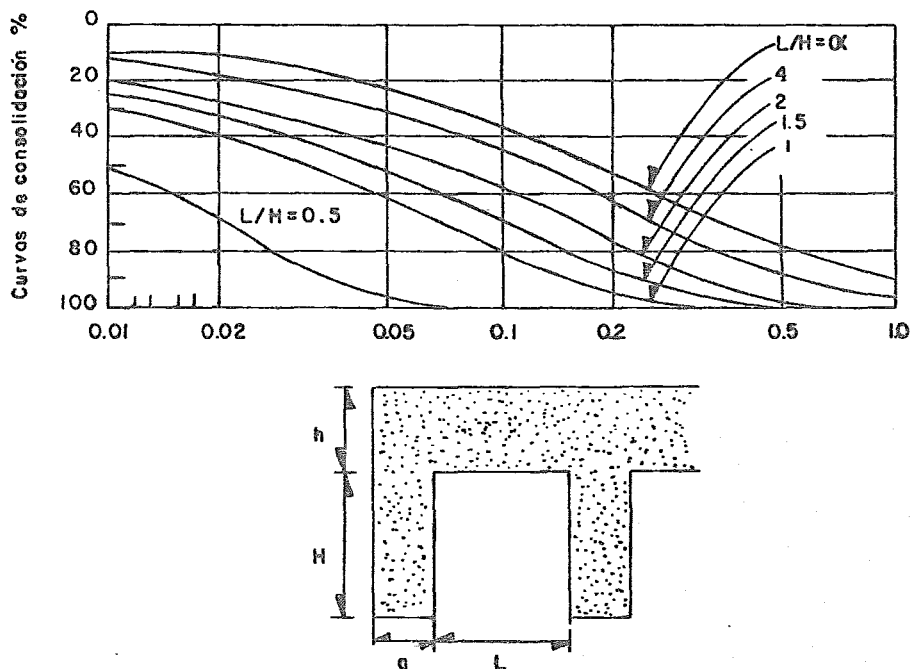


FIG. 3-18 Diseño de trincheras drenantes (ref.14)

DRENAJE POR ELECTROOSMOSIS.-

Cuando en un suelo saturado se introducen dos electrodos y se hace pasar una corriente eléctrica entre ellos, el agua del suelo migra del polo positivo (ánodo) hacia el polo negativo -- (cátodo).

Si el cátodo constituye un pozo filtro, el agua que llega al mismo puede ser removida por bombeo. (ref. 3-19).

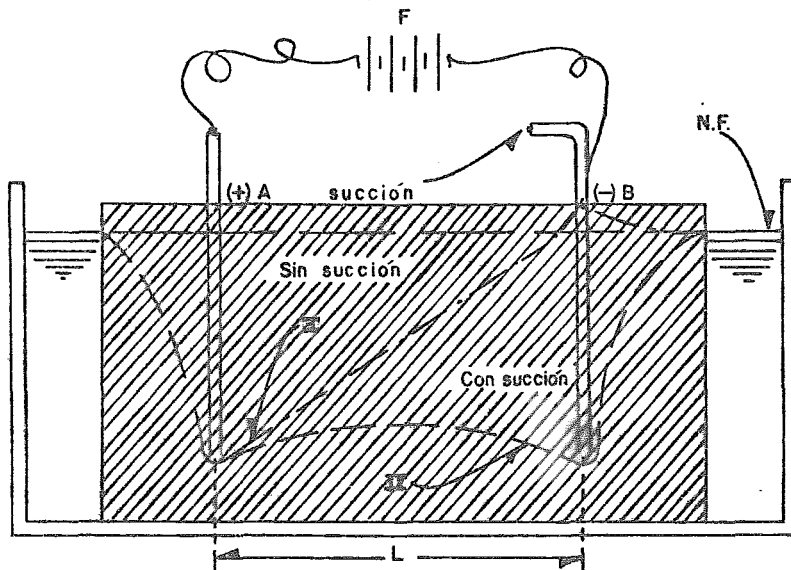


FIG. 3-19 Fenomemo electroosmótico

(ref. 14)

El movimiento del agua se debe a que la superficie de las partículas de suelo llevan una carga eléctrica negativa. Esta carga atrae hacia las partículas los iones positivos, formándose una película de agua positivamente cargada como consecuencia de la preponderancia de iones de este signo. Aunque no hay un límite neto entre el agua positivamente cargada y el agua neutra, para los propósitos que aquí se persiguen se pueden considerar capas bien definidas con cargas distintas y que se conocen como capas eléctricas-dobles. Los iones positivos concentrados en el agua cercana a las partículas de suelo son atraídos por el polo negativo y repelidos por el positivo. Por ello la capa positiva, junta con la columna de agua neutra que ella rodea, migra hacia el cátodo. El escurrimiento de agua producido por la corriente eléctrica se denomina electroósmosis (fig. 3-20).

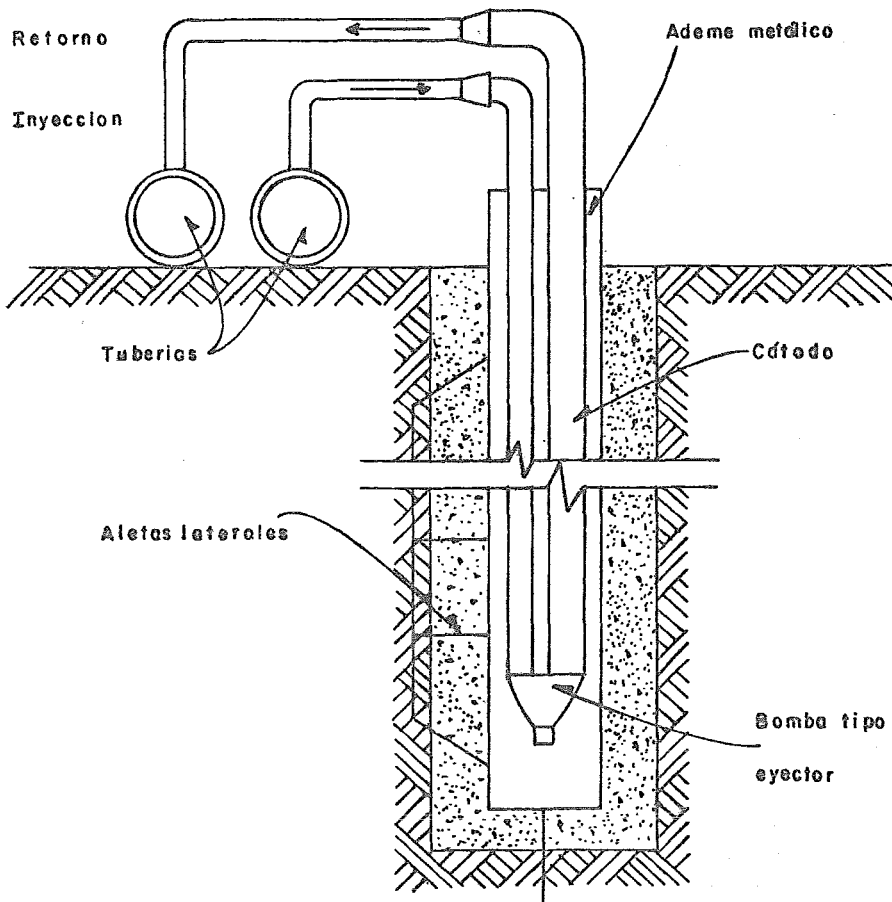


FIG. 3- 20 Instalacion de drenes y bombeo electroosmótico (ref. 1,4)

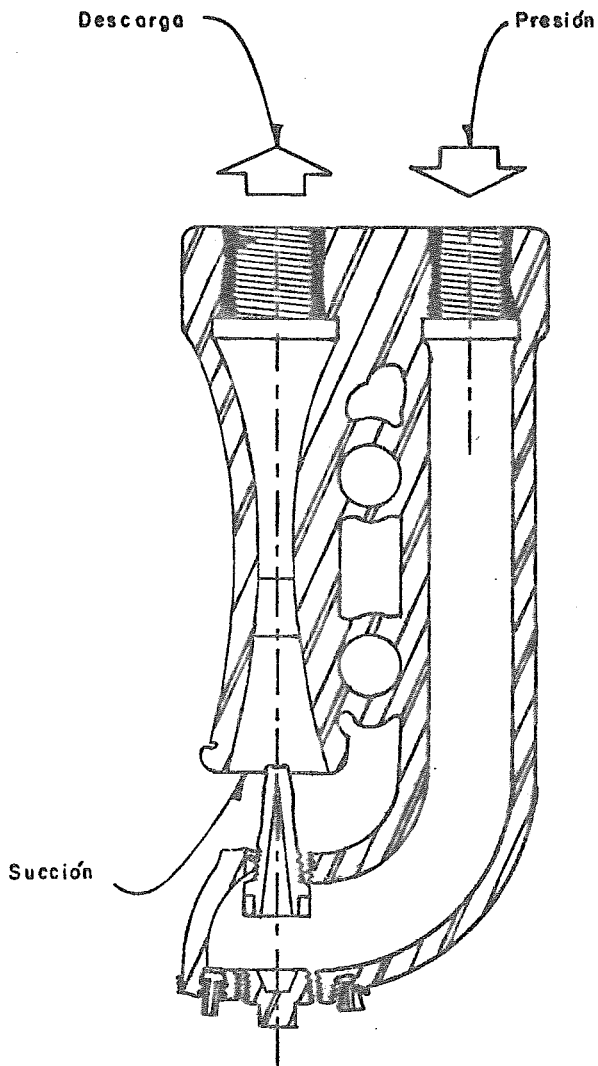


FIG. 3- 21 Bomba tipo Ejector.

(ref. 14)

La velocidad de escurrimiento es constante en toda la sección de la columna encerrada por las capas eléctricas dobles, a diferencia del escurrimiento gravitacional en tubos capilares donde la velocidad aumenta de las paredes hacia el centro del tubo.

La velocidad v (cm/seg), a que escurre el agua en un tubo cilíndrico por efecto de la electroósmosis, viene dada en forma aproximada por la ecuación:

$$v = \frac{1,02 \times 10^4}{n l} d e E \quad (\text{ref. 16})'$$

dónde:

- e (coulombs/cm²) carga eléctrica por unidad de área de las paredes del tubo.
- E (voltios) diferencia de potencial eléctrico.
- d (centímetros) espesor de la capa eléctrica doble.
- n (gramos seg/cm²) viscosidad del agua.
- l (centímetros) longitud del tubo.

Para tubos construidos de un material dado, dentro de un rango relativamente pequeño de temperatura, e , d y n son aproximadamente constantes y la ecuación anterior puede escribirse de la siguiente manera:

$$v = k_e i_e$$

en el cual k_e se denomina el coeficiente de permeabilidad electroosmótica e i_e es gradiente de potencial E/l (voltios/cm). El coeficiente de permeabilidad electroosmótica se expresa como una velocidad de escurrimiento (cm/seg) bajo un gradiente de potencial de 1 voltio/cm. La ecuación es aplicable a un tubo capilar de ancho constante. Representa no obstante, al menos en forma cruda, la velocidad de escurrimiento electroosmótica a través de los suelos, aún cuando los vacíos varían de tamaño de punto a punto.

En contraste con el coeficiente de permeabilidad hidráulico k , que varía entre límites muy extensos, dependiente de los tamaños de los vacíos del suelo y por consiguiente de la granulometría, el coeficiente de permeabilidad electroosmótica es casi independiente de la granulometría. Para la mayoría de los suelos está comprendido en el rango que se extiende de 0.4 a 0.6×10^{-4} cm/seg. Es por ello que en los suelos de grano fino, como los limos que no pueden ser drenados en forma efectiva por gravedad, la electroósmosis puede resultar ventajosa.

Tan pronto como se aplica un potencial eléctrico a un suelo el agua comienza a fluir hacia el cátodo. fig. 3-21. De inmediato se producen presiones de filtración.

La aplicación de un potencial eléctrico a un suelo de grano -- fino compresible, como una arcilla, conduce a la expulsión de agua -- por los cátodos y en consecuencia, a la consolidación de la arcilla. Esta consolidación trae aparejada, por un lado, un aumento de resis -- tencia, y por otro lado, induce la formación de grietas y fisuras, -- especialmente cerca de los ánodos.

Los ánodos se corroen a medida que los iones metálicos son -- transportados hacia el suelo. El depósito de estos iones, como asf -- mismo el remplazo de los iones de baja valencia por aquellos que -- aportan cargas mayores, conduce a cambios de las propiedades de los suelos.

En la fig. 3-19 , la línea punteada I, ilustra la variación del nivel freático una vez que se ha hecho pasar corriente eléctrica a -- través de dos polos. Se aprecia como el agua se aleja del polo posi -- tivo y migra hacia el negativo. La línea punteada II, muestra el -- nivel freático una vez que se ha bombeado el agua por medio del po -- zo drenante, en el cuál el ademe tiene carga negativa.

L. Casagrande, basándose en el modelo de Helmholtz propone una expresión que determina el gasto por medio de bombeo por electrós -- mosis:

$$Q_e = K_e i_e A$$

dónde:

Q_e = gasto electrosmótico, considerado un conjunto de capilares -- lineales.

i_e = gradiente de potencial eléctrico, $i_e = \frac{E}{L}$

E = potencial eléctrico.

L_e = distancia entre electrodos.

A = sección recta total.

K_e = coeficiente electrosmótico de permeabilidad.

COEFICIENTE ELECTROSMOTICO DE PERMEABILIDAD.-

Se le da esta denominación debido a su semejanza matemática -- con el coeficiente de permeabilidad de la Ley de Darcy. Para aplica -- ciones prácticas, la mayoría de los suelos tienen un coeficiente -- $K_e = 0.5 \times 10^{-5}$ cm/seg. volt.

Los gradientes de potencial que se deberán aplicar al suelo se determinan por pruebas de laboratorio. En la tabla 1 se presentan -- resultados de pruebas de consolidación bajo diferentes gradientes -- eléctricos, los cuales pueden tomarse como guía de los valores usua -- les.

De la tabla mencionada se puede deducir que el efecto electro -- smótico produce consolidación equivalente a esfuerzos hasta de 10 -- ton/m². (ref. 16).

CONDICIONES DEL FLUJO ELECTROOSMOTICO.-

Para estimar la eficiencia del flujo electroosmótico en un suelo compresible se determina la energía requerida aplicando la siguiente expresión:

$$E = \frac{E}{K_i} 10^{-3} \quad (\text{ref. 14} \quad).$$

dónde:

E = energía por volumen de agua extraída (kilo-watts-hora/lt).

E = caída de potencial aplicada (volt)

K_i = coeficiente de transporte electroosmótico $\frac{\text{lt}}{\text{amp hr}}$

TABLA 1

PRUEBAS DE CONSOLIDACION CON EL METODO POR BOMBEO ELECTROOSMOTICO.

Tipo de suelo	Carga T/sq ft	Gradiente de potencial volt/cm	Corriente máxima.	Incremento de presión equivalente T/sq ft
Caolín de Alabama.	0.32	0.1		0.1
	1.0	0.2		0.2
	2.0	0.2		0.1
	0.15	0.5		0.2
	0.15	0.5		0.15
	0.15	0.5		0.35
Caolín de Edgar Bros, Georgia	0.12	0.2	1.8	0.2
	0.32	0.2	2.4	0.25
	0.60	0.2	2.0	0.35
	0.12 a	0.1	10.0	0.65
Volclay (bentonita sódica) de American Colloid Co., Wyo.	0.32	0.1	13	0.25
	0.12	0.1	9.5	1.0
Ilita de Illinois Products. Ill.	0.13	0.1	8.0	0.07
	0.32	0.1	8.0	0.08
Arcilla orgánica del aeropuerto La Guardia	0.15	0.4		0.35
	0.37	0.4		0.60
	1.0	0.4	25.0	1.0
	0.15	0.4	a	0.14
	0.37	0.4	30.0	0.70
	0.15	0.4		0.37

R 1 Ton/sqft = 9.76 Ton/m² (tomada de la ref. 14)

en las que

$$K_i = 3.56 (K_{ep})$$

K_e = coeficiente electrosmótico de permeabilidad $\left(\frac{\text{cm}}{\text{seg volt}} \right)$

P = resistividad del suelo (ohm-cm)

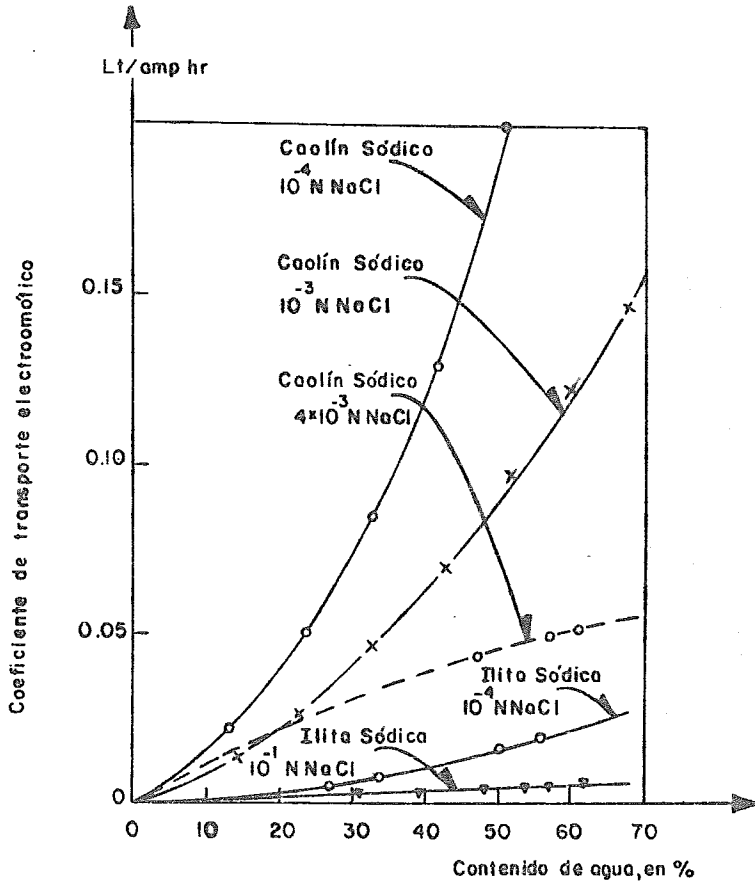


FIG. 3-22 Coeficiente de transporte electrosmótico vs. contenido de agua con varias concentraciones de electrolito. (ref. 16)

PROCESO DE CONSOLIDACION ELECTROOSMOTICA.-

La ecuación aplicable al proceso de consolidación unidimensional bajo un campo electroosmótico es:

$$K_e \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} + \frac{K_h}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = m_v \frac{\partial u}{\partial t} \quad \text{ref. 16 .}$$

en que m_v es el módulo de compresibilidad, en $\frac{\text{cm}^2}{\text{Kg}}$

en la que
$$C_v = \frac{K_h}{m_v \gamma_w}$$

C_v = coeficiente de consolidación por flujo vertical

El factor tiempo se calcula con la expresión

$$T_v = \frac{C_v t}{L}$$

L = distancia entre electrodos

La extracción del agua se puede hacer por medio de bombas -- tipo eyector, que operan con el principio de Venturi. Inyectando - agua con presión alta de hasta 5 Kg/cm² por la tubería de menor -- diámetro, se obtiene por la otra un gasto mayor con menor presión.

Como norma, las bombas tipo eyector, deben colocarse 2 metros abajo del nivel de abatimiento.

Al hacer pasar corriente a través de dos electrodos enterrados en un suelo saturado, el agua migra del polo positivo (ánodo), --- hacia el polo negativo (cátodo). Si el cátodo lo constituye el ademe metálico del pozo drenante, como se aprecia en la fig.3-18 , el agua que llega al mismo puede ser extraída por un sistema de bombeo.

En la fig. el ademe metálico constituye el cátodo y por medio del sistema de bombeo, el agua es extraída, reduciendo la relación de vacíos y aumentando la capacidad de carga, se reduce el riesgo de que el suelo sufra grandes deformaciones cuando sea cargado.

Las presiones de poro en la masa de suelo se pueden estimar - con la expresión:

$$u = \frac{K_e}{K_h} \gamma_w V$$

dónde

K_e = coeficiente de permeabilidad electroosmótica

γ_w = peso volumétrico del agua

V = potencial eléctrico en el punto en estudio

En la fig. 3-23 , se aprecia una gráfica que relaciona el coeficiente de transporte electroosmótico con el contenido de agua y la normalidad del electrólito del agua intersticial.

Se aprecia que en suelos con alto contenido de sales, de normalidad $10^{-1} N$, los valores del factor K_i son muy pequeños, por lo que se requiere una energía muy grande para lograr el flujo electroosmótico (N es el número de gramos moleculares que contiene la molécula, entre el número de hidrógenos substituidos).

La influencia que tiene la normalidad del electrólito del agua intersticial y la actividad de la arcilla se muestra en la fig. 3-23.

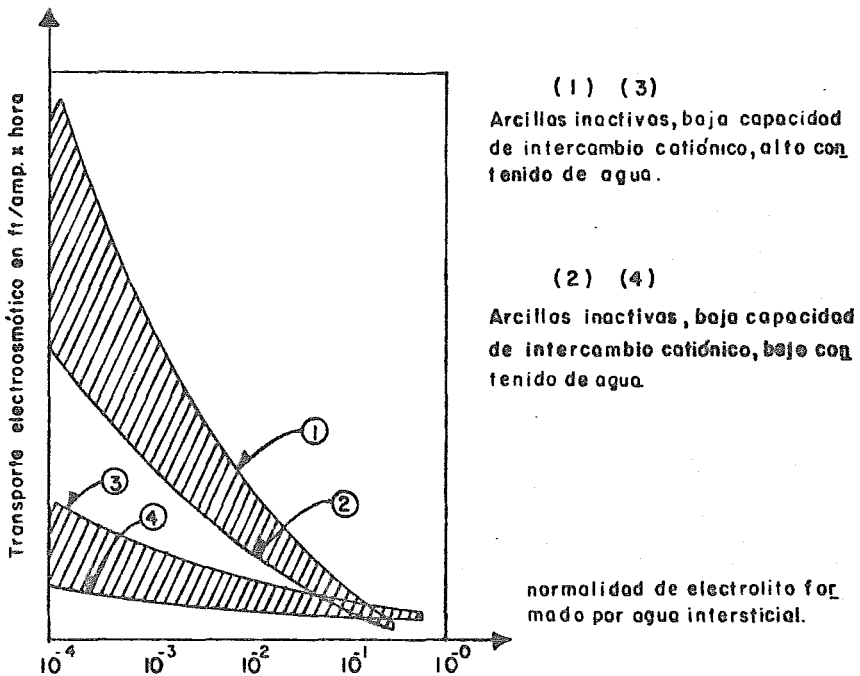


FIG. 3-23 Predicción esquemática de la eficiencia de la electroósmosis de acuerdo con el tipo de arcilla. (ref. 16)

APLICABILIDAD DE LA ELECTROOSMOSIS.-

Las características de suelos en que el bombeo electroosmótico permite altas eficiencias son:

- alta normalidad del electrolito del agua intersticial.
- baja capacidad de intercambio catiónico.
- alto contenido de agua.
- alta relación k_e/k_h .

Dichas condiciones las satisfacen favorablemente los limos, limos arcillosos y algunos tipos de arcillas.

Los suelos plásticos generalmente consumen mucha energía para desarrollar el flujo electroosmótico, presentando además graves agrietamientos que afectan la eficiencia. (ref. 16).

WELL POINT Y POZOS FILTRO.-

En las perforaciones para drenaje, protegidas con ademes metálicos, que en su extremo inferior un trozo de caño perforado o filtro, quedando en contacto con el manto acuífero, si dicho caño camisa tiene un diámetro menor de 2 1/2 pulgadas, el pozo se distingue con el nombre en inglés Well Point.

Cuando el diámetro de perforación es mayor de 30 centímetros se suele bombear el agua por medio de un tubo de succión de diámetro mucho menor y las paredes de la perforación se rellenan con arena gruesa o grava. En este caso la perforación se le llama Pozo Filtro (ref. 6).

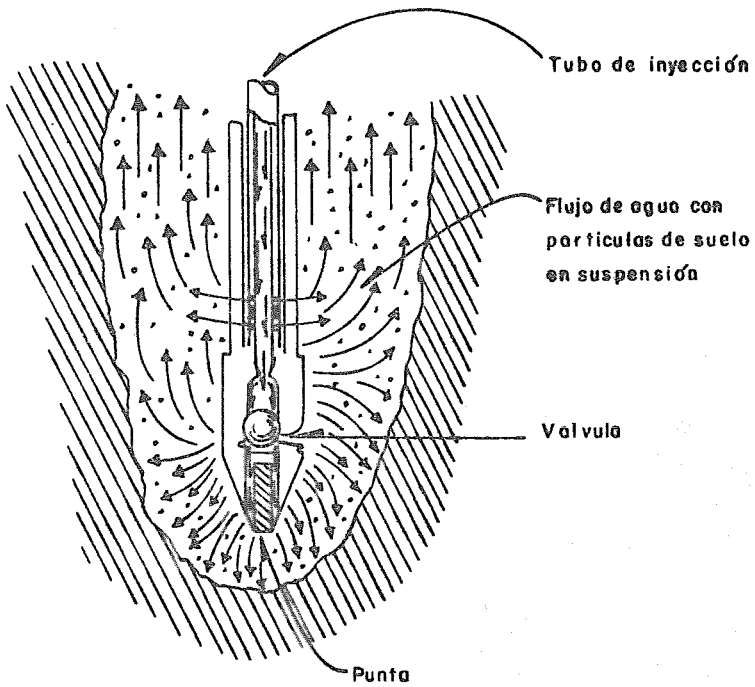


FIG. 3-24 Pozo punto (well point)

(ref. 14)

Un procedimiento de bombeo, también aplicable con los pozos - punta, fig.3-24 (well point), instalados junto a los cátodos, en el sistema de bombeo electroosmótico. El conjunto de pozos - punta se interconectan con la bomba central, como se muestra en la fig.3-25 ref. 6 .

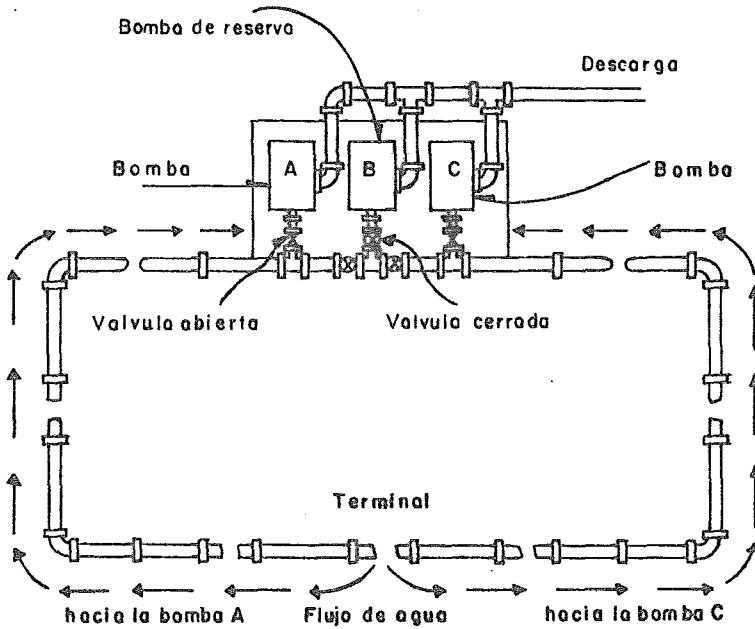


FIG. 3-25 Sistema de bombeo de pozos punta (well point)

(ref. 14)

METODO DE CONSOLIDACION ELECTROQUIMICA.-

Con este procedimiento se puede incrementar la resistencia al corte en suelos blandos integrando iones que incrementan las ligas entre partículas del suelo. Al respecto se han desarrollado varias técnicas de consolidación electroquímica basadas en el hecho de -- que al provocar un campo eléctrico se generan complejos fenómenos-- físicos químicos, siendo los principales:

Intercambio de iones debido a la corrosión de los ánodos; Generación de gradiente PH, aumentando la acidez en la vecindad del cátodo; oxidación, precipitación de sales y minerales, etc.

Los procedimientos más usuales, emplean ánodos de aluminio -- que al corroerse proporcionan los iones necesarios. Dicho método -- generalmente produce una zona de mayor resistencia eléctrica -- rodeando al ánodo, que reduce la eficiencia del tratamiento. La -- corrosión está condicionada por la estratigrafía y la composición-- química del electrólito.

Se han realizado tratamientos empleando ánodos líquidos y -- electrólitos que reaccionan formando cementantes, siendo los más -- usuales: cloruro de calcio y sulfato de aluminio. El procedimiento para introducirlos en la masa de suelo ha sido el de recurrir a -- ánodos de tubo ranurado que se llenan con el electrólito. (ref.14.

CONSOLIDACION POR BOMBEO.-

Con ayuda de una red de pozos y por medio de bombas, se puede abatir el nivel freático. De este modo se incrementan los esfuerzos efectivos de la masa de suelo para inducir su consolidación. Este método no se utiliza con frecuencia debido a su eficiencia -- menor respecto a los demás.

El análisis teórico del proceso de consolidación por bombeo -- debe tomar en cuenta las condiciones estratigráficas y el carácter transitorio del fenómeno. Las soluciones que se obtienen se limitan para condiciones particulares de fronteras y de características de permeabilidad. Un análisis aproximado permite estimar el -- orden de la magnitud de los asentamientos, del cuál se desprenden las siguientes soluciones:

Un solo estrato compresible drenado en la base.

En la fig.3-26 , se presenta la distribución de presiones -- hidrostáticas que gobiernan el fenómeno.

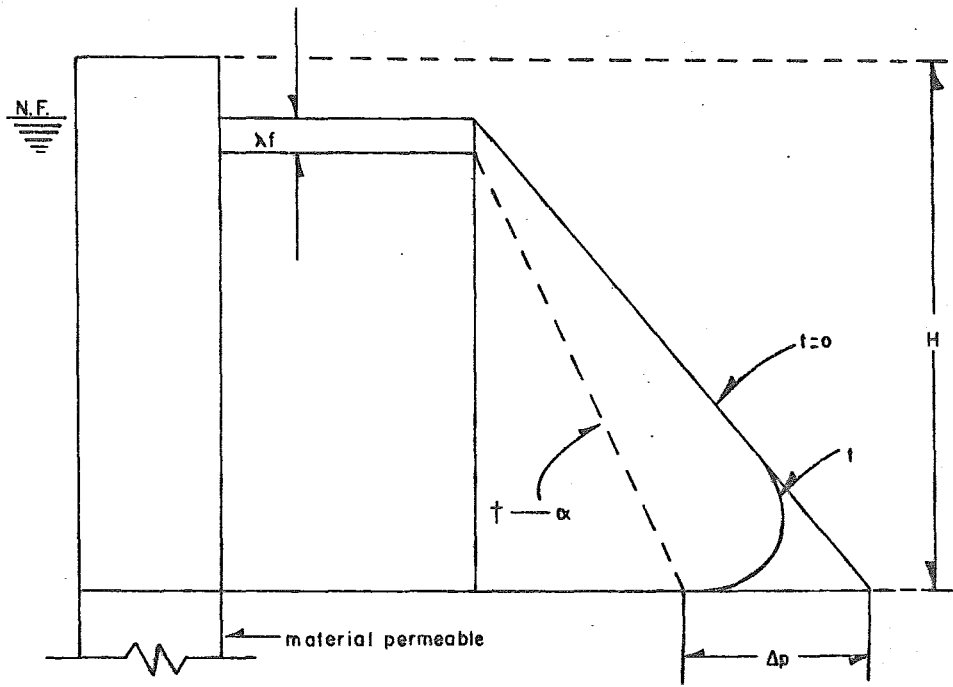


FIG.3-26 Manto de arcilla con estrato de arena en la base (ref.14)

El proceso de asentamientos se define con la expresión:

$$\Delta H = \frac{H}{1+e_0} a_v \frac{\Delta p}{2} \left(1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T) \right)$$

ref.

dónde:

$$M = \frac{(2m+1)}{2}; \quad m = 0, 1, 2, 3, \dots$$

$$T = \frac{C_v t}{H^2}$$

La pérdida de presión de poro se define:

$$\bar{u} = \Delta \sigma \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T)$$

ref. 14

dónde:

$$AG = \frac{A P}{2} = \frac{h}{2}$$

El asentamiento total debido a la depresión Δp es:

$$\Delta H = \frac{H}{1+e_0} a_v \Delta G \quad \text{ref. 6}$$

a_v = coeficiente de compresibilidad

e_0 = relación de vacíos

Varios estratos compresibles con drenes verticales

En la fig.3-27, se presentan las condiciones de esfuerzo de este caso.

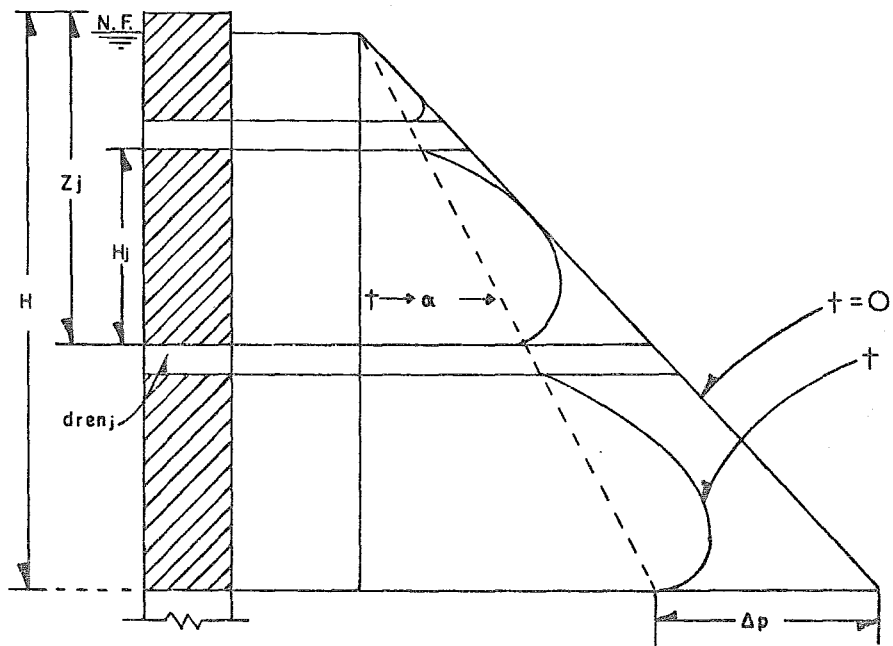


FIG. 3-27 Varios mantos de arcilla con drenes intercalados (ref. 14)

La expresión que se utiliza para calcular los asentamientos es:

$$\Delta H = \sum_{j=1}^n \frac{H_j}{1 + e_{ij}} a_{vj} \frac{Z_{j-1} + Z_j}{AP} \left(1 - \frac{2}{M} \exp(-M^2 T) \right)$$

en la que

$$T_1 = \frac{C_v t}{H_1^2}, \quad T_2 = \frac{4C_v 2T}{H_1^2} \quad \dots \quad T_n = \frac{4C_v n t}{H_n^2}$$

En regiones en las que el suelo lo constituyen arcillas - - blandas, se puede provocar consolidación por la pérdida de presión de poro ocasionada por la explotación de acuíferos (ref. 14).

CONSOLIDACION POR MEDIO DE PROCEDIMIENTOS COMBINADOS.-

DRENES VERTICALES DE ARENA Y SOBRECARGA.-

La consolidación con sobrecarga se podrá complementar con -- una red de drenes que disminuye el tiempo de consolidación. El -- análisis del proceso de consolidación se puede llevar a cabo aplicando la expresión:

$$\Delta H = \frac{a_v}{1 + e_o} H (\Delta G + S) U \quad \dots \text{ref. 6}$$

dónde:

H = asentamiento

a_v = coeficiente de compresibilidad

ΔG = incremento de esfuerzos efectivos.

e = relación de vacíos inicial

S = sobrecarga

U = grado de consolidación

La magnitud de la sobrecarga se puede variar para controlar los asentamientos; la optimización de esta solución permite definir el valor más adecuado.

DRENES VERTICALES DE ARENA Y ELECTROOSMOSIS.-

Para este procedimiento se han realizado pruebas con modelos de laboratorio. Este procedimiento permite incrementar la separación entre drenes.

El análisis del proceso de consolidación se puede determinar con la solución de la gráfica fig.3-28.

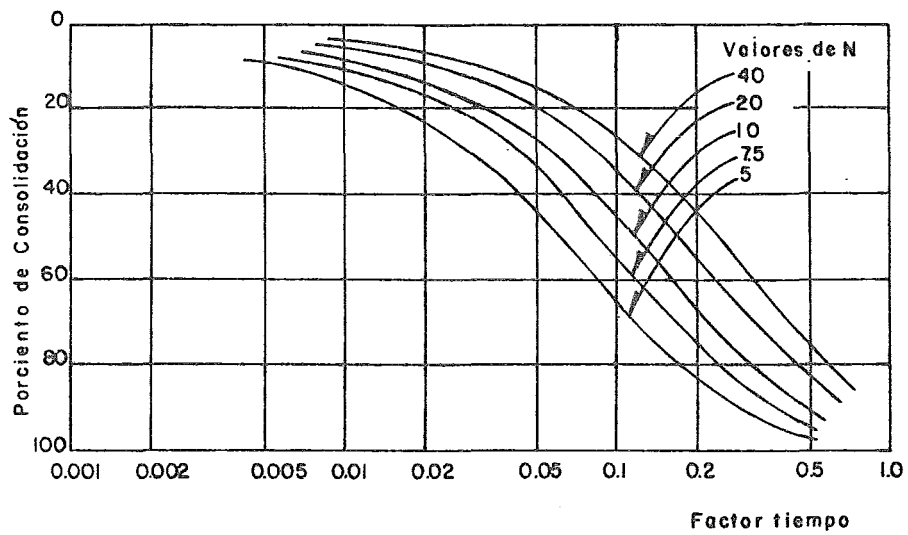


FIG. 3-28 Curvas de consolidación para flujo radial para valores de $N = \frac{b}{a}$
(ref. 14)

El factor tiempo de consolidación radial se expresa como -- sigue:

$$T_r = \frac{C_t}{4b^2} \frac{K_{ht}}{K_h} \quad \text{ref. 16}$$

dónde:

C_r = coeficiente de consolidación radial.

K_h = coeficiente de permeabilidad horizontal.

K_{ht} = coeficiente de permeabilidad del flujo hidráulico y electroosmótico.

b = radio del cilindro drenado del suelo.

a = radio del dren vertical.

BOMBEO Y DRENES VERTICALES DE ARENA.-

La aplicación de este método se debe basar en un análisis cuidadoso de las condiciones de frontera y de su eficacia. Hasta ahora no se tienen experiencias prácticas de este método.

CONSOLIDACION DE SUELOS NO COHESIVOS.-

Quando se excavan masas de suelo y se redepositan sin tomar un cuidado especial, la porosidad, permeabilidad y compresibilidad de los mismos aumente, mientras que su capacidad de carga y de resistir la erosión interna por efecto de venas de agua disminuye grandemente.

Debido a que el suelo, en que se cimentaban estructuras, sufrían grandes deformaciones, se fomentó el desarrollo de técnicas de consolidación que fuesen a la vez eficientes y económicos. Por otra parte un aumento simultáneo en la necesidad de áreas para la construcción de obras marítimas, coadyuvó a la concreción de dichos métodos de consolidación.

Las investigaciones realizadas demostraron que ningún método de consolidación es igualmente adecuado para todos los tipos de suelo. Además el grado de consolidación que alcanza un suelo depende de su contenido de humedad. La consolidación óptima se obtiene para un cierto contenido de humedad, conocido como contenido de humedad óptima.

Los métodos para consolidar arenas y gravas en orden de eficiencia son: por medio de vibraciones, mojado y rodamientos.

En la práctica es común utilizar una combinación de ellos. - Las vibraciones pueden producirse de una manera primitiva - apisonando con pisonos de mano o con pisonos neumáticos, o bien - dejando caer un peso grande desde cierta altura. Empero la consolidación alcanzada con este método es muy variable, pues depende en gran parte de la frecuencia de las vibraciones, las cuales pueden ser nocivas o ventajosas.

Se ha utilizado un aparato para investigar cuales son los factores que influyen en el efecto de consolidación producidos -- por las vibraciones. Consta de una base de apoyo y de dos pesos - iguales excéntricos que giran en direcciones opuestas. La fuerza ejercida sobre el terreno por la base de apoyo es igual a la carga estática debida al peso del aparato, más la fuerza pulsátil, - cuya máxima intensidad iguala a la fuerza centrífuga de los dos - pesos excéntricos. El número de revoluciones de los dos pesos -- excéntricos por unidad de tiempo se denomina frecuencia y se expresa por ciclos por segundo.

La distancia vertical máxima que recorre el plato de apoyo desde su posición de equilibrio se denomina la amplitud de las -- vibraciones que él mismo experimenta. La amplitud es máxima para una frecuencia dada, frecuencia esta que es aproximadamente igual a la frecuencia f_n (frecuencia natural), del vibrador más la porción de suelo sujeto a vibraciones.

El término frecuencia natural se refiere a las vibraciones que se originan en un cuerpo con límites bien definidos cuando es sometido a un impulso único. Si el impulso es periódico, la amplitud de las vibraciones forzadas que se originan, aumentan a medida que la frecuencia f del impulso se acerca a la frecuencia natural del cuerpo, de modo que para frecuencias cercanas a ésta, la amplitud es máxima. Este fenómeno se denomina resonancia.

La frecuencia natural depende no solo de las propiedades del suelo sino también en cierto modo, del peso y las dimensiones del vibrador.

Si se hace funcionar un vibrador sobre una capa de arena, - el material situado abajo de ella, tiende a acomodarse. El tamaño final de la zona en consolidación depende de la intensidad de los impulsos periódicos ejercidos por el vibrador y de la densidad -- inicial de la arena.

Como el vibrador descansa en la superficie del suelo que -- consolida, sufre un asentamiento.

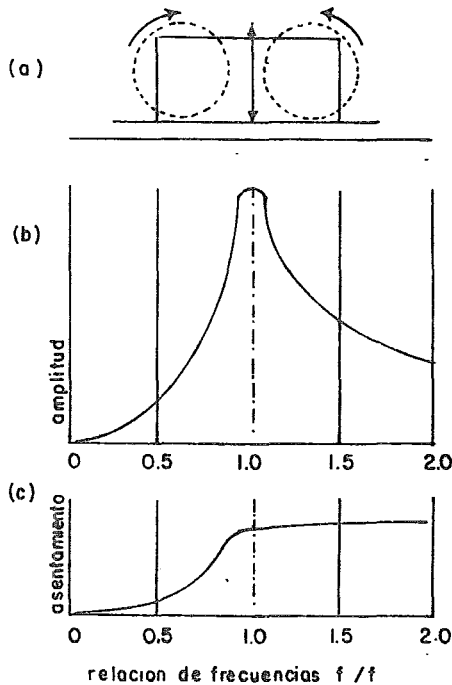


FIG 3-28° (a) Principio en que se basa el vibrador de suelos
 (b) relacion entre frecuencia y amplitud de los vibraciones
 (c) relacion entre frecuencia y asentamiento de la base del vibrador

Si la frecuencia del impulso se aumenta gradualmente, el asentamiento del vibrador aumenta en la forma que lo indica la fig. , dñnde puede apreciarse que cuando se aproxima a la frecuencia natural o de resonancia el asentamiento aumenta rápidamente y alcanza valores muchas veces superiores a los producidos por una carga estática de la misma magnitud que la fuerza pulsatil. La zona de frecuencia dentro de la cuál se produce el mayor asentamiento se denomina zona crítica de frecuencia. Esta zona parece extenderse entre valores comprendidos entre 1/2 y 1 1/2 veces de la frecuencia natural del suelo.

El efecto que las vibraciones producen en las arcillas es mucho menor que en las arenas, porque la cohesión entre las partículas se opone al desplazamiento de los granos, no obstante una arcilla blanda se consolida un poco cuando está continuamente sujeta a vibraciones intensas de frecuencias próximas a la frecuencia natural del material.

En realidad las vibraciones oscilan no solo verticalmente, - sino también en varias otras formas, cada una de las cuales puede caracterizarse por una frecuencia natural o de resonancia diferente. Los movimientos resultantes son muy complejos y no pueden predecirse con exactitud, aún cuando en algunos casos muy simples puede deducirse la frecuencia natural o de resonancia con cierta aproximación.

Un fenómeno similar de resonancia puede ser inducido montando un vibrador adecuado en el extremo superior de un pilote.

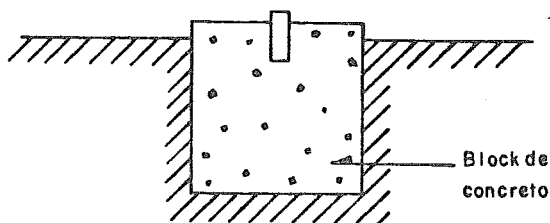
El sistema también se utiliza para hincar pilotes, en cuyo caso el vibrador se opera a la frecuencia natural de las vibraciones longitudinales que transitan por el mismo pilote, con lo que éste penetra fácilmente en el terreno. (ref.6,8 y 9).

OBSERVACIONES.--

Durante el proceso de consolidación debe llevarse a cabo un programa de observaciones que permitan verificar el desarrollo del mismo, y anticipar condiciones no previstas.

Es importante conocer el progreso y magnitud de los asentamientos, así como el estado de esfuerzos efectivos a través de la medición de la presión de poro.

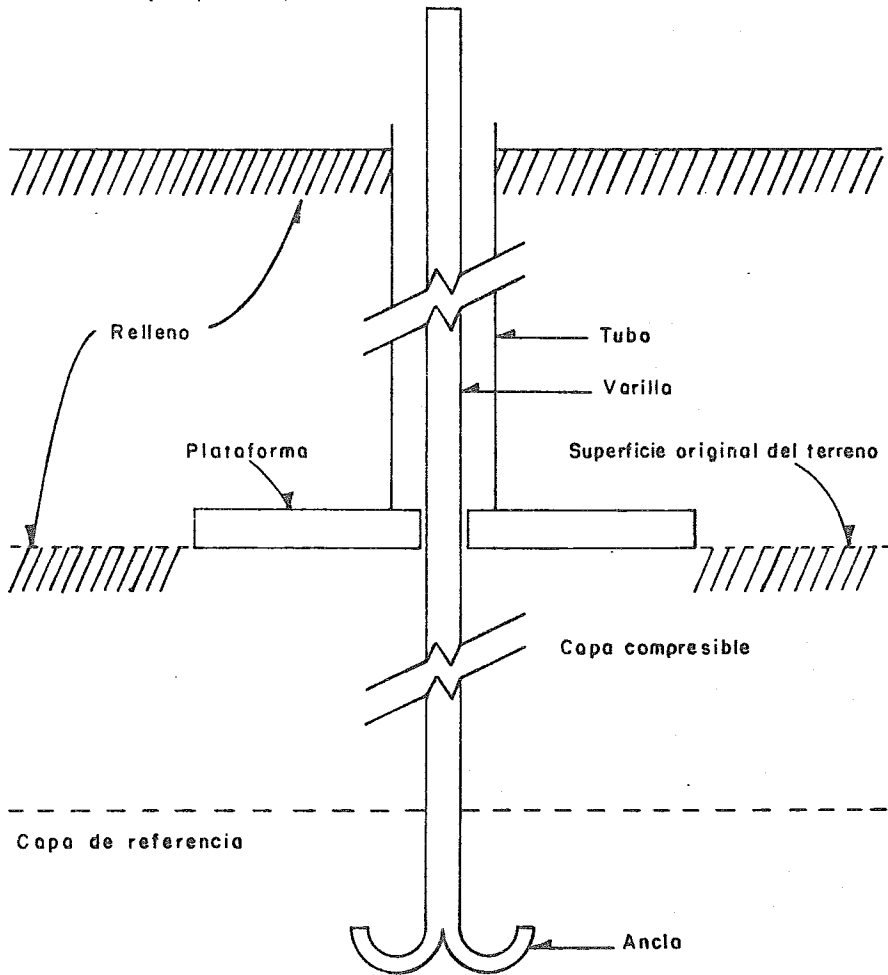
Los dispositivos para medir asentamientos se muestran esquemáticamente en la fig.3-29.



Los asentamientos se miden por métodos topográficos convencionales. (ref.14)

FIG. 3-29-a Dispositivo para la medición de asentamientos.

Dispositivo para medir asentamientos



Se mide el desplazamiento relativo entre el tubo y la varilla

FIG. 3-29-b Banco profundo de plataforma y ancla

((ref. 14))

La selección de los dispositivos se basa en las condiciones particulares de cada caso. Los de uso más general por simplicidad y bajo costo corresponden a los de banco de nivel superficial y profundo (fig. 3-29 a y b).

Los piezómetros para medir presiones de poro se muestran en las figs. 3-30 y 3-31, incluyendo las condiciones de su instalación.

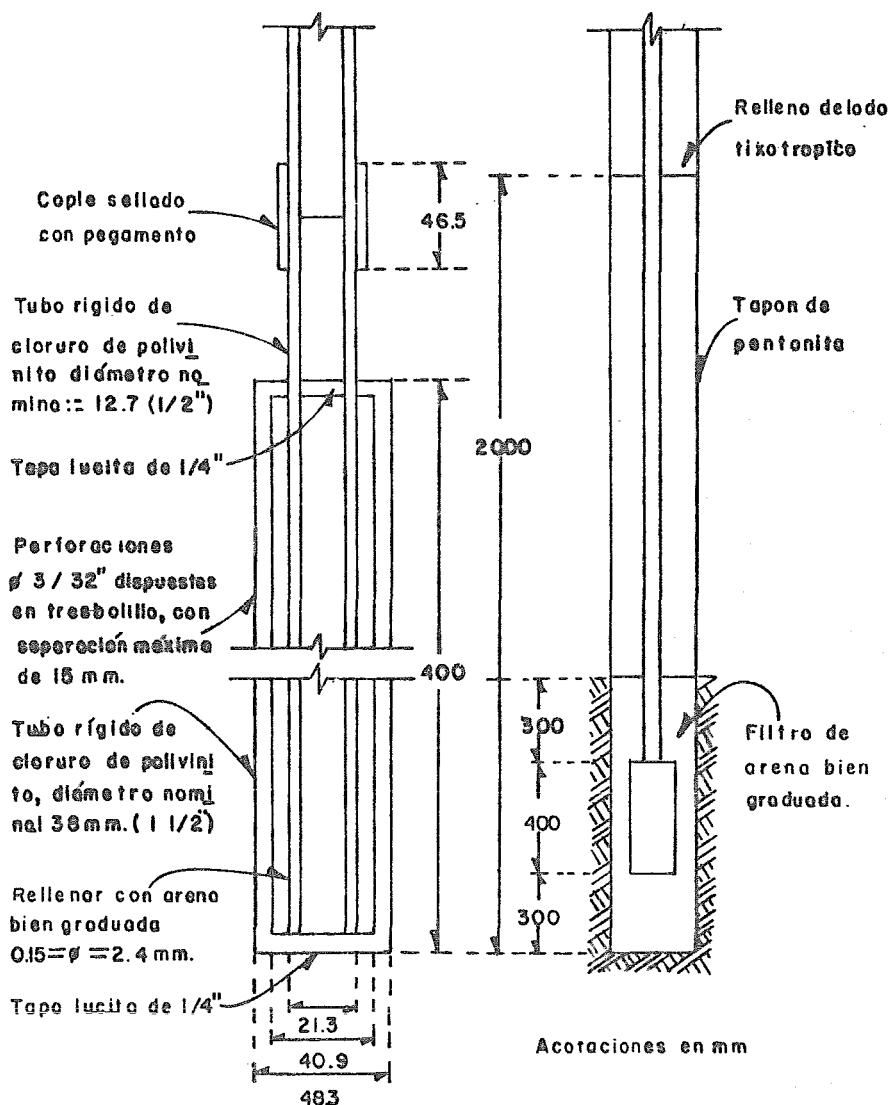


FIG. 3.30 Piezómetro tipo Caso grande

(ref. 14)

La selección entre ambos tipos se hace en función del tiempo de respuesta requerido; el abierto tipo Casagrande, fig.3-30 , tiene respuesta lenta (días), en tanto que el neumático de membrana, fig. 3-31 , lo hace en tiempo muy breve (horas).

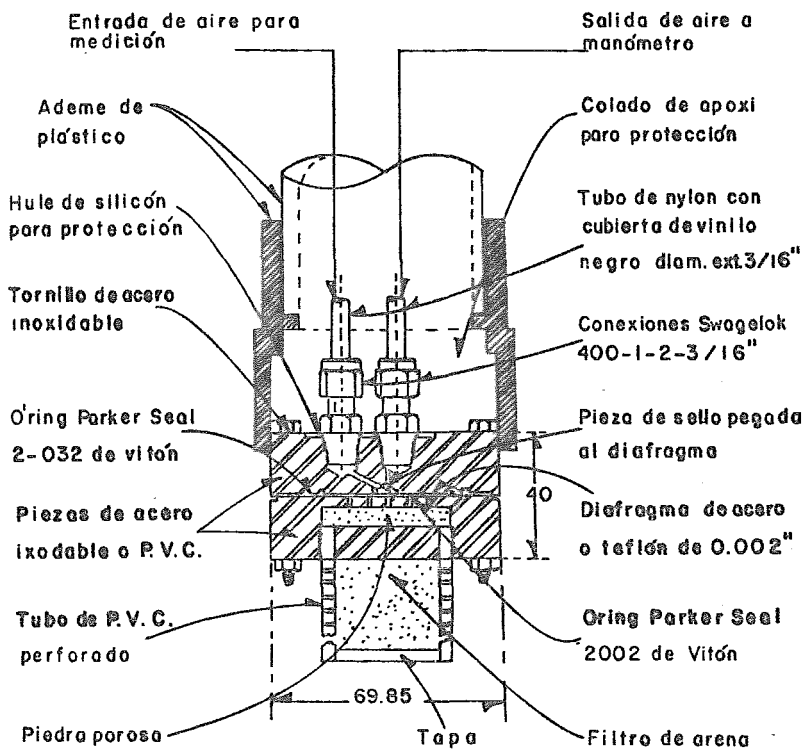


FIG. 3-31

Piezómetro neumático

(ref. 14)

Se han desarrollado otros piezómetros de membrana que utilizan celdas eléctricas de deformación, cuerdas vibrantes.

En el tratamiento de áreas grandes sin cargas concentradas - es recomendable colocar bancos de nivel superficiales formando una cuadrícula de 50 m. de lado; la consolidación con tanques lastrados con agua se colocarán los bancos de nivel en el exterior del mismo formando dos ejes ortogonales con origen al centro del tanque y a tres metros de separación del perímetro del tanque; además se instalarán bancos en el perímetro del tanque a cada treinta grados.-- Los bancos de nivel profundo se colocarán uno por cada 400 m² de -- superficie tratada; en la cimentación de tanques se instalarán cuatro, uno en cada eje ortogonal.

Las instalaciones piezométricas integradas con piezómetros - colocados en los estratos compresibles que generen las deformaciones más significativas se instalarán una al centro del área tratada y otra en la periferia; usualmente se utilizan piezómetros abiertos tipo Casagrande.

Las observaciones las realizará el personal cuidadosamente - entrenado, se harán durante el tiempo que dure el proceso de consolidación y se continuarán durante el proceso de construcción y operación de las estructuras hasta que los asentamientos no sean significativos.

La frecuencia de observaciones será diaria inicialmente y -- cada incremento de carga; y se aplicará gradualmente hasta hacerla mensuales. (ref.14).

C A P I T U L O I V

ALGUNOS PROBLEMAS TÍPICOS QUE SE PRESENTAN EN LAS ESTRUCTURAS
CONSTRUIDAS EN AREAS CON MATERIAL, PRODUCTO DEL DRAGADO HIDRAU
LICO.

ALGUNOS PROBLEMAS TÍPICOS QUE SE PRESENTAN EN LAS ESTRUCTURAS CONSTRUIDAS EN AREAS CON MATERIAL PRODUCTO DEL DRAGADO HIDRAULICO.-

Los suelos cohesivos, tienen la propiedad de perder resistencia por ablandamiento cuando son removidos de su estado natural, al destruirse el ordenamiento de su estructura, formada por las partículas durante el proceso de sedimentación. La pérdida de resistencia que se debe al desordenamiento de las capas, puede ser recuperada si la arcilla permanece en reposo ó se reduce su contenido de humedad.

El paso más importante en el proyecto de una cimentación, consiste en determinar la máxima presión que puede aplicarse al suelo sin que se produzca la rotura del mismo o se sufra un asentamiento excesivo. Antes del advenimiento de la mecánica de suelos, los métodos existentes para elegir esta presión se basaban en la experiencia y en un conocimiento inadecuado de las propiedades y comportamiento del suelo.

Antes del siglo XIX, la estructura de la mayoría de los edificios, estaba formada de pesadas paredes principales, algo flexibles, segmentados y unidos por paredes transversales también gruesas y flexibles que formaban las divisiones de los mismos. Como dichos edificios podían sufrir grandes asentamientos sin ser dañados, los constructores prestaban poco interés a la cimentación. Cuando debían construirse estructuras de dimensiones excepcionales con grandes domos, bóvedas o columnas individuales pesadas, los proyectistas tenían la tendencia a diseñar cimentaciones muy pequeñas, por la falta de experiencia o de reglas que los guiase. Como consecuencia muchos edificios se derrumbaron o quedaron desfigurados.

El desarrollo durante el siglo XIX, de una industria altamente competitiva, condujo a la demanda de edificios grandes pero económicos.

Los tipos de construcciones que se desarrollaron resultaron mucho más sensibles a los asentamientos diferenciales y además muchos de los sitios más apropiados para la construcción de edificios industriales estaban localizados en regiones que habían estado descartadas por las condiciones del subsuelo. Por ello los proyectistas se encontraron en la necesidad de disponer de un procedimiento más seguro, que se pudiera aplicar a todas las condiciones del subsuelo y así poder diseñar cimentaciones seguras y económicas.

Cuando la cimentación de un edificio está apoyada directamente sobre una capa de arcilla blanda, es probable que sufra asentamientos excesivos y que quizás llegue hasta hundirse en el suelo. Por el contrario, si debajo de un espeso estrato de arena, existe una capa delgada de arcilla blanda, las consecuencias que puede traer dicha capa no son tan fáciles de predecir.

A causa de los frecuentes asentamientos no previstos, originados por las situaciones mencionadas, de los estratos confinados de arcilla, ha recibido una atención creciente durante las últimas décadas. Se han desarrollado métodos que permiten calcular o estimar la magnitud y distribución de los asentamientos que se producen en tales casos específicos, de modo que si se considera que los resultados obtenidos son excesivos, es posible modificar el proyecto de las cimentaciones antes de iniciar la construcción.

La correspondencia entre la presión y la relación de vacíos para suelos removidos es muy distinta a las características de los suelos en estado natural, ya que las partículas de un suelo inalterado han sido depositadas grano por grano y no han cambiado sus posiciones relativas en cientos o miles de años, mientras que en un suelo removido dichas posiciones datan de solo unas horas ó días. Además en un depósito natural, la mayoría de las partículas de los suelos han estado en contacto durante mucho tiempo y han dado lugar al desarrollo de una cohesión molecular entre los granos, situación que no existe en los suelos removidos.

FALLAS EN ESTRUCTURAS POR LICUACION ESPONTANEA.-

Cuando no se ha tenido precaución y se han utilizado como material de relleno arenas finas, han quedado tan sueltas, que una pequeña alteración, como un choque débil, causa una importante disminución de volumen a presión constante p . Si ésta disminución se produce debajo del nivel freático, va precedida de un aumento temporal de U_w a un valor casi igual a p , con lo cual $\bar{p} = p - U_w$ se torna casi igual a cero y la arena fluye como un líquido viscoso. (véase anexo A). Este fenómeno se conoce como licuación espontánea y ha ocurrido principalmente en rellenos de arenas sueltas y en arenas limosas.

Un depósito de arena limpia bajo agua es estable, aún cuando sea suelto, porque los granos ruedan a posiciones estables.

En las arenas susceptibles de experimentar licuación espontánea, interfiere algún agente que impide la estabilización de los componentes.

Si un relleno de arena húmeda se coloca por encima del nivel freático, el agente que interfiere está formado por las películas de humedad, los que producen una cohesión aparente suficiente para impedir que los granos rueden hasta las posiciones estables.

La arena limpia que se deposita bajo agua, aún cuando está suelta, tiene una estructura estable, pero cuando en cambio sedimenta juntamente con limo, puede desarrollar una estructura metaestable, es decir, que la estructura es estable por alguna influencia estabilizante suplementaria.

Las depresiones entre los granos de arena en la superficie del sedimento se llenan parcialmente de limo suelto, que impide a los granos de arena alcanzar posiciones estables. La subsecuente consolidación bajo una presión estática, sin deformación lateral, es resistida por la fricción entre los puntos de contacto, por ejemplo, debido a un choque que excede a un cierto valor límite la estructura metaestable se derrumba y la licuación se produce. La ruptura resultante es progresiva, aparece en un punto y prosigue como un reacción en cadena.

Si debajo de una estructura o de un dique de tierra existe una capa de arena verdaderamente fluída, es evidente que ésta constituye una fuente de peligro, por eso no se tiene que construir sobre una capa de arena suelta, debe consolidarse, porque puede contener zonas de arenas fluídas. (ref. 6).

FALLAS EN ESTRUCTURAS DEBIDAS A LA INVERSION DE TENSIONES.-

La reducción y reaplicación de tensiones, va acompañada de aumento de deformación, a pesar que la magnitud del aumento aminora en cada ciclo. Si el suelo está saturado y se impide el drenaje, cada reducción y reaplicación de tensión o deformación va igualmente acompañada de un incremento de presión de poro, cuya magnitud también decrece progresivamente con los ciclos (vease anexo B).

Las masas de arena uniforme relativamente fina, situadas debajo del nivel freático, son susceptibles de licuación durante un terremoto, especialmente si su duración es suficientemente larga como para que ocurra un gran número de oscilaciones que impliquen la repetición de oscilaciones de inversiones de deformación tangencial de gran magnitud. Después que un terremoto violento se ha mantenido durante un tiempo suficiente, una capa suelta situada a una moderada profundidad, puede llegar a licuarse, con lo cuál el agua excedente subirá a la superficie con frecuencia en consonancia con la formación de borbotones de arena espaciados más o menos a igual distancia. La arena situada por encima de la zona licuada se ve entonces sometida a un

gradiente hidráulico ascendente y también pierde su resistencia al corte, con lo cual las cimentaciones que soporta pueden hundirse en el terreno. Es menos probable que las arenas densas -- tiendan a la licuación bajo estas circunstancias a causa de que la duración de la mayoría de los terremotos violentos no es suficientemente larga como para llegar al número requerido de repeticiones.

Los suelos con relleno de arena suelta y los depósitos de arena saturada pueden licuar, aún cuando no posean una estructura metaestable, bajo la pequeña provocación de débiles vibraciones o de unos pequeños choques repetitivos. (ref. 6).

En muchas ocasiones, hay necesidad de hacer rellenos para la construcción de obras portuarias en lugares pantanosos, lugares con arcilla o limo blando. Las obras portuarias pueden ser: caminos, patios, bodegas, diques, edificios, servicios, etc.. - Los malecones tienen que construirse cerca de los cauces de desborde, cualesquiera que sean las condiciones del subsuelo. En muchos casos, el proyecto de relleno debe adaptarse, no sólo a las características del suelo disponible para el mismo, sino también a las condiciones del subsuelo.

Las estructuras portuarias, puede sufrir fallas de consideración, debidas a la ruptura de la base, lo cual puede producirse o presentarse de diferentes maneras. El relleno puede hundirse en masa dentro del suelo que lo sostiene, accidente que se denomina falla por hundimiento. Por otro lado, el relleno junto con el material que lo sostiene, puede extenderse deslizándose sobre un estrato inferior de arcilla excepcionalmente blanda o capas delgadas de arena o de limo que contienen agua a baja presión, este tipo de falla se denomina falla por extensión.

Quando el relleno taponea una vía de agua, puede fallar también por sifonaje, como consecuencia de la erosión ocasionada por vertientes que emergen del terreno cerca del pie agua abajo del relleno. En rellenos realizados encima de estratos de arena muy suelta, la rotura de la base puede producirse como consecuencia de la licuación espontánea de la arena. Esta falla es muy rara, excepto cuando suceden terremotos de importancia y puede evitarse consolidando la arena por uno de los métodos descritos en el capítulo pasado.

Los depósitos naturales de arcilla o limos orgánicos muy blandos, suelen estar cubiertos de pantano u otros tipos de vegetación pantanosa. El limo o la arcilla traída en suspensión se mezcla con materia orgánica descompuesta arrastrada hacia las orillas de los ríos o costas, de modo que los sedimentos finos originados en los mismos, suelen tener un alto contenido de materia orgánica, y su relación de vacíos es con mucha frecuencia mayor de 2.

Si la superficie de un depósito de esta naturaleza no ha estado nunca sometido a una sobrecarga, el depósito puede no tener resistencia ni para sostener un relleno de mediana altura.

En muchas regiones, el terreno pantanoso, se haya cubierto con un colchón espeso, que es más rígido que las capas más profundas y que se haya bien reforzado por una densa red de raíces. El colchón actúa como una platea y puede llegar a soportar, al menos temporalmente, un relleno de cierta altura.

Los rellenos hechos sobre estos suelos sufren asentamientos excesivos durante muchos años o décadas, y la experiencia de -- conservación indica que pueden llegar a romper el colchón después de muchos años de servicio y hundirse de repente.

Por ello, si la obra tiene carácter de permanente, debe -- destruirse la continuidad del colchón antes de construir el terraplen o relleno, para facilitar la penetración del material -- del mismo dentro de las capas blandas.

Para acelerar la penetración del material de relleno y -- acortar el período de los asentamientos, el relleno puede construirse más alto de lo necesario (digamos de 4 a 6 metros) y -- luego llevarlo a cota retirando el material en exceso. Como una alternativa, la penetración del relleno puede facilitarse colocando cargas de explosivos en el subsuelo blando.

Durante las últimas décadas, el método de las cargas de -- explosivos se ha llevado a un alto grado de perfección. Si se conoce la presión del estrato blando, antes de iniciar los trabajos se puede estimar con bastante exactitud la cantidad de material necesario para el relleno.

Los estratos blandos, que tienen en sentido horizontal una permeabilidad media relativamente alta, pueden adecuarse para -- soportar el peso de rellenos, drenándolos durante la construcción con drenes de arena, complementados a veces con terraplenes de precarga.

RELLENOS SOBRE ARCILLA HOMOGÉNEA BLANDA.-

En este tema, se supone que la superficie superior de la -- arcilla está muy cerca de la base del relleno que el espesor -- del manto blando es por lo menos igual a la mitad del ancho de la base del relleno, y que el estrato en cuestión es además bastante homogéneo.

La falla de un relleno apoyado sobre una fundación de esta naturaleza tiene, en general, las características de un deslizamiento por la base a lo largo de un círculo del punto medio. La parte superior de la superficie de deslizamiento interesa al -- relleno, cuya resistencia al corte es distinta de la que posee la arcilla inferior.

La rotura o falla de la base de un relleno sobre arcilla va comúnmente precedida por el levantamiento gradual de anchas fajas de terreno situadas a los lados del relleno, levantamiento que va aumentando gradualmente a medida que se aproxima el momento de la rotura. Los deslizamientos causados por la rotura de la base de la arcilla blanda, se producen generalmente durante o inmediatamente después de terminada la construcción, ya que con el tiempo la resistencia de la base aumenta gradualmente como consecuencia de la consolidación. Si se ha producido ya un deslizamiento, resulta comúnmente posible efectuar sondeos en varios puntos, determinar la posición real de la superficie de deslizamiento por medio de pozos de observación o de inclinómetros y luego calcular la resistencia al corte promedio de la arcilla con bastante exactitud.

Después de terminar la construcción de un relleno sobre una capa de arcilla homogénea, la base del mismo se asienta gradualmente como consecuencia de la consolidación de la arcilla, asentamiento que puede alcanzar magnitudes muy grandes. La consolidación incrementa la resistencia al corte y la estabilidad del relleno.

La arcilla empieza a consolidarse apenas se inicia la construcción del relleno, y el estrato se hace cada vez más resistente pero, al principio, sólo en las cercanías de los límites superior e inferior del mismo adquiere esta consolidación importante. Después en el centro del estrato, durante todo el proceso de la construcción, el peso del relleno es soportado por una sobrepresión hidrostática.

En esta parte central del estrato, la resistencia al corte de la arcilla permanece igual a su valor inicial, de modo que, en caso de producirse la rotura, la superficie del deslizamiento sigue alguna capa de resistencia mínima situada cerca de la zona central.

ANEXO A .

La presión normal total P en cualquier punto de una sección a través de un suelo saturado está formado de dos partes, Una parte, u , actúa en el agua y en el sólido con igual intensidad en todas direcciones. Esta parte se conoce como presión neutra o la presión de poros.

La parte restante $\bar{P} = P - u$ representa un excedente sobre la presión neutra u y tiene su asiento exclusivamente en la fase sólida del suelo, a esta fracción de la presión total se la denomina presión efectiva.

Un cambio de presión neutra que no implique un cambio en la presión efectiva, no produce prácticamente variación alguna de volumen y no tiene influencia detectable en las condiciones de tensión que conducen a la rotura, mientras que todos los efectos medibles de un cambio de tensión, como la compresión, distorsión, y una modificación de la resistencia al corte se deben exclusivamente a variaciones en la tensión efectiva \bar{P} .

Por ello, toda investigación de la estabilidad o del asentamiento de una masa de suelo saturado requiere del conocimiento de ambos, la tensión total y la seutra, Se concluye que la presión $P = \bar{P} + u$, es una de las fórmulas más importantes de la mecánica de suelos. (ref. 6).

ANEXO ' B .

Si se consolida en el aparato triaxial una probeta de arena saturada bajo una presión de confinamiento p_c y luego a presión de cámara constante, con drenaje impedido, se hace alterar la tensión axial entre $p_c + A_p$ y $p_c - A_p$, cada alteración produce un incremento Au de la presión de p_c poros en el interior de la probeta. Después de un número de alternancias, el valor de u se torna igual a la tensión efectiva p_c que existía antes de que la carga cíclica comenzara, con lo cuál la probeta pierde resistencia y no tiene más capacidad para mantener su forma. La repentina pérdida de resistencia y rigidez corresponde a la licuación de la arena.

Si se repite el ensayo en la misma arena en un estado densos los valores de u se incrementan de una manera similar, excepto -- que los incrementos de Au son mucho menores por ciclo y el número de ciclos necesarios para producir la licuación se aumenta grandemente. Un aumento en la presión de consolidación p_c , manteniendo las otras variables iguales incrementa el número de ciclos requeridos para producir la licuación, mientras que el aumento en A_p tiene un efecto opuesto. Un comportamiento similar ocurre si se impone a la probeta alternancias de deformación en lugar de alternancias de tensión. (ref.6).

ANEXO C

CLASIFICACION DE PUERTOS DEL PACIFICO Y DEL GOLFO DE CALIFORNIA.

1.- Ensenada B.C.	A - M
2.- Guerrero Negro, T.B.C.	N - M
3.- San Carlos, T.B.C.	N - M
4.- San Lucas, T.B.C.	N - M
5.- SAN JOSE DEL CABO, T.B.C.	N - M
6.- La Paz, T.B.C.	N - M
7.- Loreto, T.B.C.	N - M
8.- Santa Rosalía, T.B.C.	A - M
9.- San Felipe, B.C.	N - M
10- Punta Peñasco, Son.	N - M
11- Guaymas, Son.	N - M
12- Yabaros, Son.	N - M
13- Topolobampo, Sin.	M - M
14- Altata, Sin.	N - M
15- Mazatlán, Sin.	A - M
16- San Blas, Nay.	N - M
17- Puerto Vallarta, Jal.	N - M
18- Manzanillo, Col.	A - M
19- Zihuatanejo, Gro.	N - M
20- Puerto Angel, Oax.	N - M
21- Salina Cruz, Oax.	A - M
22- Puerto Madero, Chis.	N - M

SIMBOLOGIA.-

A - ARTIFICIAL

N - NATURAL

M - MARITIMO.

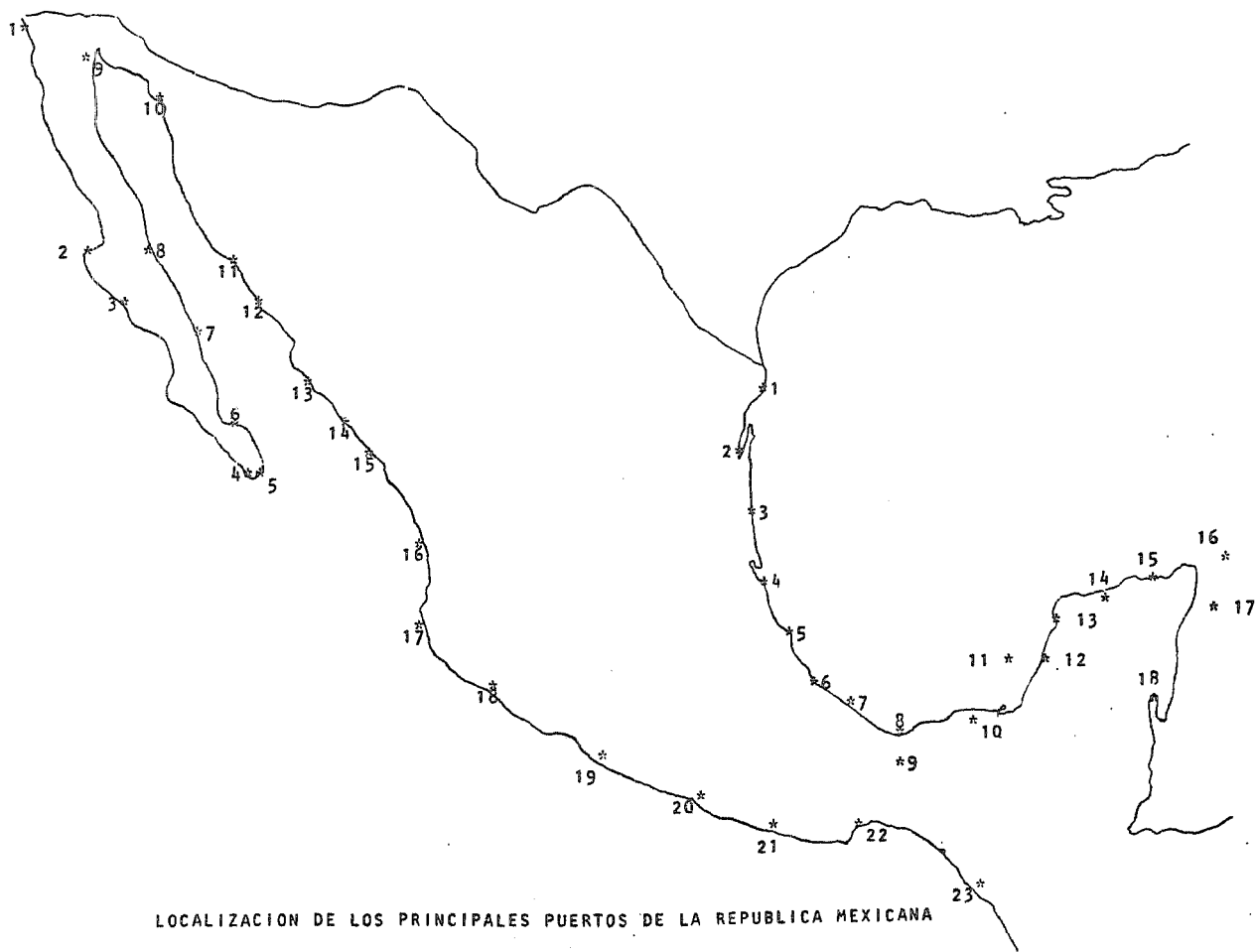
ANEXO D

CLASIFICACION DE PUERTOS DEL GOLFO DE MEXICO Y DEL MAR CARIBE.-

1.- Matamoros, Tamps.	N - MF
2.- Soto la Marina, Tamps.	N - MF
3.- Tampico, Tamps.	A - MF
4.- Tuxpan, Ver.	A - MF
5.- Nautla, Ver.	N - MF
6.- Veracruz, Ver.	N - MF
7.- Alvarado, Ver.	A - MF
8.- Coatzacoalcos, Ver.	A - MF
9.- Minatitlán, Ver.	N - F
10- Frontera, Tab.	A - MF
11- Cdad. del Carmen, Camp.	N - M o MF
12- Campeche, Camp.	N - M
13- Celestun, Yuc.	N - M
14- Yukalpeten, Yuc.	A - M o MF
15- Progreso, Yuc.	N - M
16- Islas Mujeres, Q.Roo.	N - M
17-Cozumel, Q.Roo.	N - M
18- Chetumal, Q.Roo.	N - M

SIMBOLOGIA.-

A - ARTIFICIAL
N - NATURAL
MF- MARITIMO FLUVIAL
M - MARITIMO
F - FLUVIAL



LOCALIZACION DE LOS PRINCIPALES PUERTOS DE LA REPUBLICA MEXICANA

C O N C L U S I O N

En nuestro País, el desarrollo de los puertos se ha entorpecido por la falta de áreas para la construcción de estructuras que los actualicen y presten el servicio adecuado que actualmente demanda su zona de influencia.

Debido a que los principales puertos con que cuenta nuestro País fueron construidos hace varias décadas y por la falta de una correcta planeación, medios económicos y tecnológicos; no se previeron las necesidades que se originarían por el desarrollo económico de su hinterland.

Actualmente se trata de resolver ese problema creando polos de desarrollo urbano, cumpliendo así con un plan nacional de desarrollo.

Una de las soluciones consiste en construir nuevos puertos en los que se cuente con los medios que permitan prestar un servicio eficiente y que además sea asiento de zonas urbanas e industriales.

Como se puede apreciar esa SOLUCIÓN requiere de grandes inversiones y necesita además un largo plazo para efectuarlo.

La solución que sugiero, en forma complementaria a las adoptadas por las autoridades, es la de proporcionar a los puertos ya existentes áreas suficientes para la instalación de estructuras que se soliciten.

La dotación de áreas, se haría ganándolas al mar, haciendo rellenos de tal manera que se logre desplazar el cordón litoral hacia mar adentro.

También considerando que en los puertos es necesario efectuar dragados constantemente para proporcionar la profundidad que requieren los buques que arriben a ellos. Es razonable el utilizar el material producto del dragado en el relleno de las áreas que se quieran ganar al mar.

Esta práctica de combinar el dragado con el relleno, es muy económica y haciendo uso de los métodos que recomienda la mecánica de suelos es posible que las instalaciones portuarias tengan cimentaciones seguras y económicas.

En lo personal, tengo el firme propósito de continuar con el estudio de la mecánica de suelos, documentandome en estudios similares que se hayan realizado en otros países de gran desarrollo en esta área de la Ingeniería Civil; y que muestren que la tecnología aplicada haya resuelto, si no en su totalidad por lo menos en un gran porcentaje de los problemas que en párrafos anteriores se han mencionado.

En esta forma concidero adquirir bases y conocimientos que me permitan ofrecer mi aportación para tratar de coadyubar con otros especialistas a resolver los problemas específicos que presenten los puertos de nuestro país.

B I B L I O G R A F I A .

- Colegio de Ingenieros en caminos, canales y puertos 1
Curso de Ingeniería del transporte.
Madrid, 1974.
- Biblioteca Salvat de Grandes Temas 2
Los transportes.
Barcelona, 1973.
Salvat Editores S.A.
- V. Ing. M.M.Mario Lavallo Argudín 3
Secretaría de Marina
Manual de Dragado
México, 1973.
- John Huston, P.E. 4
Hidraulic Dredging
Theoretical and Applied
Cornell Maritime Press, Inc.
Cambridge 1970 Maryland.
- Manual de Mecánica de Suelos 1970 5
Secretaría de Recursos Hidráulicos
5a. Edición, México.
- Karl Terzaghi, Ralph B. Peck 6
Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica
2a. Edición
España 1978.
Editorial "EL ATENEO"
- Ejercito de los E.E.U.U. 7
Centro de Investigación de Ing. de Costas
Protección de Costas, Planificación y Diseño
Reporte Técnico No. 4
3a. Edición. 1966
Departamento del cuerpo de Ingenieros del ejercito.
- Eulalio Juárez Badillo, 8
Alfonso Rico Rodríguez,
Mecánica de Suelos, tomo II
8a. Reimpresión
México 1978.
Editorial "LIMUSA"

M-0031242

- Alfonso Rico,
Hermilo del Castillo
La Ingeniería de los Suelos, vol. I
1a. Edición
México 1976.
Editorial "LIMUSA" 9
- Eulalio Juárez Badillo,
Alfonso Rico Rodríguez 10
Mecánica de Suelos, tomo I
3a. Edición
México 1976.
Editorial "LIMUSA"
- Fernando Hernández de Labra 11
Prof. de la Materia de Puertos de la E.N.E.P.
Acatlán. U.N.A.M.
Puertos
1a. Edición
México 1980.
- Secretaría de Marina 12
C. Ing. Roberto Bustamante Ahumada
Obras Marítimas
México, 1975.
Ediciones Temas Marítimos S. de R.L.
- Biblioteca Salvat de Grandes Temas 13
La Planeación Económica
Barcelona 1973.
Salvat Editores S.A.
- Petróleos Mexicanos 14
Normas de Mecánica de Suelos
México 1974.
Especificaciones Generales para Proyectos de Obra.
- Estudios de Mecánica de Suelos 15
para Petróleos Mexicanos
Laguna de Pajaritos, Ver.
México 1974.
- Instituto de Ingeniería, U.N.A.M. 16
Ismael Herrera
El Concepto de Preconsolidación de los suelos
México, 1976.
- Publicaciones de la Secretaría de Marina 17
Dragados en México
México 1976.