

01146

6
24

CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

ERNESTO ALFONSO VALLEJO VENEGAS

TESIS PRESENTADA A LA DIVISION DE ESTUDIOS
DE POSGRADO
DE LA FACULTAD DE INGENIERIA
DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE
MEXICO

COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERIA
(CONSTRUCCION)

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

CIUDAD UNIVERSITARIA
AGOSTO 1994



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 está 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 Jesucristo, mi gran compañero
A mis padres, mis grandes maestros**

A mi esposa, mi gran amor

A mis hermanos

Al Ing. Alfonso Casillas R. y Sra. por su apoyo.

Al Ing. Gabriel Alfonso Casillas Cos por su colaboración.

Al Dr. J. Abraham Díaz Rodríguez

**Por su ayuda, sin la cual no hubiera sido posible
la realización de éste trabajo.**

A Calpan S.A de C.V

Ing. Oscar Castañón M.

C.P. David Mulato R.

Ing. Fernando Monroy U.

Ing. Roberto Rodriguez V.

Ing. Julio Gomez O.

Ing. Isaac Aguirre M.

INDICE

CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

1. Introducción	1
2. Investigación del subsuelo	3
2.1 Definiciones	3
2.2 Procedimientos de exploración	3
2.3 Descripción de procedimientos	4
2.4 Propiedades índice de los suelos	16
2.5 Clasificación	20
2.6 Propiedades hidráulicas	21
2.7 Propiedades mecánicas	22
2.8 Almacenamiento de muestras	24
3. Abatimiento del nivel freático	26
3.1 Introducción	26
3.2 Abatimiento del nivel freático	27
4. Excavaciones	35
4.1 Objetivos	35
4.2 Excavaciones en taludes	35
4.3 Excavaciones ademadas	37
4.4 Fallas en excavaciones	48
5. Cimentaciones superficiales	50
5.1 Introducción	50

5.2 Clasificación	55
5.3 Cimentaciones superficiales	56
5.4 Construcción de cimentaciones superficiales	66
5.5 Fallas en cimentaciones superficiales	67
6. Cimentaciones profundas	68
6.1 Introducción	68
6.2 Construcción de pilas	72
6.3 Construcción de pilotes	87
6.4 Herramientas	91
6.5 Juntas, manejo y almacenamiento de pilotes	93
6.6 Hincado de pilotes	94
6.7 Verificación de la calidad de las cimentaciones profundas	107
7. Conclusiones	112
8. Bibliografía	114
9. Anexo	116

1 Introducción

Es propósito de éste trabajo que el constructor tome conciencia de la importancia que tiene tener una comunicación continua con el ingeniero geotécnico en la construcción de cimentaciones.

Nunca debe olvidar la relación que existe entre la estructura y el suelo donde se va a desplantar.

De la relación suelo estructura en tiempos remotos poco fué escrito; no fué sino hasta 1925 cuando K. Terzaghi publicó artículos sobre el comportamiento de los suelos desde un punto de vista teórico, recordando siempre que éstos en ocasiones, resultan impredecibles ya que presentan diferentes condiciones en composición, estructura física y resistencia, a diferencia de otros materiales como el concreto o acero cuya respuesta ante ciertas acciones se conoce con mayor aproximación.

El constructor, ingeniero geotécnico, el proyectista y el propietario deben de estar en estrecha relación antes, durante y después de la construcción de las cimentaciones, planteandose además preguntas como:

¿Es la cimentación propuesta la más adecuada de acuerdo a las características del suelo?

¿Es la cimentación propuesta la más adecuada desde el punto de vista de procedimiento constructivo?

¿Es la cimentación propuesta la más adecuada desde el punto de vista económico?

¿Qué factibilidad existe para cambiar el procedimiento constructivo al encontrarse en obra diferencias en las características del suelo utilizadas en el diseño?

¿Está convencido el propietario de la necesidad de tener un estudio lo más amplio posible relacionado con el terreno de su propiedad y lo que este estudio puede significar en economía, tiempo y seguridad?

El constructor debe abandonar la idea frecuente de que los procedimientos constructivos solo se aprenden a partir de fallas durante su proceso. Para evitar que las fallas se repitan, debe de estar convencido que la buena comunicación con el ingeniero geotécnico, el proyectista y otros profesionales involucrados en el proyecto y que él además debe de contar con un adecuado conocimiento del subsuelo que le permita obtener mejores resultados.

2. Investigación del subsuelo

2.1 Definiciones

Según Krynine (1961) "suelo es el producto de la desintegración de las rocas, de tamaño menor a la grava, mientras que los tamaños superiores se considerarán como fragmentos de rocas"

Los suelos pueden ser residuales o transportados: Los suelos residuales son aquellos que permanecen en el mismo sitio en que se forman y todavía yacen directamente sobre los materiales de procedencia o de las rocas madres. Los suelos transportados son los que son llevados lejos del lecho original de la roca de que proceden para volver a ser depositados en otra localidad.

Los agentes de transporte son el hielo(suelos de glaciar),el viento(suelos eólicos),el agua(suelos aluviales o fluviales) y ,la gravedad (suelos coluviales o de talud).

2.2 Procedimientos de exploración

Es importante para el geotecnista tener una información correcta del subsuelo en el sitio, de las características, propiedades mecánicas e índice donde se ubicará la obra. Para ello se han desarrollado diferentes procedimientos de exploración, agrupados como sigue:

1) Métodos indirectos:

4

Métodos geosísmicos de refracción y reflexión

Método de resistividad eléctrica

Método magnético

Método gravimétrico

2) Métodos semi-directos:

Prueba de penetración estandar (SPT)

Prueba de cono eléctrico (CPT)

3) Muestreo alterado:

Métodos manuales

4) Muestreo inalterado:

Pozos a cielo abierto

Tubo Shelby

Barril Denison

Muestreador Pitcher

Muestreador de pistón libre

Tubo rotatorio dentado

2.3 Descripción de procedimientos

2.3.1 Métodos indirectos

Los métodos indirectos tienen como función principal determinar las anomalías y variaciones para inferir una caracterización del subsuelo. Los métodos son relativamente rápidos y económicos y permiten investigar áreas extensas. Es importante recalcar que estos

estudios deben tomarse como preliminares ya que no aportan la información necesaria del subsuelo que permitan el análisis y diseño de una cimentación.

2.3.1.1 Métodos geosísmicos

Los métodos sísmicos están basados en el principio de que las ondas vibratorias viajan a diferentes velocidades a través de los diferentes tipos de materiales. La velocidad de propagación de la ondas está en función de factores tales como la densidad del material, textura, oquedades, de sus propiedades elásticas y estratificación (Hsai Yang, 1990).

Esencialmente consisten en provocar una explosión en un punto determinado del área a explorar usando pequeñas cargas de explosivos (usualmente nitramonio). Estas explosiones generan tres tipos de ondas de compresión o longitudinales, de corte o transversales y las superficiales como las Rayleigh. Las de compresión son las más comunmente observadas, y se agrupan en directas, de refracción y de reflexión

a.) Método sísmico de refracción

Las ondas refractadas son aquellas que han cambiado de dirección al encontrar un material diferente al que le servía de medio de propagación. Este método da resultados desde el nivel superficial del estrato hasta 300 m de profundidad. En la zona a explorar se colocan geófonos, a una distancia entre el primer aparato y el último de tres a cuatro veces la profundidad que se desea investigar; la distancia entre cada aparato será preferentemente la misma. Cada geófono esta conectado a un aparato central. Una cámara de alta velocidad graba el tiempo desde que el impulso fué generado hasta que es captado por el geófono "n". Se elabora una gráfica de tiempo contra distancia generando una línea recta con determinada pendiente, la cual representa la velocidad de la onda sísmica al pasar por diferentes materiales. Estas velocidades, aplicando ciertas expresiones permiten definir los estratos en estudio (Hsai Yang, 1990).

b) Método sísmico de reflexión

La onda de reflexión es aquella que al encontrar un material distinto al que le servía como medio de propagación cambia de dirección regresando al sitio donde se originó la misma. El método es utilizado en proyectos localizados por debajo de la superficie del agua a grandes profundidades; consiste en utilizar ondas sonoras producidas cerca de la superficie que chocarán en el fondo regresando a su lugar de origen obteniéndose un perfil del fondo .

Existen otras variantes de los métodos geosísmicos como: down hole, up hole, cross hole (Hsai Yang, 1990)

2.3.1.2 Método de resistividad eléctrica

Este método se basa en el hecho de que los suelos, dependiendo de su naturaleza, presentan una mayor o menor resistividad eléctrica cuando una corriente es inducida en ellos, su principal campo de aplicación es la minería, en geotecnia son frecuentemente utilizados para determinar la presencia de mantos roca en el subsuelo.

La resistividad eléctrica puede medirse colocando cuatro electrodos igualmente espaciados en la superficie del terreno y alineados; los dos exteriores, son conectados en serie a una batería, son los electrodos de corriente (medido por un miliamperímetro), en tanto que los interiores se denominan de potencial y están conectados a un potenciómetro que mide la diferencia de potencial de la corriente circulante.

2.3.1.3) Método magnético

Este método es poco utilizado en ingeniería civil ya que sus resultados son más difíciles de interpretar cuantitativamente.

Se utiliza un magnetómetro para medir la componente vertical del campo magnético terrestre en la zona considerada, en varias estaciones próximas entre sí.

2.3.1.4) Método gravimétrico

Este método mide la aceleración del campo gravitacional en diversos puntos de la zona a explorar. Valores de dicha aceleración ligeramente más alto que el normal de la zona indicarán la presencia de masas duras de roca; lo contrario será índice de la presencia de masas ligeras o cavernas.

2.3.2 Métodos semi-directos

Estos métodos nos permiten conocer "in situ" la compacidad de materiales gruesos y la consistencia de materiales finos.

2.3.2.1 Prueba de penetración estandar (SPT)

Esta prueba consiste de un muestrador de media caña o tubo partido de 50.8 mm de diámetro exterior, que se hace penetrar en el terreno por medio del golpeteo de un martillo de 63.5 Kg. de peso dejado caer desde una altura de 76 cm. El número de golpes necesario para hincar los primeros 15 cm no son tomados en cuenta mientras que el número de golpes

para llevar a cabo una penetración de los siguientes 30 cm son los que se deberán anotar en el reporte. Los golpes necesarios para hacer penetrar los últimos 15 cm del muestrador no se tomarán en cuenta. En caso de que la resistencia del terreno fuese muy alta y no se logrará la penetración de los 30 cm con un límite máximo de golpes de 50, se anotará en el reporte que no se logró la penetración necesaria.

2.3.2.2 Prueba de cono eléctrico

Consiste en hincar, a una velocidad lenta y constante, una herramienta de punta cónica. Los penetrómetros pueden agruparse en dos: penetrómetro de cono móvil y penetrómetro de cono fijo.

En el penetrómetro de cono móvil el esfuerzo se obtiene haciendo avanzar la punta cónica, mientras el ademe, que absorbe la fricción lateral, queda fijo durante el ensaye; en el de cono fijo éste no tiene movimiento respecto al ademe, la fricción lateral y el esfuerzo en la punta se miden en forma continua y simultanea.

Cono Holandés. está constituido en su forma más sencilla por un cono de 36 mm de diámetro con un ángulo de 60 grados en el vértice, unido a una barra cilíndrica de 16 mm de diámetro que se desliza en un ademe de 19 mm. El cono se hince manualmente 50 cm en el suelo a una velocidad de 5 mm/seg. Se registra la presión aplicada mediante un cilindro hidráulico conectado a un manómetro de Bourdon. A continuación se hince el ademe 50 cm y se repite la operación hasta alcanzar la profundidad deseada. Se dibuja la gráfica de la presión aplicada en función de la profundidad, la cual permite localizar las irregularidades en la resistencia del subsuelo. En años recientes se han desarrollado conos que permiten medir la fricción lateral desarrollada lo largo del ademe.

Cono Estático Eléctrico. Su funcionamiento es por medio de una fuerza que se desarrolla en la punta cónica la cual es medida en la celda inferior y la que se desarrolla en la funda de fricción se mide en la celda superior, la velocidad de hincado del cono es usualmente de 2 cm/seg, sin embargo la norma tentativa (ASTM D3441-75T) se propone de 1 a 2 cm/seg+/- 25%. Para las arcillas de la ciudad de México se ha adoptado 1 cm/seg, es importante que durante la prueba la velocidad de penetración se mantenga constante, ya que es inevitable que en capas duras el cono pierda velocidad de penetración y al pasarlas se acelere. Fig. 2.1

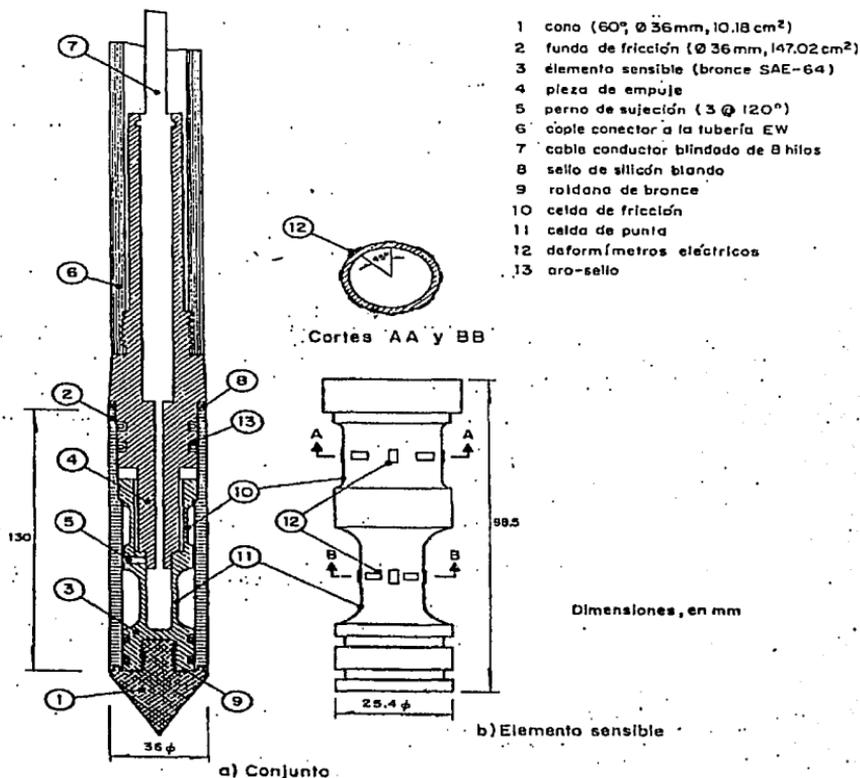


Fig. 2.1 Corte transversal del penetrómetro eléctrico

2.3.3 Muestreo alterado.

Por muestra alterada se entiende aquella que sufre alteraciones en su estructura que impide la determinación de sus propiedades mecánicas y por muestra inalterada se entiende aquella que aún después de haber sido extraída del subsuelo conserva aún su estructura y permite aún determinar sus propiedades mecánicas.

2.3.3.1 Pozo a cielo abierto

En este tipo de exploración se pueden obtener tanto muestras alteradas como inalteradas. Para un muestreo alterado éste método permite observar "in situ" la estratigrafía del subsuelo, verificar la profundidad del nivel freático si es que existe y obtener muestras alteradas. La profundidad del pozo está limitado por la estabilidad de sus paredes, aunque puede ademarse, la profundidad del nivel freático o la presencia de roca y/o materiales muy resistentes.

2.3.3.2 Método de lavado

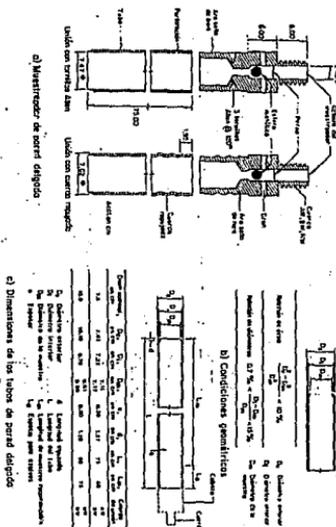
Consiste en realizar una perforación con una herramienta de avance como el trépano extrayendo los fragmentos a la superficie por medio de la inyección de agua a presión. Las muestras obtenidas son muy alteradas y en no pocas ocasiones no representativas. Por lo anterior éste método se utiliza solo complementario para otro tipo de sondeos. (Hsai-Yang Fang, 1990) Fig. 2.2

2.3.4.2 Tubo Shelby

Este método se utiliza en suelos blandos consiste en un tubo de pared delgada rígido, sin costura, y que puede ser de acero o de aluminio. El diámetro del tubo varía de entre 2.5 y 10 cm con una longitud hasta de 1.0 m. Los tubos utilizados no deben deformarse al introducirse en el terreno; además su espesor debe ser tal que evite la alteración de las muestras.

Los tubos muestreadores llevan un bisel para facilitar su entrada en el terreno. Antes de hincarlos debe ser limpiado el fondo, después se baja el tubo hasta el fondo y se introduce en el terreno con movimiento vertical a velocidad constante, revisando que la máquina perforadora este perfectamente anclada. Una vez que el muestreador ha penetrado en toda su longitud se saca y se enrasan las caras superior e inferior y se sellan por medio de parafina.

Fig.2.3



2.3.4.3 Barril tipo Denison

Es utilizado para obtener muestras en suelos cohesivos firmes o duros. Su funcionamiento es por medio de rotación (40 o 1000 rpm) donde el motor está conectado a una cabeza de rotación y presión para que penetre la corona en el terreno. El corte del terreno generalmente se realiza con cortadores de acero o piezas de carburo de tungsteno. El barril consta de un doble tubo y forro en el interior, el cual es extraído con la muestra y enviado al laboratorio. Fig. 2.4

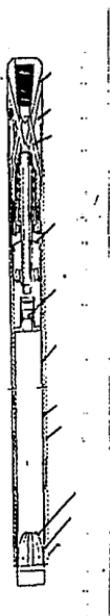


Fig. 2.4 Barril tipo Denison

Fig. 1

Fig. 2.4 Barril tipo Denison

2.3.4.4 Muestrador Pitcher

Es una variación del tubo Denison, el cual lleva en su parte superior, un resorte que ajusta la distancia entre la zapata interior y exterior a la dureza del suelo. Fig. 2.5

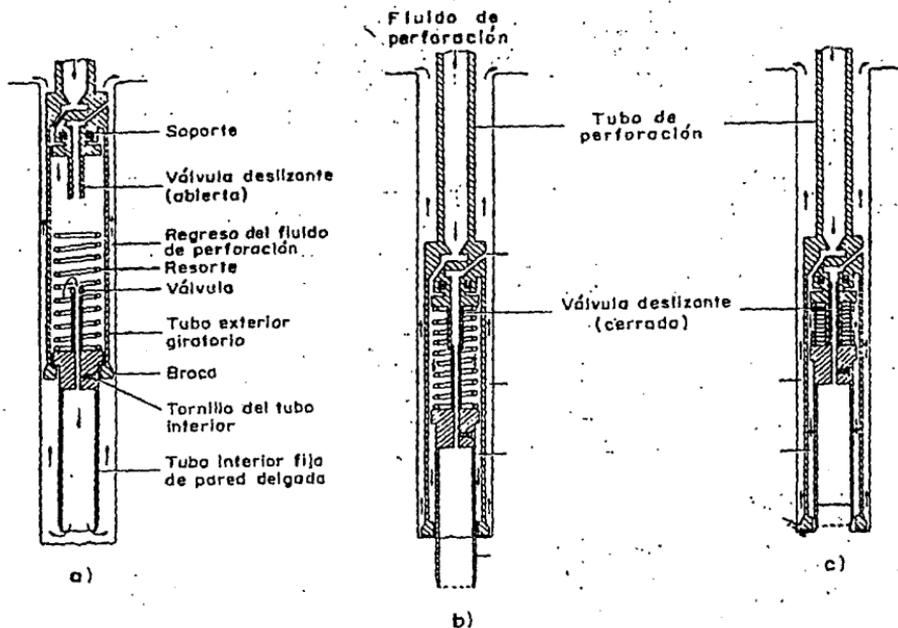


Fig. 2.5 Muestrador Pitcher

2.3.4.5 Muestrador de pistón libre

Los muestradores de pistón se han diseñado para evitar que el material de azolve entre en el tubo antes de alcanzarla profundidad de muestreo. Se utiliza en suelos blandos.

El muestrador de pistón libre está constituido por un tubo donde se aloja un pistón; ambos se manejan con el mismo juego de barras. En este tipo de muestrador, el pistón se retrae antes de empezar el muestreo.

La forma de operar es la siguiente:

Se baja el muestrador hasta el fondo de la perforación con el pistón obturando la entrada del tubo, se hacen girar las barras hacia la izquierda, a fin de que se suelte el pistón que está fijado al tubo por una flecha con rosca izquierda, se sube el pistón con las barras de perforación hasta su posición superior, donde se fija haciéndola girar nuevamente hacia la izquierda, sin llegar hasta el tope de la rosca para dejar abiertas las salidas de aire.

Una vez fijado el pistón, se hinca el tubo y se hacen girar nuevamente las barras hasta cerrar las salidas de aire, haciendo fallar, al mismo tiempo, la sección inferior de la muestra (S.R.H., 1970, CFE, 1986) Fig. 2.6

tubo interior. Este muestrador se presenta en la fig. en las tres etapas de su operación.

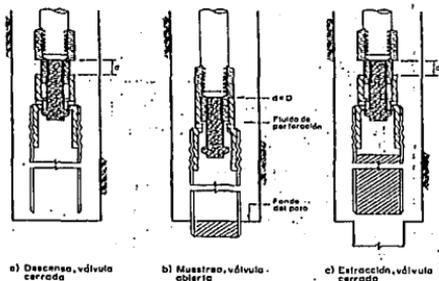


Fig. 2.6 Operación del muestrador de válvula deslizante

TABLA 2.10 Recuperación de muestras

Recuperación, %	Calidad
Rea = 100	excelente
Rea = 80	buena
50 < Rea < 80	mala
Rea < 50	inaprovechable

$$Rea = \frac{L}{H} \times 100$$

Rea: recuperación
L: longitud recuperada
H: longitud muestreada

2.4 Propiedades índice de los suelos

En la Fig. 2.7 se puede observar una muestra ideal del suelo con su volumen de gases, líquidos y sólidos.

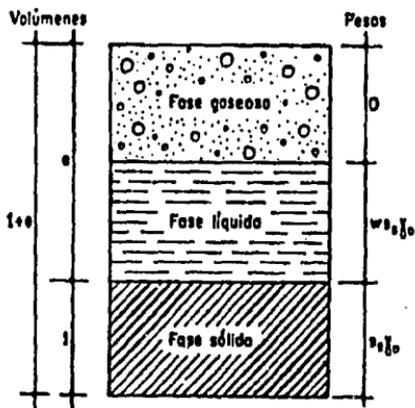


Fig. 2.7 Esquema de una muestra de suelo.

En la tabla 2.1 se expresan propiedades índice de los suelos

Nombre	Fórmula
Volumen de vacíos	$V_v = V_g + V_l$
Relación de vacíos	$e = V_v / V_s$
Porosidad	$n = V_v / V_m$
Peso volumétrico	$\gamma_m = W_m / V_m$
Contenido de agua	$w\% = W_w / W_s$
Peso volumétrico seco	$\gamma_s = W_s / V_m$
Densidad de sólidos	$S_s = \gamma_s / V_s$

Donde:

Vg es el volumen de gases

VI es el volumen de líquidos

Vs es el volumen de sólidos

Wm es el peso de la muestra

Vm es el volumen de la muestra

Ww es el peso del agua

Ws es el peso de los sólidos

En un suelo grueso, la mayor parte de los granos están en contacto en diferentes puntos y su acomodo depende fundamentalmente de las fuerzas gravitacionales. En suelos finos especialmente las arcillas intervienen fuerzas de cohesión y la presencia de películas de agua sobre las partículas. Para un suelo grueso se ha definido el grado de compacidad relativa dada como:

$$C_r = (e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min}) \dots \dots \dots (8)$$

Donde e_{\max} es la relación de vacíos cuando el suelo se encuentra en su estado más suelto, e es la relación de vacíos "in situ" y e_{\min} es la relación de vacíos en su estado compacto mayor $C_r=1$ para los suelos muy compactos y $C_r=0$ para los suelos muy sueltos.

Límites de consistencia

Como se aprecia en la Fig. 2.7 una masa de suelo tiene tres constituyentes principales: sólidos, aire y agua. En los suelos finos, la cantidad de agua presente en los poros tiene una influencia decisiva en las propiedades de los mismos. Se reconocen tres estados principales de consistencia del suelo.

Estado líquido. Cuando el suelo está en suspensión ó tiene la consistencia de un fluido viscoso.

Estado plástico. El suelo puede ser deformado rápidamente o moldeado sin recuperación elástica, cambio de volumen, agrietamiento o desmoronamiento.

Estado sólido. El suelo se agrieta al deformarse, o muestra recuperación elástica.

Al describirse los estados del suelo se considera únicamente la fracción del mismo que pasa por la malla 40(0.42mm) para esta fracción de suelo, el contenido de agua, en porcentaje de peso seco, con el cual pasa de estado líquido al plástico se llama límite líquido. En la prueba para determinar el límite líquido se utiliza la copa de Casagrande.

El contenido de agua en la frontera entre el estado plástico y el sólido se llama límite plástico. La determinación del límite plástico se ejecuta formando cilindros delgados con una muestra de suelo de diámetro de 3mm, haciéndolos girar en una superficie lisa(generalmente un vidrio), el contenido de agua que tenga cuando empiece a desmoronarse el cilindro se le define como límite plástico.

La diferencia entre el límite líquido y el límite plástico consiste en el intervalo de contenido de agua dentro del cual el suelo es plástico y se denomina índice de plasticidad.

2.4.1 Granulometría

La granulometría es un sistema de clasificación en función del tamaño de las partículas que componen el suelo. Este sistema funciona en suelos menores de 76.2 mm.

Los suelos gruesos son aquellos que son retenidos por la malla 200(.074 mm) y se clasifican en:

La grava (G), incluye partículas cuyo tamaño varía entre 76.2 mm y el tamaño de la malla no. 4(4.76mm), a su vez la grava se subdivide en:

Gruesa es que tiene como tamaño 76.2 mm a 19.1 mm (3 pulg. a 3/4 pulg.) y fina es de 19.1 mm (3/4 pulg) al tamaño de la malla No. 4(4.76mm)

La arena (S), incluye las partículas cuyo tamaño varía entre la malla No 4(4.76mm) y el de la malla No 200(.075mm) se subdivide en:

Gruesa que va de la malla No 4 (4.76mm) a malla No 10 (2mm), media de la malla No 10(2mm) a malla No 40 (0.42 mm) y fina de la malla No 40(0.42mm) a malla No 200(.075mm)

Las partículas finas son menores que la malla 200(0.75mm) y se clasifican en limos y arcillas.

Las proporciones de los diferentes tamaños de granos presentes en un suelo se pueden determinar en el laboratorio, mediante cribado, para los granos gruesos, y sedimentación (análisis mecánico húmedo) , para los finos.

Los resultados de laboratorio se representan en forma de una curva acumulativa de tamaños. Para suelos que están formados principalmente por granos gruesos, la distribución granulométrica revela algunas de las propiedades físicas del material. Las graduaciones típicas de suelos son:

Bien graduado(W) cuando los tamaños de las partículas, desde las más pequeñas hasta las mayores, se encuentran presentes en proporciones semejantes.

Mal graduado(P)

a) Uniforme. La mayor parte de los granos son del mismo tamaño, aproximadamente.

b) Graduación salteada. Ausencia de algún tamaño intermedio.

La medida de la uniformidad se llama coeficiente de uniformidad C_u , y la forma de la curva granulométrica está dada por el coeficiente de curvatura C_c .

2.5 Clasificación

El sistema de clasificación de suelos más utilizado en la actualidad es el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos desarrollado por A. Casagrande, originalmente para el cuerpo de ingenieros militares y que se le conoció por sus siglas AC (Airfield Classification), siendo modificado hasta su forma actual y conocido por sus siglas (SUCS). El sistema no incluye los fragmentos de roca superior a las tres pulgadas.

Grupos de suelos. Los suelos naturales son mezclas de grava, arena y finos en proporciones variables. Todos los suelos naturales se subdividen: en gruesos, finos y orgánicos. Todos los porcentajes se estiman en peso. Los suelos de alto contenido orgánico se identifican por sus colores negros u oscuros y a veces por su olor.

Para suelos finos el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos maneja procedimientos para su identificación en campo a través de su dilatancia, resitencia en seco y tenacidad.

Existen otros sistemas de clasificación para suelos como el, American Association of State Highway and Transportation Officials Soil Classification, U.S. Department of Agriculture Soil Classification.

2.6 Propiedades hidráulicas

Debido al contenido de agua que un suelo contenga en su estructura las propiedades de éste pueden variar de una forma significativa, ya sea porque son suelos que contienen una gran cantidad de agua por su propia naturaleza o por efectos de capilaridad . El movimiento capilar dentro del terreno en su estado libre comienza a partir del nivel de aguas freáticas, desplazándose en sentido vertical ascendente, aunque pueden moverse en cualquier dirección.

Este movimiento puede ser de gran importancia ya que por ejemplo en las arcillas se puede tener un movimiento vertical ascendente hasta de 15 o 20 m. En arenas el agua capilar asciende solo algunos centímetros de una forma muy rápida.

La permeabilidad en los suelos consiste en la capacidad de éstos para permitir el paso del agua libre y está determinada por el llamado coeficiente de permeabilidad.

De los factores que influyen en el coeficiente de permeabilidad de un suelo se encuentran: la relación de vacíos, la temperatura del agua, la estructura y estratificación del suelo y la existencia de huecos, fisuras en el suelo.

Existen diferentes formas de conocer el coeficiente de permeabilidad de un suelo en laboratorio como es el permeámetro de carga constante.

El problema es que en suelos poco permeables el tiempo de prueba es muy largo por lo que deja de ser práctico.

Existe el permeámetro de carga variable en cual el agua atraviesa una muestra de suelo por diferencia de niveles.

Existen otros métodos como las pruebas Lefranc-Mandel, de bombeo, el de Theis - Lubin, Dupuit-Thiem (S.R.H., 1971, Krynine, 1961, Hsai, 1991)

2.7 Propiedades mecánicas de los suelos

Existen pruebas para determinar las propiedades mecánicas de cuyos resultados se basa el diseño de una cimentación.

2.7.1 Prueba de compresión simple

Esta prueba se desarrolla labrandose una muestra cilíndrica de altura igual a 1.5 a 2 veces el diámetro de la muestra, la cual es sometida a una carga vertical llevandose la muestra a la falla. Durante el desarrollo de la prueba anotando la carga a la que se esta sometiendo la probeta y la deformación provocada.

2.7.2 Prueba edométrica o de consolidación unidimensional

En ésta prueba se determinan las relaciones entre la presión vertical, el asentamiento y el tiempo. Se labra una pastilla de suelo confinada por medio de un anillo metálico.

La carga es aplicada tanto en la cara superior como en la inferior a través de dos piedras porosas, lográndose con esto que el agua entre o salga de las muestras o de la piedras; al aplicarse la carga, se mide la deformación por medio de un micrómetro de carátula. La presión

se aplica por etapas, esto es, después de cada incremento la carga es mantenida de una forma constante hasta que la deformación prácticamente cesa. La prueba es de varios días dado que la muestra se deforma según la rapidez con la que el agua sale de ella. Los resultados de la prueba se dibujan en una curva que se denomina de compresibilidad, (relación de vacíos contra presión) Fig. 2.8

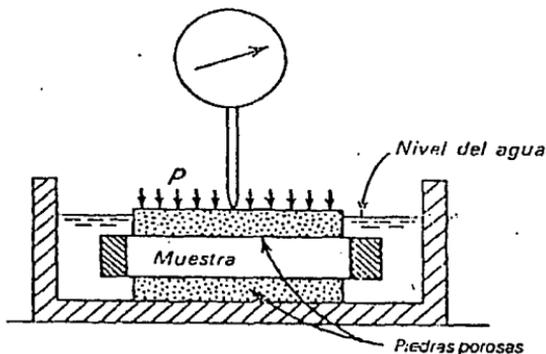


Fig. 2.8 Aparato para la prueba de consolidación

2.7.3 Ensayo de compresión triaxial

En ésta prueba se somete a la muestra a una presión de confinamiento hidrostática, además de una presión axial, que varía de forma independiente de la presión de confinamiento. La muestra es cubierta con una membrana que la aísla, la cual, esta unida a la parte superior del aparato con una tapa y en la parte inferior a una base, en ambos extremos se les coloca una piedra porosa. La muestra es sometida a una presión hidrostática constante mientras que la presión vertical se va incrementando, las deformaciones que se van

provocando se miden por medio de un micrómetro. En las pruebas triaxiales existen tres tipos: UU rápida (sin consolidación y drenaje), CU rápida consolidada (consolidada sin drenaje), CD lenta (consolidada y drenada)

Para interpretar los resultados se construye el círculo de Mohr donde en el eje de las ordenadas está el esfuerzo cortante y en el eje horizontal los esfuerzos principales y normales. Fig. 2.9

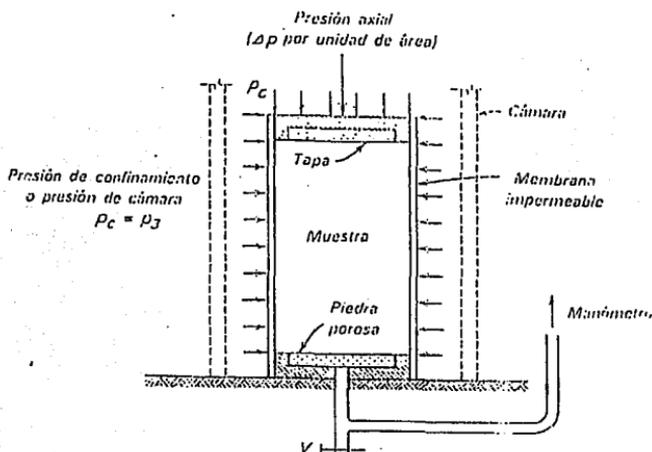


Fig. 2.9 Prueba triaxial

2.8 Almacenamiento de muestras

En el laboratorio las muestras inalteradas deben almacenarse en un lugar en el que puedan permanecer con la misma cantidad de agua, ya sea por medio de una cuarto con sistema de inyección de vapor de agua, o al menos en cajas rodeadas de aserrín húmedo.

Las muestras alteradas de suelos se guardan en frascos de vidrio y/o bolsas de poliestileno y los núcleos de roca en cajas de cartón o madera con subdivisiones interiores.

Un reporte de laboratorio debe incluir la clasificación del material, consistencia y color, así como, cualquier característica particular de utilidad en la interpretación de las pruebas

3. Abatimiento del nivel freático

3.1 Introducción

Para la construcción de edificaciones, tuneles, presas, el constructor tiene que enfrentar en ocasiones el problema de trabajar por debajo del nivel de aguas freáticas (NAF), para lo cual se han ideado diferentes métodos que están en función del tamaño y profundidad de la excavación y de las características de los suelos y/o rocas.

Un correcto diseño, instalación y operación del sistema de bombeo ayudará a la construcción en:

- a) Abatir el NAF, evitando los flujos que brotan en los taludes o en la parte baja de los mismos.
- b) Incrementar la estabilidad de los taludes evitando fallas en su parte baja
- c) Prevenir derrumbes de material
- d) Reducción de presiones sobre la excavación

Antes de iniciar el diseño y la instalación del equipo de bombeo se debe recordar que dicha solución no será la única y que es recomendable el uso de métodos complementarios al escogido.

3.2 Abatimiento del nivel freático

3.2.1 Zanjas y cárcamos

Método utilizado en excavaciones pequeñas o cuando se tienen suelos bien graduados o cementados. El agua es recolectada por medio de zanjas y llevada a cárcamos donde es bombeada. Este método presenta el riesgo de causar reblandecimiento o arraste de material. Cuando existen lentes de limo o arenas finas, provocar manantiales provocando inestabilidad del fondo de la excavación y tubificación. Una forma de proteger al talud cuando no se tiene un flujo importante es por medio de un filtro de arena y grava bien graduada. (Leonards, 1987)

Fig. 3.1

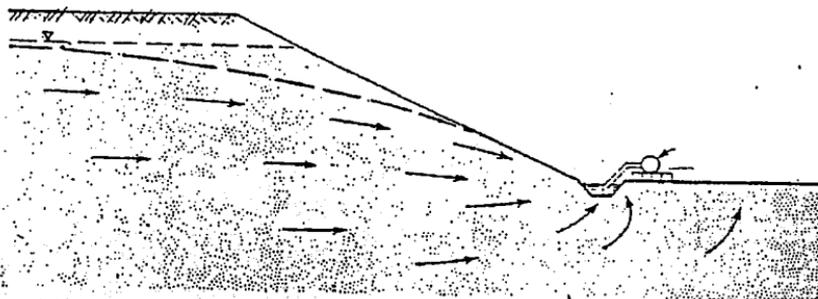


Fig 3.1. Abatimiento del nivel de aguas freáticas medio de zanjas y cárcamos.

3.2.2 Pozos de bombeo

Para la colocación del ademe se realiza una perforación vertical, generalmente de 50 a 60 mm más ancha que el ademe previsto, donde se coloca éste relleno el espacio libre hasta las paredes de la perforación con una capa de filtro grava y arena.

El ademe debe tener una longitud suficiente para quedar por encima del NAF. Suele estar formado por tubería de acero, de lámina de acero galvanizado o de PVC, de 2 a 3 mm de espesor, con perforaciones o ranuras. Para evitar la entrada de finos, etc., el ademe se recubre con una malla de plástico o geotextil.

En ocasiones dentro del ademe va colocado la tubería de extracción de la bomba que llega hasta unos 2.00 m por encima del fondo del ademe. En su extremo inferior tiene una válvula de cierre para evitar el descebado de la tubería de aspiración y de la bomba centrífuga.

En la boca de cada pozo y entre el codo de unión y la tubería colectora existe una llave de cierre para poder conectar cada pozo independientemente. Por cada pozo deben de preverse dos equipos de bombas independientes, con objeto de que la instalación pueda funcionar permanentemente aunque falle alguna de ellas.

Dimensiones usuales en condiciones medias son: diámetro de la perforación 200 mm, ademe 150 mm, tubería de bomba 95 mm. El diámetro de la tubería colectora viene determinado por el número de pozos a ella conectados y el caudal total del agua. La abertura de la malla que se coloca alrededor del ademe depende de la granulometría y permeabilidad del suelo: en arena fina, de permeabilidad media se utilizan mallas de 0.5 a 0.75 mm. Con arenas gruesas grava es suficiente con una abertura de malla de 0.9mm.

En suelos muy gruesos y gravas permeables se puede prescindir en ciertas condiciones de la malla. En arenas muy finas sobre todo con contenido arcilloso no es suficiente con colocar la malla en este caso debe de disponerse de un filtro de grava en una o dos capas que proteja a ésta.

La altura de succión de las bombas centrífugas debe de suponerse en este tipo de instalación inferior a 5 m y como máximo igual a 7 m en instalaciones muy cuidadas. Si la profundidad necesaria es mayor deben de colocarse bombas escalonadas a diferentes alturas.

A partir de la experiencia (Shulze 1967) se pueden dar los siguientes valores aproximados sobre el número y posición de éste tipo de pozos: la distancia entre pozos puede variar de entre 4 a 7 m, siendo posible con estos valores fijar la posición aproximada y el número de pozos (en una excavación simétrica partiendo del centro hacia los dos lados opuestos). La profundidad de los pozos se deduce de la siguiente consideración: El nivel freático abatido debe de encontrarse en la posición más desfavorable todavía a 0.5m - 1.00m bajo el fondo de la excavación. Para determinar la profundidad de los pozos se puede suponer una pendiente media de la superficie freática rebajada de 1:10.

La profundidad del pozo se fija de forma que la pichanca de aspiración se situe a unos 2 m bajo el NAF y a unos dos metros por encima del fondo del pozo. Además, la velocidad de entrada del agua a través del filtro no debe ser demasiado grande para que no se produzca el arrastre de las partículas finas del terreno circundante. Como primer intento se pueden adoptar los siguiente valores para la velocidad de entrada del agua para tamaño de granos entre 0.25 y 1.00 mm, la velocidad de entrada debe ser entre .5mm/seg y 2.0mm/seg. Los caudales correspondientes por metro cuadrado de superficie son de 0.5 l/seg a 2 l/seg.

Fig.3.2

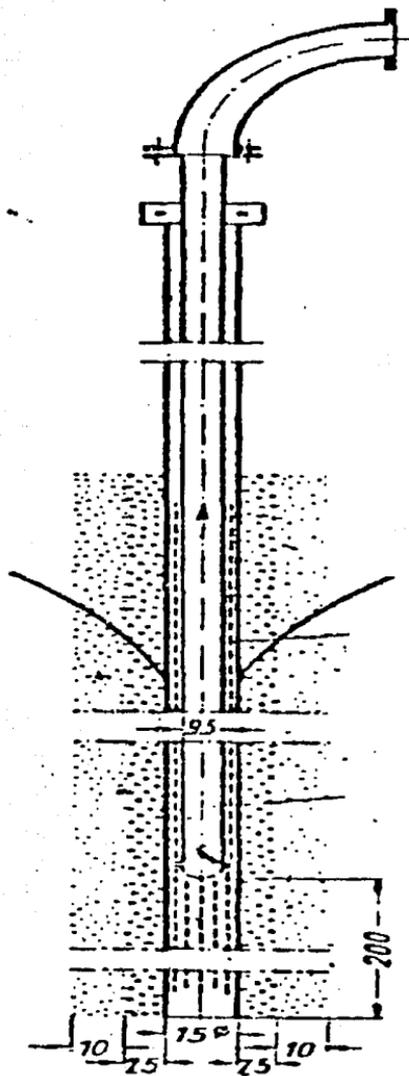


Fig. 3.2 Método de pozo drenante

3.2.3 Pozos punta

Es utilizado en materiales granulares, el cual consiste en un tubo perforado de longitud aproximada de 90 cm de y 38 mm de diámetro, cubierta con una malla de plástico o geotextil, con las mismas características de la descrita en 2.2.2. Se unen en el extremo inferior de un tubo vertical de 38mm o 50mm que se encaja verticalmente en el terreno. Usualmente, el pozo punta puede introducirse en el terreno con ayuda de un chiflón de agua, singolpearlo, aunque en algunos estratos duros se requiere de una pulseta o una barrena. En la obra, las líneas de pozos punta separadas de 0.5 a 1.5m se conectan a una tubería colectora de 15, 20, o 25 cm tendida sobre la superficie del terreno. El colector, a su vez está conectado a una bomba aspirante. Fig. 3.3

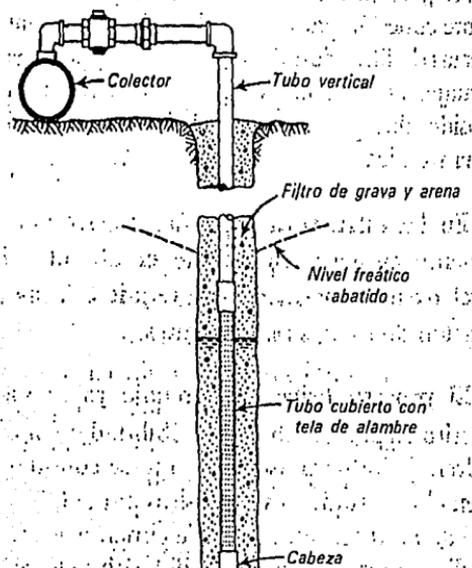


Fig. 3.3 Detalles de un pozo punto

Cuando la profundidad de excavación es mayor que 4 o 5 m, es posible que se necesiten varias filas de pozos punta. La primera excavación se hace a una profundidad del orden de 4 m y se hinca la segunda línea antes de excavar los siguientes 4 o 5 m. Los pozos se disponen generalmente de manera que los bordes de la excavación quedan formados por un conjunto de taludes interrumpidos por bermas, en las que se alojan las zanjas de drenaje. Fig. 3.4

3.2.4 Sistema eyector

Cuando la cantidad que se va a bombear por pozo es pequeña, puede usarse un sistema eyector de chorro en lugar de la instalación de varios pisos. Cada pozo punta se instala en el fondo de una perforación ademada. El pozo punta se conecta al lado inferior de una bomba de eyector de chorro, que a su vez se conecta a la superficie con dos tubos, uno de ellos es para el agua que llega a alta presión que hace funcionar la bomba, y el otro para el agua de retorno incluyendo la que sale del pozo punta. (Peck, Hanson, 1987)

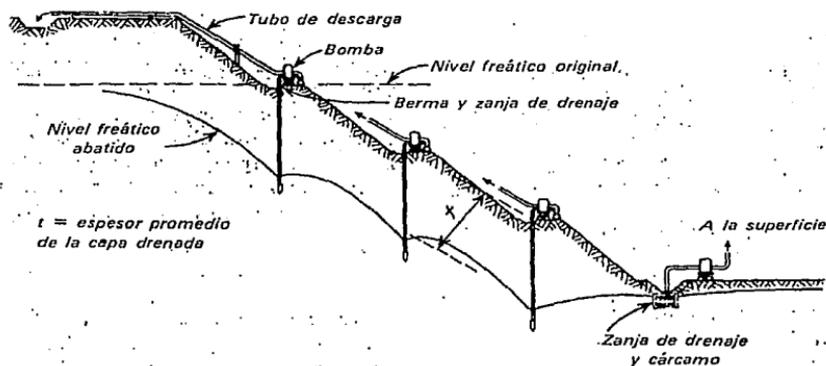


Fig. 3.4 Instalación de pozos punta en varios niveles.

3.2.5 Método del vacío

Si la permeabilidad es menor que 10 a la menos 4 cm/seg, el drenaje no puede lograrse bombeando simplemente de pozos punta, debido a que las fuerzas de capilaridad impiden la salida del agua de los poros del suelo. Sin embargo, el drenaje puede efectuarse por consolidación. Esto puede lograrse haciendo funcionar los pozos punta con una presión inferior a la atmosférica, lo que provoca una succión. En éste método, los pozos se colocan en perforaciones de 20 cm de diámetro, hechas con barrena o chiflón. Se coloca luego un filtro de arena media o gruesa, alrededor del pozo hasta 0.5 m o 1 m de la superficie.

Arriba del filtro, se coloca un material impermeable tal como arcilla compactada para formar un sello.

Las bombas para estas instalaciones deben tener la capacidad para mantener la succión en los pozos y filtro que los rodea. Por lo tanto, la presión alrededor de los pozos se reduce a una pequeña fracción de la presión atmosférica, mientras que en la superficie del terreno obra el peso de la atmósfera. Así, el suelo se consolida bajo una presión de 10 ton/m². Fig 3.5

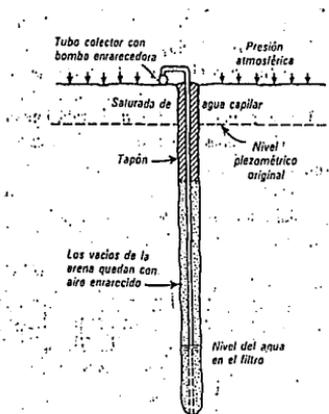


Fig. 3.5 Instalación de pozos punta para absorción

3.2.6 Drenaje por electrólisis

En el método de Wellpoint o en el sistema evector se hace fluir el agua retenida en los suelos de grano fino mediante el gradiente creado al establecer una diferencia de potencial hidráulico. Lo mismo se consigue cuando se crea en el agua freática un gradiente eléctrico con corriente continua, de forma que el agua fluya hacia el cátodo.

Como ánodo se utilizan viejos tubos de acero, varillas o elementos metálicos. Como cátodo puede servir el ademe de metal pozo o también barras catódicas que se colocan en la pared exterior del filtro, con lo cual se consigue una mayor longitud de cátodo eficaz. Para la producción de corriente eléctrica se utilizan plantas generadoras que proporcionan como mínimo una tensión de 100 voltios. Este método es caro y solo es utilizado cuando los métodos anteriormente descritos no funcionan.

f) Combinación de métodos

Es probable que un solo método no logre abatir el NAF de acuerdo a las necesidades de la obra, pero al utilizar dos métodos o más al mismo tiempo permitirá un mayor abatimiento del mismo.

4. Excavaciones

4.1 Objetivos

Es de importancia para el inicio de una excavación el conocimiento de las propiedades mecánicas del suelo, las condiciones climatológicas existentes, el nivel de aguas freáticas, las edificaciones perimetrales la existencia de ductos, tuberías e instalaciones subterráneas.

El constructor debe tener en mente que el objetivo de mantener estable una excavación permitirá:

- a) La protección de estructuras vecinas
- b) La protección de estructuras dentro del área de trabajo.
- c) Protección de los trabajadores.

Existen procedimientos para realizar las excavaciones en la cimentación, como son:

- a) Excavaciones de taludes
- b) Excavaciones ademadas
 - b.1) Tablestacas
 - b.2) Ataguías
 - b.3) Ademes tradicionales

4.2 Excavaciones en taludes

Para la estabilidad de taludes en excavaciones abiertas se debe tomar en cuenta tres factores que determinarán su procedimiento:

- a) Tipo de suelo
- b) Tiempo en que la excavación se va a encontrar al intemperie
- c) Factor de seguridad para evitar una posible falla del talud

Cuando la excavación se realizará en un suelo arcilloso normalmente consolidado, en teoría éste se podría sostener verticalmente por sí mismo si la excavación no excede la altura crítica de estabilidad dada por la expresión:

$$H_c = 4c/\gamma \dots\dots\dots(1)$$

Donde

c =cohesión de la arcilla

γ =Peso volumétrico de la arcilla

La tabla 4.1 proporciona la altura crítica en función de la cohesión de la arcilla (Tomlinson, 1986)

Tabla número 4.1

	muy blanda	blanda	firme
cohesión t/m ²	0-1.75	1.75-3.5	3.5-7.00
altura crítica	4	4-8	8-16

No es recomendable que estas alturas críticas sean sobrepasadas, dado que los cambios en cohesión del suelo con el paso del tiempo y la presión del agua actuando sobre las paredes del corte, pueden provocar fallas en su estabilidad. Cuando la masa del suelo arcilloso no ha sido alterada por una excavación y existe una presión negativa del agua esto ayuda a que las posibles fisuras del material permanezcan unidas o con una abertura mínima. Al alterarse las presiones que están actuando sobre el suelo al ser removida la presión lateral por la excavación puede existir un cambio de presión negativa del agua a presión positiva de la misma por lo que al instante la arcilla empieza a mostrar grietas que pueden ocasionar desde pequeños derrumbes hasta la falla total del talud.

Para mayor grado de seguridad se acostumbra tender los cortes, a taludes que van desde 0.5:1 (relación horizontal a vertical) hasta 4:1 según el caso.

En suelos granulares, los taludes rara vez son más escarpados que 1.5:1. Cuando éste se encuentra por debajo del NAF debe de abatirse el nivel del mismo hasta por debajo del fondo de la excavación, por ebullición de la arena. Es importante recalcar que no es recomendable bombear el agua a través de cárcamos cuando se tienen arenas finas, sueltas por lo que se recomienda pozos punta.

4.3 Excavaciones ademadas

4.3.1 Introducción

Cuando existan construcciones o instalaciones vecinas que impiden el uso de taludes en excavaciones se proceden a utilizar los métodos de contención provisional entre los que se encuentran:

- a) Ademado horizontal
- b) Ademado vertical
- c) Tablestacados

Existiendo métodos de contención permanentes como son:

- a) Ataguías en zanjas con lodos
 - a.1) Muros Milán
 - a.2) Precolados
 - b) De gravedad

4.3.2 Ademado horizontal

4.3.2.1 Ademe sostenido por perfiles de madera

En excavaciones menores de 4 metros de profundidad se acostumbra hincar tablonces verticales en el perímetro de aquellas. Estos ademes son sostenidos por medio de vigas horizontales llamados "largueros" los cuales a su vez están sostenidos por puntales horizontales que se apoyan de extremo a extremo de la excavación a lo ancho de la misma. Estos elementos están fabricados generalmente de madera o metal.

Si la excavación es muy ancha, los largueros se apoyan en puntales inclinados llamados rastras que deben de apoyarse en un suelo lo suficientemente firme para poder sostenerlos. Fig. 4.1

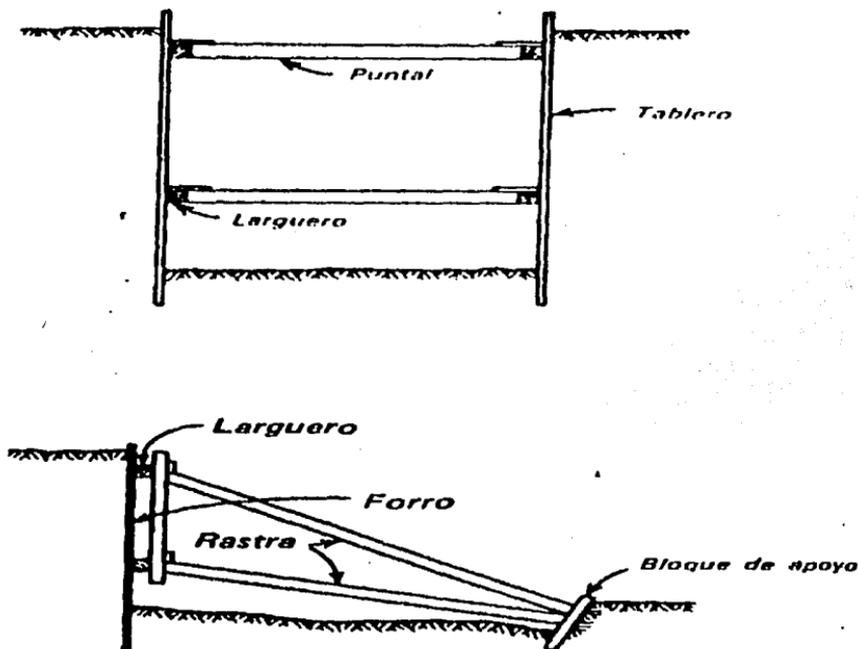


Fig. 4.1 Métodos comunes para apuntalar los frentes de las excavaciones poco profundas.

4.3.2.2 Ademe sostenido por perfiles metálicos

También es conocida como entibación berlinesa o "muro Berlín". El ademe está sostenido por perfiles metálicos. Se utiliza en excavaciones anchas.

Antes de comenzar las obras se hincan en la superficie del terreno a distancias de 1.5 a 2.5 m perfiles "I" con el alma perpendicular al perímetro de la excavación. La profundidad de empotramiento bajo el fondo de la excavación, que es generalmente de 1.5 a 3.0 m, es

indicada por el proyectista pero nunca menor a 1.0 m. Cuando por condiciones del terreno no es posible hincar los perfiles, se llevan a cabo perforaciones previas donde conforme avanza la excavación, se van colocando los tablonces de madera cuyo espesor varía entre 5 y 10 cm. (Shulze, 1967)

Para la colocación de los tablonces horizontales se excava manualmente el terreno situado por detrás del ala exterior de los perfiles. Los tablonces son cortados a la longitud exacta, se delizan entre el alma y el terreno, apretándoles firmemente mediante cuñas, apoyendoles a más de 1/4 de ancho del alma.

Al igual que en excavaciones poco profundas el apuntalamiento se lleva a cabo por medio de vigas horizontales, empalmadas entre sí. Cuando el ancho de la excavación es mayor a los 7 metros, un pie derecho a la mitad de éstos para evitar el pandeo siendo necesario hincarlos a una profundidad igual o mayor de 3 m. Fig.4.2

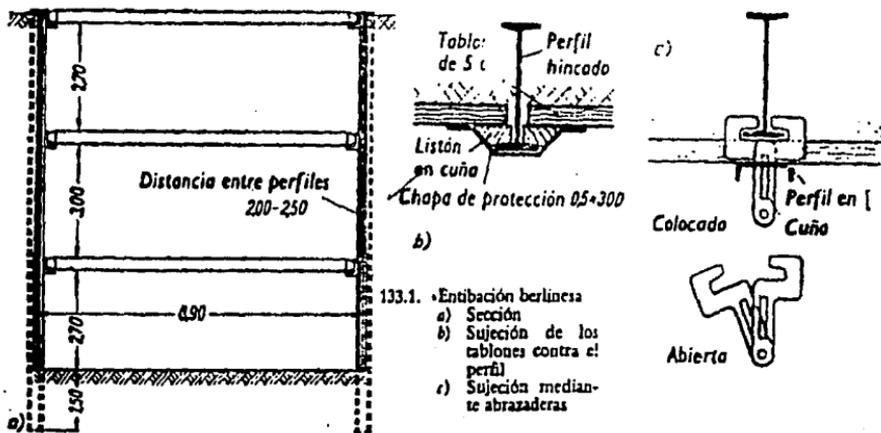


Fig. 4.2 Estibación horizontal

4.3.3 Ademado vertical

Este método es utilizado en suelos muy sueltos, los cuales no permanecen estables en una altura igual al ancho de una tabla.

El ademado vertical sencillo se lleva a cabo hincando las talbestacas planas hasta la profundidad de proyecto, sosteniendo éstas por medio de largueros horizontales, las cuales se aseguran contra el deslizamiento por medio de abrazaderas metálicas. Fig. 4.3.a, 4.3.b

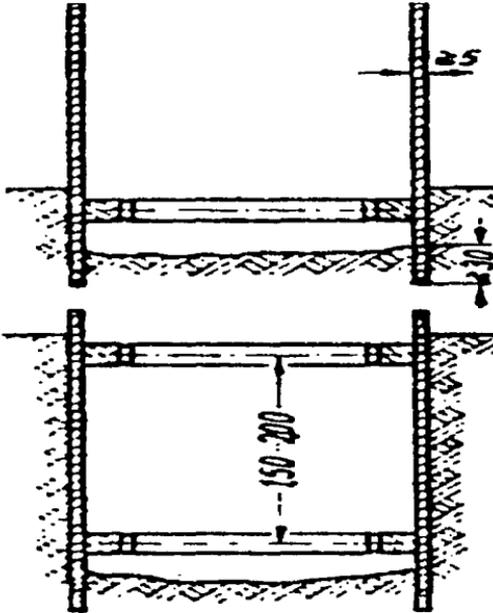


Fig. 4.3 Estibación Vertical

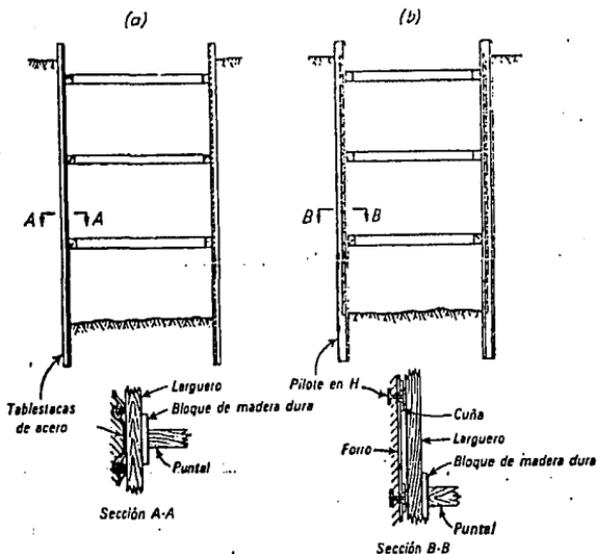
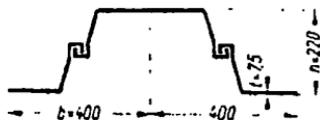


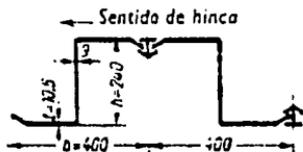
Fig. 4.3.a. y 4.3.b.



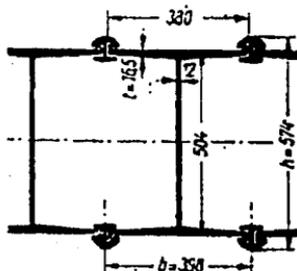
Larsen, Perfil I a nuevo
 $\rho = 89 \text{ kg/m}^3$
 $W_x = 600 \text{ cm}^3$ por m de pared
 (Dortmund-Hörder, Hüttenunion AG, Dortmund)



Hoesch, Perfil III
 $\rho = 155 \text{ kg/m}^3$
 $W_x = 1600 \text{ cm}^3$ por m de pared
 (Westfalenhütte Dortmund AG, Dortmund)



Krupp, Perfil K III
 $\rho = 155 \text{ kg/m}^3$
 $W_x = 1600 \text{ cm}^3$ por m de pared
 (Hüttenwerk Rheinhausen AG, Rheinhausen)



Peiner, Perfil 500 S
 $\rho = 483 \text{ kg/m}^3$
 $W_x = 12\,500 \text{ cm}^3$ por m de pared
 (Hädel Hütte/Peine, Peine)

Fig. 4.3.c

4.3.4 Tablestacas

4.3.4.1 Tablestacas de madera

Permite realizar excavaciones hasta de 25 cm de ancho con 15 m de longitud y de 6 a 30 cm de espesor.

El espesor de los tablonces de madera, es de 6 cm para una longitud de 2 m, aumentando 2 cm más por cada metro. A partir de 4 m, el espesor aumenta en 1 cm. Generalmente las tablestacas de madera son de pino, y se acostumbra sumergirlas en agua durante algunos días antes del hincado para evitar grietas en las mismas. (Shulze, 1967)

Una de las variantes más utilizadas es la tablestaca machimbrada cuyo espesor y altura de la lengüeta son iguales a $1/3$ el espesor del tablón. Al colocar una tablestaca en un sitio donde ya hay otras, las que están siendo colocadas empujan a la vecina, por lo que es conveniente dejar una abertura en la lengüeta de 2 mm para que la tablestaca se deslice sin afectar a las demás.

La punta de la tablestaca tiene una longitud que varía entre el ancho de la tablestaca y la tercera parte de la misma y tiene punta según la resistencia que ofrezca el terreno.

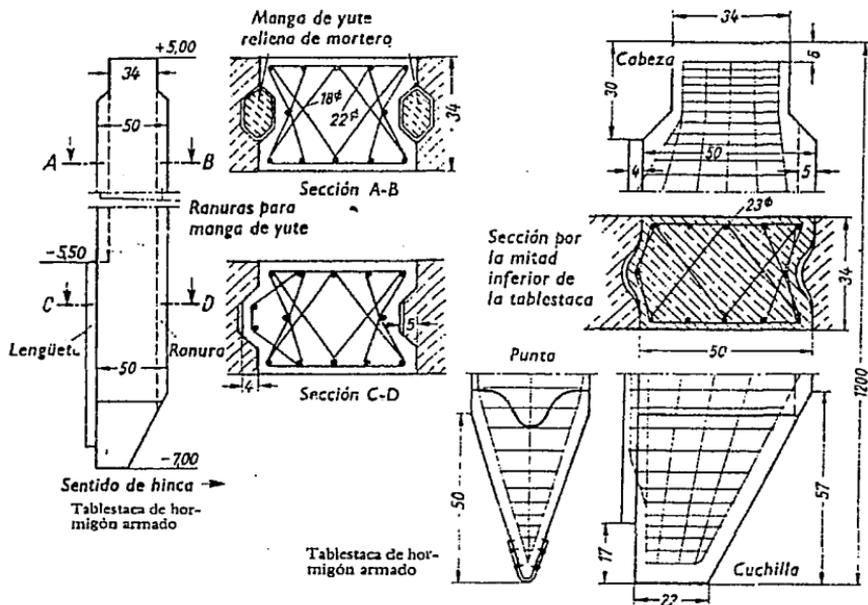
Es conveniente durante el hincado de las tablestacas reforzar las cabezas de las mismas por medio de una capa metálica de 2 cm de espesor y de 8 a 10 cm de ancho.

4.3.4.2 Tablestacas de concreto

Estas tablestacas deben tener dimensiones y resistencia según diseño y asegurarse que al ser hincadas no presenten fisuras o daños asegurando su impermeabilidad.

Existe una ranura en la tablestaca de concreto que corre a todo lo largo de la misma, mientras que la lengüeta va desde la punta hasta 1.5 m por arriba de la misma continuando hacia el nivel superior en una abertura. Es importante sellar las juntas por medio de un aditivo expansor e impermeabilizante mientras que el recubrimiento debe oscilar entre los 3 y 4 cm.

El procedimiento para hincar las tablestacas de concreto es en forma individual, por medio de martinetes, protegiendo a esta con un gorro protector para repartir los golpes en una forma más uniforme. En arenas finas y limos no plásticos la hínca se facilita por medio de la inyección de agua. Fig. 4.4



4.3.4.3 Tablestacas metálicas

Las tablestacas metálicas son muy utilizadas debido fundamentalmente a que su sección es comparativamente menor que las de madera o de concreto, lo que facilita su hincado, evitando vibraciones del terreno. Además pueden resultar con el tiempo más económicas dado que se le pueden dar un mayor uso y son altamente impermeables. Debido a su resistencia pueden hincarse en estratos con suelos granulares. El inconveniente de las tablestacas metálicas es la corrosión; por ejemplo, el agua dulce produce una disminución de su espesor al año de 0.012 mm/año, mientras que en aguas saladas la disminución por corrosión sube hasta 0.12mm / año

En la Figura 3.5 se muestran los tipos de tablestacas usadas con mayor frecuencia, como son las de alma plana, de alma en curva y en forma de "z". Las dos primeras se utilizan en excavaciones de poca profundidad, mientras que las de forma de "z" en excavaciones profundas.

Entibamiento y apuntalamiento de excavaciones profundas

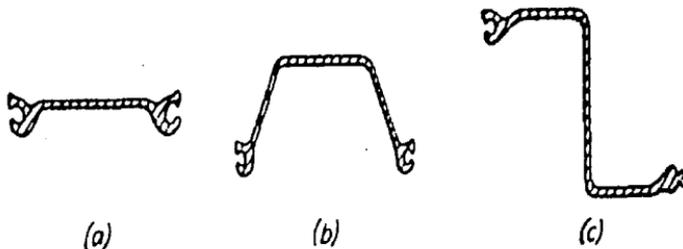
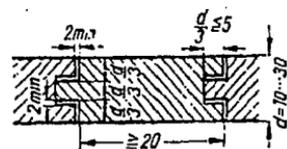


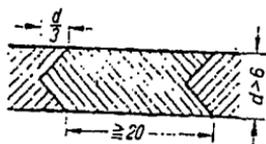
Fig. 4.5. Tablestacas metálicas

El procedimiento de hincado de las tablestacas metálicas es muy parecido a las de madera. Generalmente se colocan en forma contrapuesta, creando un perfil ondulado. Las tablestacas tienen en sus extremos ganchos por donde se van sujetando durante el hincado.

Fig. 4.6



Machihembrado



Encaje en ángulo (espiga)

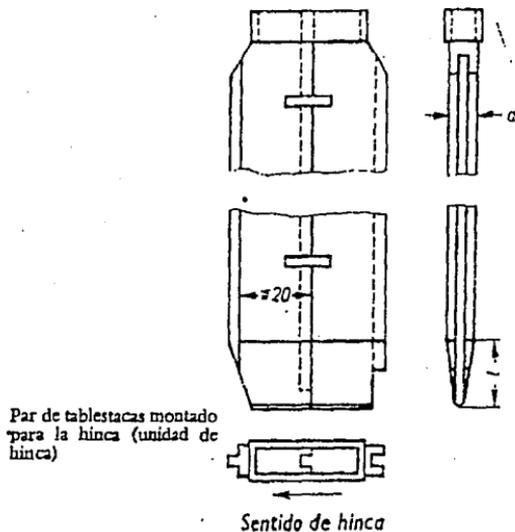


Fig. 3.6 Tablestaca metálica

4.3.5 Ataguías en zanjas con lodos

A diferencia de los descritos anteriormente estos métodos son definitivos, es decir, son elementos de contención y al mismo tiempo elementos estructurales de la cimentación. En México son de uso común:

- Muro Milán
- Precolados

a) En el caso del muro Milán, se hace la excavación del espesor del muro, se inunda ésta con lodo bentonítico, se introduce la parrilla de acero estructural, llevándose a cabo el colado del muro por medio de una trompa de elefante, al irse colando y por diferencia de densidades, el lodo bentonítico va emergiendo. Posteriormente se hace la excavación entre un muro y el otro apuntalando éstos.

b) Para los precolados se hace la excavación del espesor del elemento, se inunda la excavación con lodo bentonítico y se introduce el elemento, al igual que en el muro Milán, el lodo bentonítico va emergiendo por diferencia de densidades.

4.3.6 Estructuras de contención por gravedad

Las estructuras de gravedad están formadas por celdas generalmente de acero, que son llenadas del material existente en obra logrando que las mismas adquieran una resistencia contra los empujes laterales y verticales. Pueden ser en forma de diafragma, circulares o semicirculares. Son muy utilizadas en la construcción de ataguías, muelles de gravedad, etc. Figura 4.7

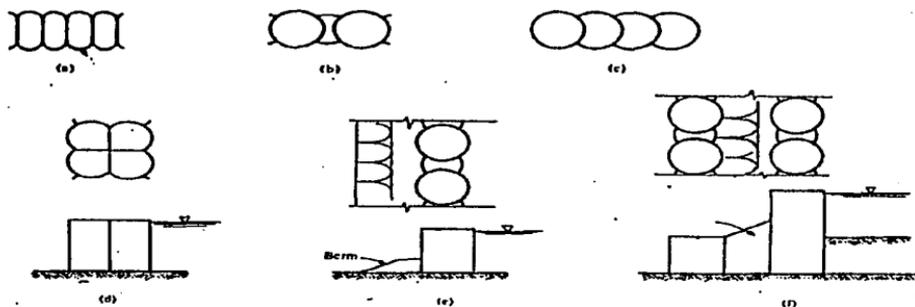


Fig. 4.7 Estructuras de contención

4.4 Fallas en excavaciones

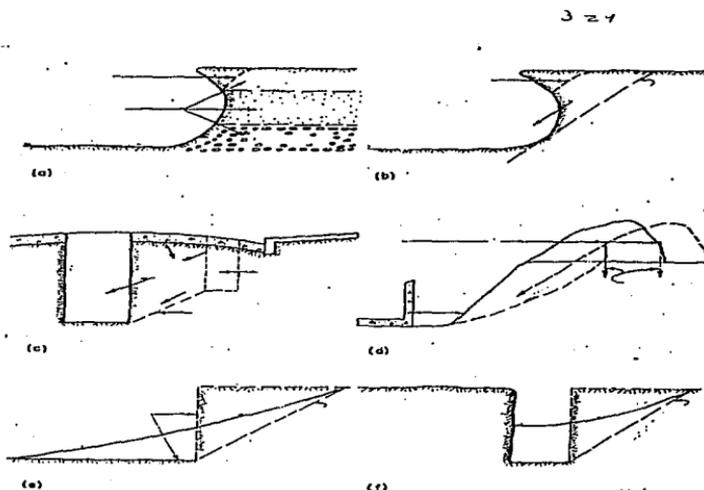
4.4.1 Fallas en excavaciones de talud

a) Deslizamientos horizontales al haberse considerado un estrato homogéneo siendo que en realidad la estratigrafía del terreno indica lo contrario. Fig. 4.8.a

b) Deslizamientos en depósitos granulares al no haberse proyectado un talud adecuado. Fig. 4.8.b

c) Por efectos de excavaciones vecinas, como pueden ser zanjas para la instalación de drenajes, tubería de luz, etc. Fig. 4.8.c

d) Por sobrepeso en la parte alta de taludes. Fig. 4.6.d



4.4.2 Fallas en elementos de contención

a) Fallas en el sistema de anclaje debido principalmente a que el ancla y el perno no son los adecuados, a largueros deficientes, sistema de tablestacado cerca de un muro de contención que no le permite suficiente longitud para su anclaje. Fig 4.9.a

b) Falla a píe de talud provocado por falta de empotramiento de la tablestaca o socavación del material. Fig. 4.9.b

c) Inadecuada sección de la tablestaca. Fig. 4.9.c

d) Falla por deslizamiento del material contenido. Fig.4.9.d

e) Falla provocada por el asentamiento del material de relleno. Fig 4.9.e

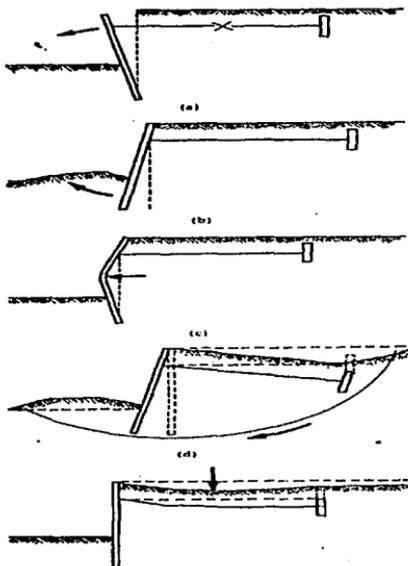


Fig. 4.9 Fallas en métodos de contención

5. Cimentaciones superficiales

5.1 Introducción

Una cimentación debe de transmitir, las cargas que sobre ella actúan de una forma apropiada al terreno sobre la cual se desplanta. Dependiendo de su profundidad las cimentaciones pueden dividirse en:

- a) Cimentaciones superficiales
- b) Cimentaciones profundas

a) Las cimentaciones superficiales son aquellas que la relación D/B es menor que 4. (Crespo, 1990)(5.1)

donde:

D profundidad de desplante de la cimentación

B es el ancho de la cimentación

b) Las cimentaciones profundas su relación D/B tiende a ser mayor que 4.....(5.2)

Fig. 5.1

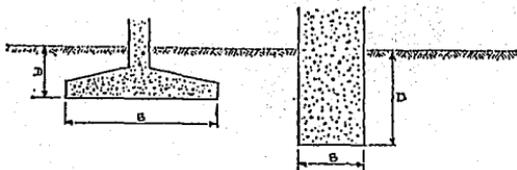


FIG. Cimentaciones superficiales $\frac{D}{B} < 4$.

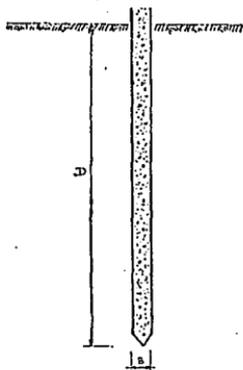


Fig 5.1. Cimentaciones profundas

Existen autores que consideran un tipo intermedio dentro de la clasificación de cimentaciones llamadas semiprofundas, cuyos límites varían en la relación D/B entre 4 y 10, a las que se considerarán en este trabajo dentro del tipo profundo.

Para elegir el tipo de cimentación es necesario que el geotecnista, estructurista y constructor estén en contacto para:

a) Cargas y de la compatibilidad entre el tipo de cargas y las características del subsuelo (según el tipo de estructura), llevando a cabo un análisis cuidadoso y realista.

b) Determinar la capacidad de carga del suelo de cimentación y de los asentamientos probables.

c) Evaluación de los diferentes tipos posibles de cimentación.

d) Selección del tipo de cimentación en función del tipo de suelo, rapidez de la construcción, adaptabilidad y economía.

Es importante señalar que el objetivo de éste no es el diseño de las cimentaciones, aunque se considera de utilidad el mencionar los conceptos que son necesarios para el buen diseño de las mismas, de acuerdo a los puntos arriba señalados.

Dentro de los conceptos que un constructor debe tener en mente para cuando se está planeando y construyendo una cimentación son:

a) Carga admisible. Es aquella que puede aplicarse sin provocar problemas en la estructura soportada, teniendo además un margen de seguridad dado por el coeficiente de seguridad adoptado. La presión máxima que puede darse al cimiento, por unidad de longitud sin provocar su falla, conocida como capacidad de carga última del cimiento está dada por:

$$q_o = cN_c + \gamma D_f N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma \dots\dots\dots(5.3)$$

donde:

q_o , es la presión máxima que puede darse al cimiento

c , cohesión del suelo

N_c , factor de capacidad de carga debido a la cohesión del suelo, adimensionales

γ , peso volumétrico del suelo

N_q , factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga

D_f , profundidad de desplante del cimiento

B , ancho del cimiento

N_γ , factor de capacidad de carga debido al peso del suelo

b) Deformaciones

Así como es importante la revisión de la capacidad de carga de un suelo, el proyectista debe calcular la magnitud del asentamiento que puede experimentarse en la estructura. Si existe un asentamiento diferencial excesivo, puede ser necesario cambiar la distribución o el tipo de cimentación que se está considerando.

El método para calcular el asentamiento consta:

- a) Determinar la presión efectiva original p_0 en el centro del estrato.
- b) El cálculo de incremento de presión Δp , producido por la construcción del edificio, directamente debajo del punto dado y a la mitad del espesor del estrato.
- c) Se determina la compresibilidad del estrato.
- d) Se utilizan los resultados obtenidos para el cálculo de la disminución del espesor del estrato en el punto en cuestión.

Por lo anterior el constructor debe estar consciente que cualquier variación en el ancho de la cimentación, profundidad de desplante y diferencia del estrato de suelo considerado al existente puede traer consigo problemas en el buen comportamiento de la cimentación.

Existen tres fallas bajo las cimentaciones:

- a) Falla por corte general
- b) Falla por punzonamiento
- c) Falla por corte local

a) La falla por corte general se presenta generalmente en arenas densas y arcillas muy firmes y se caracteriza por la presencia de una superficie de deslizamiento continua dentro del terreno, que se inicia en el borde de la cimentación y avanza hasta la superficie del terreno como se puede observar en la Fig. 5.2

b) La falla por punzonamiento se caracteriza por movimiento vertical de la cimentación mediante la compresión del suelo inmediatamente debajo de ella. La rotura del suelo se presenta por corte alrededor de la cimentación y casi no se observan movimientos de éste junto a la cimentación. Fig. 5.3

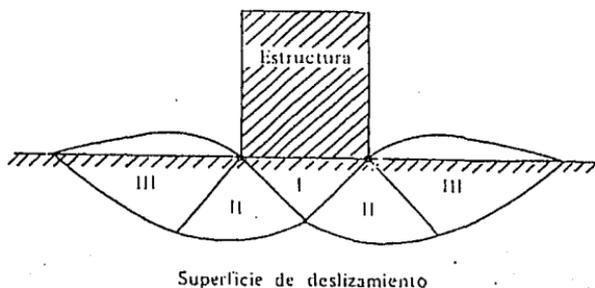


Fig. 5.2 Falla por corte general

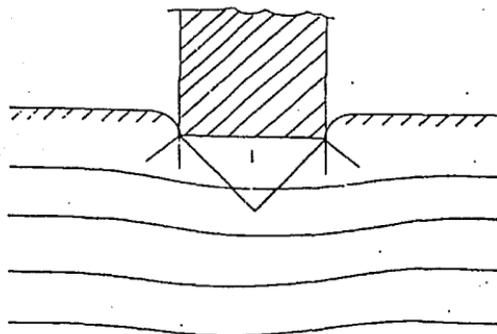


Fig. 5.3 Falla por punzonamiento

c) La falla por corte local representa una transición entre las dos anteriores, pues tiene características tanto del tipo de falla general como de punzonamiento. En este tipo de falla existe una marcada tendencia al bufoamiento del suelo a los lados de la cimentación, y además la compresión debajo de la cimentación es fuerte y las superficies de desplazamiento terminan en algún punto dentro de la misma masa de suelo. Solamente cuando se llega a presentar un caso de desplazamiento vertical muy grande(del orden de la mitad del lado o del diámetro de la zapata) puede suceder que las superficies de deslizamiento lleguen a la superficie del terreno, pero aún en este caso no se produce una falla catastrófica, se presentan generalmente en arenas medias y flojas y arcillas suaves. Fig. 5.4.

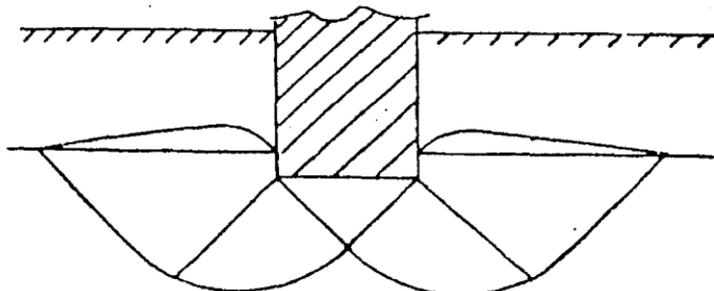


Fig. 5.4 Falla por corte focal

5.2 Clasificación

Las cimentaciones superficiales se pueden agrupar en:

- a) Zapatas aisladas, donde la relación L/B es menor que 10.....(5.4)
- b) Zapatas corridas, con relación L/B igual o mayor que 10.....(5.5)

c) Losas de cimentación, que tienen dimensiones considerables tanto en su ancho como en su longitud.

5.3 Cimentaciones superficiales

a) Cimentaciones superficiales en rellenos estructurales

Rellenos constituidos por materiales de desperdicio, sin tratamientos ni control, no son apropiados como terreno de cimentación ya que pueden presentar serios problemas de hundimientos diferenciales y agrietamientos.

Como materiales para rellenos son apropiados las arenas y gravas bien graduadas, en ocasiones una pequeña cantidad de finos.

Los suelos inorgánicos son utilizados en rellenos con excepción de las arcillas plásticas muy expansivas y arcillas con un contenido de agua muy superior a la óptima de acuerdo a la prueba de compactación Proctor estándar.

La prueba Proctor estándar fué propuesta en la década de los treinta en California fué perfeccionada y estandarizada por la ASTM(D-698) y la AASHO(T-99) posteriormente es muy utilizada para el control de rellenos. Fig. 5.5

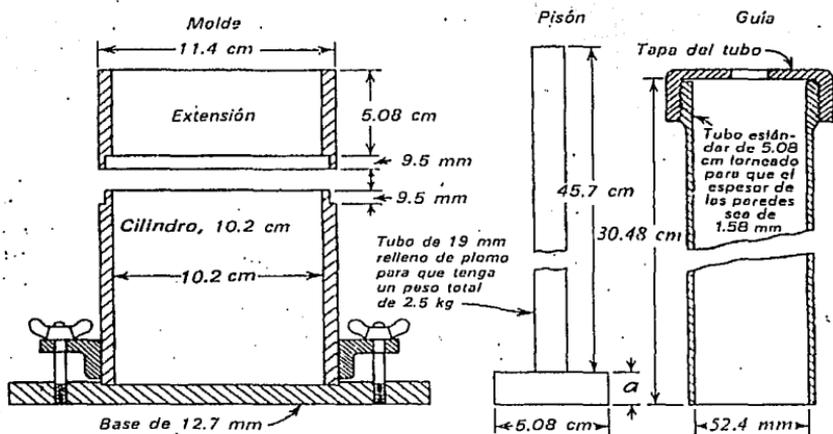


Fig. 5.5 Equipo usado para determinar las curvas de compactación relaciones de la humedad de los suelos (Método ASTM D-698)

La medida de la compactación es el peso volumétrico seco, es decir el peso por metro cúbico de los componentes sólidos del suelo que están en el recipiente. Los valores del peso volumétrico seco se determinan para una serie de muestras de suelo cada una de las cuales tienen una cantidad de agua inicial diferente. Es común que las primeras mediciones se hagan con un suelo bastante seco y así sucesivamente hasta tener suelos con mayor contenido de agua, hasta que el suelo húmedo que puede introducirse en el molde alcanza un máximo y empieza a decrecer. Los resultados se representan con curvas de compactación.

Fig. 5.6

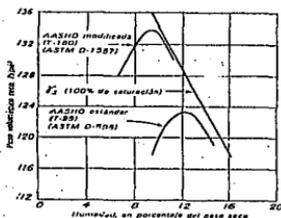


Fig. 5.6 Curvas de compactación para una morrena glacial, usando dos energías de compactación diferentes.

El peso volumétrico de un suelo compactado en el lugar, se determina en campo. Para tal fin se excava una cala de 7 a 15 cm de diámetro, a través de la capa compactada. Los lados de la cala deberán quedar tan lisos como sea posible y todo el suelo excavado deberá guardarse cuidadosamente. Del suelo se determina el contenido de agua y de la cala su volumen llenándolo con arena seca calibrada. (ASTM D'1556, AASHTO T-147).

El peso volumétrico seco del lugar está dado por la expresión:

$$\gamma_d = 100W_w / ((100 + w) * V) \dots\dots\dots(5.6)$$

en donde W_w es el peso total de la muestra incluyendo el agua

V es el volumen total de la muestra

w es el contenido de agua

Es práctico y más económico que el tendido del material en rellenos estructurales esté libre de obstáculos como podrían ser zapatas de cimentación y otras construcciones. Cuando se va a llevar a cabo una excavación previa al tendido para retirar un material que no se considera adecuado para que sobre éste se desplante el relleno, es importante que no se inicien los trabajos de compactación hasta que este retirado el material excavado, para evitar su contaminación.

Entre los principales equipos de compactación se citan:

a) Compactadores neumáticos. De 20 tons o más de peso con cuatro ruedas en fila, presión en llantas de 4 kg/cm², que usualmente logran la compactación después de 6 pasadas en materiales granulares ligeramente cohesivos Fig. 5.7

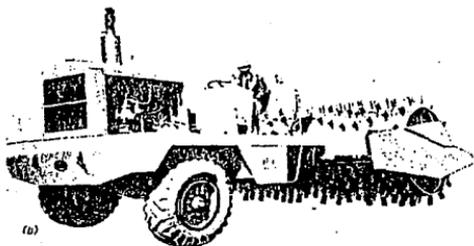
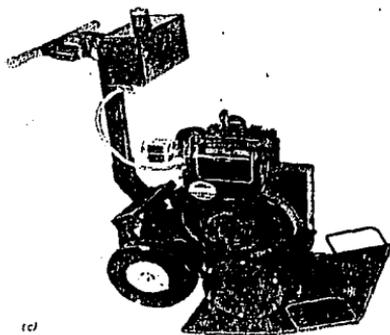
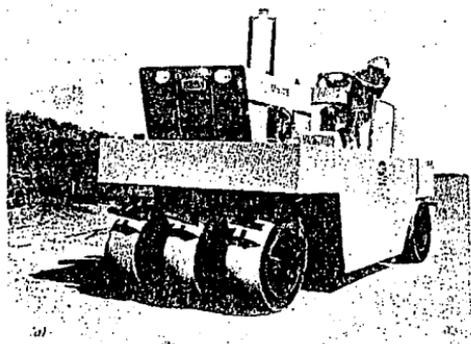


Fig. 5.7, 5.8, 5.9 Equipo comunmente usado para compactación. a) Rodillo neumático. b) Rodillo de pata de cabra. c) Placa vibratora para tabajar a mano

b) Rodillos pata de cabra. Más efectivos en suelos finos (arcillas o limos). Son tambores de acero, de más de un metro de longitud, y diámetros del orden de un metro, a los que se fijan salientes o patas, que sobresalen unos 25 cm, de la superficie del tambor y que tienen un área de apoyo usualmente comprendida entre 25 y 50 cm². En ocasiones los tambores se lastran para que pesen dos 2 t y los vástagos apliquen presiones del orden de 8 kg/cm², aproximadamente. Generalmente son necesarias de seis a ocho pasadas para obtener la compactación requerida. Fig. 5.8

c) Rodillos vibratorios. Muy utilizados en arenas y gravas desprovistas de cohesión. Consisten en tambores de acero que aplican un peso de 3 a 5 toneladas aproximadamente, más una fuerza oscilatoria vertical de magnitud ligeramente menor, aplicada con una frecuencia del orden de 20 Hz., generalmente son necesarias dos pasadas. Fig. 5.9 (Peck, 1987)

Los factores climatológicos pueden afectar las propiedades del material con que se construye el relleno estructural. En un clima lluvioso es probable que se altere la capa superficial antes de llevar a cabo el desplante de la cimentación, por lo que se recomienda retirar esa capa (de 5 a 10 cm) de espesor y colocar de inmediato una plantilla de concreto pobre.

5.3.2.1 Cimentaciones superficiales en arcillas

Las cimentaciones superficiales en arcillas encierran un gran número de interrogantes ya que estas pueden estar en diferentes estados desde blandas normalmente consolidadas a duras preconsolidadas (capítulo 1).

Es importante para decidir el método constructivo para la cimentación recordar que las arcillas están compuestas por una gran cantidad de partículas microscópicas, donde las ligas fisicoquímicas definen su comportamiento. Fig. 5.10

Cimentaciones sobre rellenos compactados

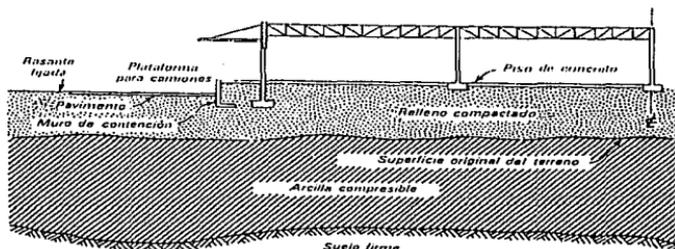


Fig. 5.10 Sección Transversal en un edificio para industria ligera sobre suelo compactado.

5.3.2.2 Cimentaciones en arcillas blandas compresibles

Las cimentaciones superficiales sobre depósitos de arcilla blanda normalmente consolidada y de depósitos de limos plásticos, comúnmente muestran asentamiento excesivo, aunque las presiones en el suelo sean relativamente pequeñas.

Cuando esto ocurre y se tiene una cimentación superficial mediante zapatas, es conveniente optar por una losa de cimentación de la resistencia y rigidez adecuadas o bien utilizar una cimentación profunda. En el caso de que la cimentación superficial sea a base de una losa de cimentación, y se tienen asentamientos mayores a los permisibles, es recomendable aumentar la profundidad de desplante, incrementando así, la cantidad de excavación. Frecuentemente es posible compensar todo el peso de la estructura con el peso del suelo excavado para los sótanos.

5.3.2.3 Cimentaciones en arcillas expansivas

Se le llaman arcillas expansivas a aquellas que presentan cambio de volumen al modificarse su contenido de agua, esto es, cuando entran en contacto con el agua se expanden mientras cuando pierden agua se contraen. La fuerza de expansión de la arcilla puede ser tan grande que cimentaciones hechas a base de zapatas o losas pueden ser levantadas provocando con esto agrietamientos en muros o su falla Fig. 5.11. En general la expansión y contracción de arcillas profundas son menores que las superficiales por lo que una forma de disminuir los efectos en las zapatas es deplantandolas a una mayor profundidad.

Las arcillas expansivas muestran alto límite líquido y alto índice de plasticidad, una relación de vacíos alta y un peso volumétrico bajo por lo que se hace una prueba de expansión que consiste en agregar agua a una muestra inalterada e ir midiendo el incremento de volumen en ella.

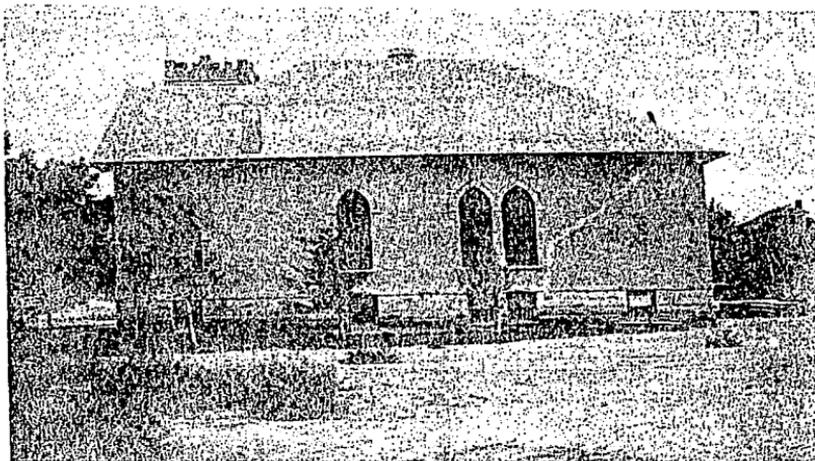


Fig. 5.11 Agrietamiento en muros

Para disminuir los efectos de una arcilla expansiva en las cimentaciones superficiales se han ideado diversos procedimientos:

Algunas veces se colocan traveses de cimentación sobre arcillas secas, los cuales pueden ser agrietados debido a la presión que sobre ellas provocan las arcillas al sufrir la expansión. Por tanto, es necesario para prever un hueco bajo las traveses a fin de que la arcilla se expanda sin ejercer presión ascendente sobre aquellas.

La forma más simple de provocar ese hueco bajo las traveses consiste en excavar 50 cm debajo de éstas y luego colocar el material en estado suelto a fin de que la arcilla tenga espacio libre para sus movimientos, en muchas ocasiones colocar paja o hierba empacada en el fondo de las zanjas de las traveses ha dado buenos resultados, ya que cuando la arcilla comienza a expandirse comprime a la paja evitando así que presione fuertemente a la trabe

Fig. 5.12, 5.13

CIMENTACIÓN SOBRE ARCILLAS EXPANSIVAS

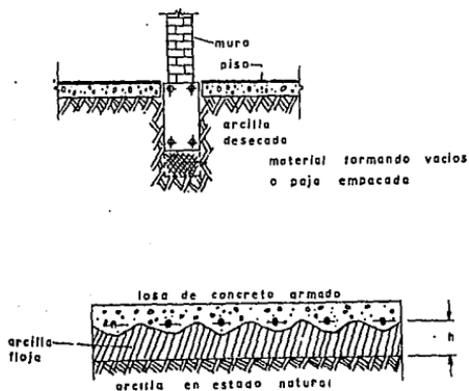


Fig. 5.12 Cimentación sobre arcillas expansivas

CIMENTACIONES EN TERRENOS PLÁSTICOS Y ELÁSTICOS

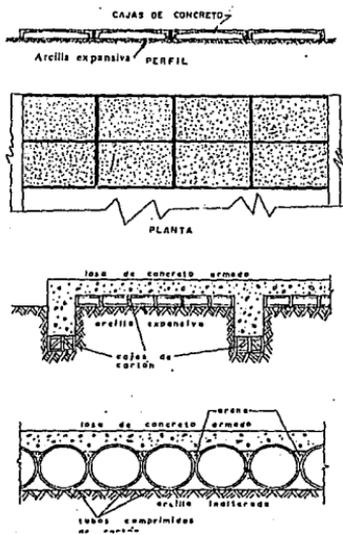


Fig. 5.13, 5.14, 5.15 Cimentaciones en arcillas expansivas

Otro método para el tratamiento de las arcillas expansivas en cimentaciones, consiste en colocar debajo de las losas cajas de fibra de plástico o de concreto, como bovedillas; también pueden utilizarse cajas o tubos de cartón como muestra la Figura 5.14

En ocasiones se prefiere retirar el material y utilizar material inerte como tepetate compactado que tendrá un espesor D_f tal que γD_f sea igual o se aproxime a la presión de expansión.

Otra alternativa es el empleo de pilas llevadas a profundidades por debajo de los cambios estacionales, que ante expansiones funcionan como anclas. El concreto con el que se llenan las perforaciones se refuerza en toda su longitud, incluyendo el tramo de campana, debido a la subpresión del suelo superior, provocando tensiones en las pilas. Las pilas se unen a contratraves de concreto reforzado que a su vez soportan toda la estructura, incluyendo los pisos. Fig. 5.15

Medidas preventivas como la construcción de banquetas impermeables alrededor de la estructura, de 2-3 m de ancho son apropiadas para reducir el riesgo de saturación del terreno de cimentación.

El humedecimiento previo del terreno, tratando el empleo de sobrecargas y la mezcla de arcilla expansiva con cal o cemento, son otros procedimientos que se han usado en ocasiones para contrarrestar el efecto de los suelos expansivos.

5.3.3.1 Cimentaciones en arenas

La elección del tipo de cimentación en arenas está en función de la compacidad relativa de éstas (determina la capacidad de carga capítulo 1), de su ángulo de fricción interna y la posición del nivel de aguas freáticas (excavar bajo él, requiere de un sistema de abatimiento)

Es importante recordar que el peso volumétrico de la arena no varía mucho, si ésta, se encuentra saturada o seca, sin embargo si la arena está localizada por debajo del NAF, solamente el peso del material sumergido es efectivo para producir fricción, por lo que cualquier variación del NAF debe ser reportado inmediatamente al geotecnista,

5.3.3.2 Cimentaciones en suelos colapsables

Un suelo colapsable es aquel que al saturarse estando sometido a carga, disminuye su volumen provocando asentamientos súbitos. Entre los suelos que se comportan de esta manera están los loess, las arenas arcillosas sueltas, las arenas sueltas cementadas por sales minerales y algunos suelos residuales que provienen del granito.

La forma de identificar a estos suelos en campo es observar cualitativamente ciertas características, como son su desmoronamiento por inmersión, peso volumétrico bajo, alta relación de vacío. En laboratorio se determina su porcentaje de colapso por medio de pruebas en odómetro (Capítulo 1).

Para cimentar en estos suelos se acostumbra losas de cimentación que permitan una presión de contacto reducida. También se puede desplantar por medio de zapatas aunque con reducida presión de contacto y evitando su saturación.

En el caso de que no se logre reducir la presión que transmite la cimentación al suelo por debajo de la presión crítica como alternativa se ha retirado el material y volviendolo a colocar pero bien compactado.

En algunos lugares se ha optado con inudar el suelo provocando con esto el colapso, pero para lograr el esto se necesita de una carga adicional, por lo que este procedimiento no es recomendable.

En dado caso que el material colapsable tenga un espesor tal que haga antieconómico el retiro y compactación del material se sugiere desplantar por medio de pilas o pilotes.

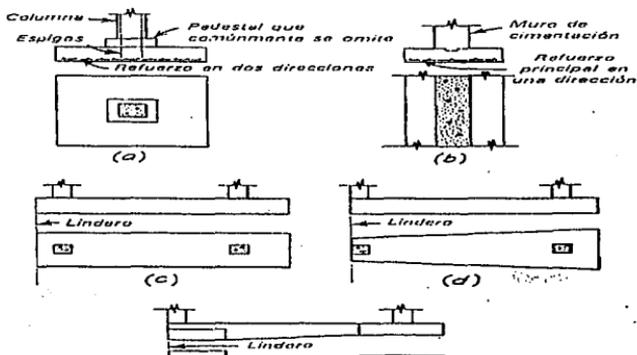
5.4. Construcción de cimentaciones superficiales

Para la colocación de el acero de refuerzo en zapatas aisladas o continuas el diseñador debe de especificar el diámetro de la varilla, la separación de ésta, su escuadra, la longitud de traslape, el anclaje de castillo, columnas y/o muros de concreto.

Cuando se lleve a cabo el colado de las zapatas el sito donde se realizará dicho colado debe estar seco, y el recubrimiento del refuerzo debe ser de 3.0 cm como mínimo. Para la construcción de losas, no debe de colarse en presencia de agua y siempre debe tener una plantilla que la protega del contacto directo con el suelo de 5 cm hecha a base concreto pobre.

Es recomendable que se dejen los pasos para las diferentes instalaciones evitando el tener que romper la losa después del colado. Fig. 5.16

Zapatas y losas de cimentación



5.5 Fallas en cimentaciones superficiales

a) Asentamiento diferencial debido a un estrato compresible que produce deformación en los nudos de la estructura, debido a una carga no uniforme sobre el subsuelo, eliminación de agua por bombeo, desplazamiento lateral en los suelos cohesivos, por flujo plástico del suelo al ser solicitado por un cimiento, por actividades mineras, por la erosión del subsuelo.

Fig. 5.17

b) Falla por insuficiencia de acero en zonas donde existan momentos flexionantes o cortantes. Fig. 5.18

c) Falla al existir volteo en una zapata por una carga descentrada (se recomienda al constructor que verifique con el proyectista cuando se encuentre una zapata o contratrabe en linderos para que revise problemas de volteo o torsión)

d) Falla por deslizamiento del suelo en una ladera (es recomendable si se tiene que construir en una ladera, que el constructor tenga niveles, que le permitan verificar la estabilidad del talud). Fig. 5.19

Es de interés para el constructor el conocer lo que puede originar que una cimentación superficial presente una falla, ya que en algunos casos debe comunicar el problema al ingeniero geotécnico ó al proyectista ó resolverlo.

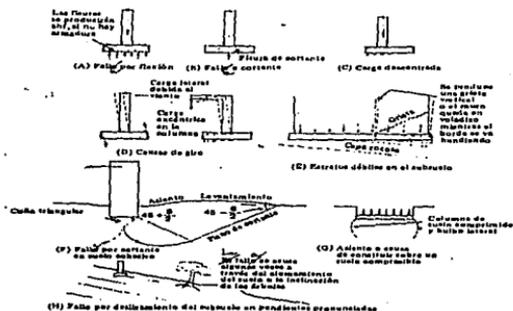


Fig. 5.17, 5.18, 5.19, Fallas en cimentaciones superficiales

6. Cimentaciones profundas

6.1.1 Introducción

En este capítulo se verá la importancia de las cimentaciones profundas, dado que gran parte de las edificaciones en la Ciudad de México y en la república Mexicana requieren de este tipo de cimentaciones debido principalmente a las características de subsuelo.

Por lo anterior una cimentación profunda es empleada cuando:

a) La carga transmitida por el edificio no puede ser distribuida suficientemente a través de una cimentación superficial y en la solución posible se exceda la capacidad de carga del suelo .

b) Cuando los estratos inmediatos al cimiento pueden determinar asentamientos mayores que si se desplanta sobre un estrato a mayor profundidad, el cual tiene una mayor capacidad de carga.

c) Cuando el terreno es susceptible de sufrir, superficialmente, grandes variaciones estacionales.

d) En terrenos con gran contenido de agua.

e) Cuando los cimientos pueden estar sometidos a esfuerzos torsionantes, como pueden ser edificios altos con fuerzas de viento, sismo, empujes del subsuelo debido a cambio volumétricos de los mismos, etc.

f) Cuando sea necesario resistir cargas inclinadas como pueden ser los de un muelle para resistir el impacto de atraque de los barcos.

g) Para realizar una recimentación.

Dado los factores arriba descritos se han tenido que desarrollar diferentes tipos de pilotes o pilas, cuya eficiencia está en función:

- a) De la adherencia y fricción entre el suelo y el perímetro del pilote o pila
- b) De la resistencia de los materiales que van a ser utilizados, en la punta de los mismos y lo largo de estos.
- c) De la combinación de los dos puntos arriba señalados.

5.1.2 Materiales para la fabricación de los pilotes

Para la fabricación de los pilotes desde tiempos remotos se han utilizado diversos tipos de materiales:

- a) De madera los cuales se han utilizado desde la prehistoria, ya que los habitantes de las zonas lacustres construían sus casas apoyándolas sobre troncos hincados en el barro del fondo. Las cimentaciones de este tipo se conservaban si se mantenían en pantanos, lo que si llegaba a afectar eran las variaciones de contenido de agua del subsuelo, ya que en unas épocas se mantenían con grandes contenidos de agua y en otras secas.

Hoy en día si se utilizan cimentaciones de madera se protegen a estas por medio de una sustancia protectora aplicada a presión, que evite el ataque de hongos e insectos. Generalmente se utilizan pino aunque si se requiere de mayor resistencia se usará haya, teca, carpio, etc. Es recomendable el proteger las puntas con elementos metálicos. Fig. 6.1

b) De acero suelen ser de secciones en H o en cajón, los cuales suelen ser rellenos con concreto una vez colocados.

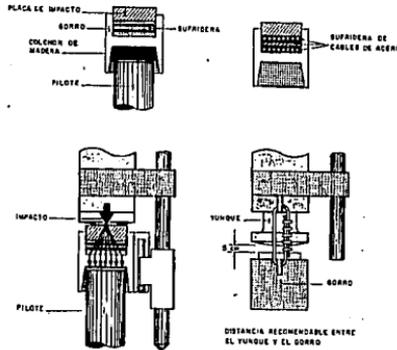


Fig. 6.1 Gorros de protección

Para evitar la corrosión suelen contener un alto contenido de cobre o bien contener pinturas anticorrosivas.

c) De concreto los cuales pueden ser prefabricados o construidos en sitio

c.1) Los prefabricados pueden estar constituidos por concreto armado o pretensados los cuales presentan inconvenientes en el momento de ser transportados y tienen menor resistencia a la fricción que los colados in situ. Aunque la ventaja es que se tienen un mejor control de calidad que los colados in situ. Figs. 6.2, 6.3

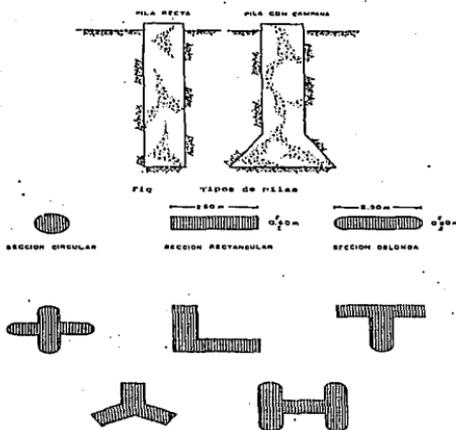


Fig. 6.2, 6.3 Secciones transversales de pilas

c.2) Los fabricados in situ, que consisten en colar los pilotes utilizando concreto en perforaciones realizadas previamente lo cual evita que se desaproveche el material, su transportación sea más barata, la maquinaria es más sencilla, la fricción entre pilote o pila y suelo es mejor, se puede ensanchar la punta de la pila o pilote para mejorar su capacidad de carga, su construcción es menos ruidosa.

Las desventajas es que el concreto puede mezclarse con algún material que lo contamine, puede tener recubrimiento insuficiente, no son muy flexibles, no se pueden retirar en caso de error, pueden tenerse problemas en el momento de excavar las perforaciones previas, en suelos de baja resistencia necesitan ademsarse las perforaciones. Figs. 6.4, 6.5 (Ramiah,1990, Launed,1977, Costet,1975)

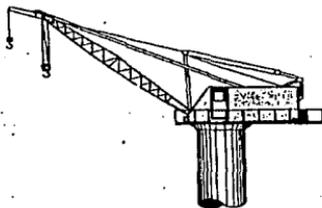


Fig. 6.4 Grua fija

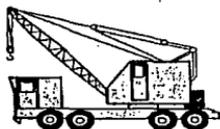
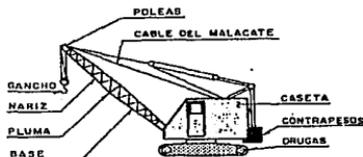


Fig. 6.5 Grua Movil



6.2 Construcción de pilas

6.2.1 Introducción

Se dice que se tiene una cimentación profunda por medio de pilas cuando estas tienen una sección transversal cuyo diámetro o lado es mayor a 60 cm (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989)

De acuerdo a la forma en que trabajarán las pilas estas se dividen en:

6.2.1.a Pilas de punta se utilizan cuando el estrato de suelo superficial es blando y compresible, cuando el peso y cargas de la superestructura Q son importantes, en ocasiones se ensancha su base aumentando su capacidad de carga.

6.2.1.b Pilas de punta con empotramiento, para incrementar la capacidad de carga de las pilas se pueden empotrar una cierta profundidad E en el estrato resistente.

6.2.1.c Pilas verticales con carga horizontal, en donde las fuerzas horizontales permanentes de reacción de una estructura o temporales inducidas por un sismo se pueden recibir aunque en forma poco eficiente con pilas verticales.

6.2.2 Procedimiento constructivo para pilas

Para llevar a cabo una cimentación por medio de pilas se realiza en el lugar una excavación previa o perforación por medio de un barreno cilíndrico vertical en el subsuelo que sea estable por sí o con ayuda de lodos hasta la profundidad de proyecto. Esta excavación se lleva a cabo por medio de máquinas perforadoras que hacen barrenos en el subsuelo, utilizando una barra en cuyo extremo inferior se coloca una herramienta de avance tal como una broca, un bote cortador, un trépano, etc.; estas son cargadas por medio de grúas que pueden ser fijas o móviles cuya capacidad varía normalmente entre las 45 y 80 ton con plumas rígidas de 18.3 m de longitud. Los equipos de excavación pueden ser rotatorios o de percusión respectivamente.

Los equipos de percusión operan a través de un sistema que puede ser mecánico, neumático o hidráulico, los cuales transmiten una serie rítmica de impactos al material por perforar por medio de un elemento de corte o de ataque. Se aplican principalmente en rocas ya que en suelos más blandos su eficiencia se reduce notablemente.

Los equipos de rotación para perforación basan su operación en la transmisión de un par motriz a una barra (kelly) en cuyo extremo inferior se encuentra un dispositivo cortador que penetra en el terreno a base de rotación.

La selección de la perforadora a utilizar está en función de las propiedades mecánicas que presenten los materiales del lugar, así como del diámetro y profundidad proyectadas para las pilas. Fig. 6.6

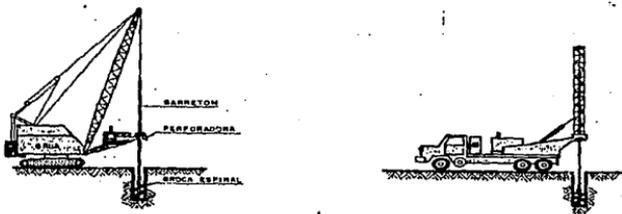


Fig. 6.6 Perforadora montada

Un equipo de excavación muy utilizado en México es el de excavadora de almeja que son hidráulicas guiadas, integradas por dos quijadas móviles que se accionan con cilindros hidráulicos adosadas en la parte inferior de un barretón o kelly rígido. Figura 6.7

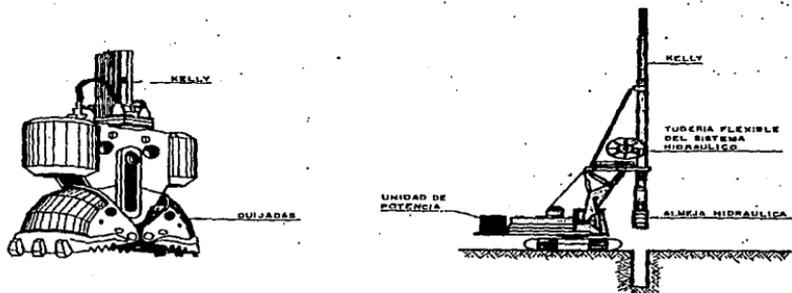


Fig. 6.7 Almeja hidráulica para excavaciones oblongas y almeja hidráulica guiada, montada sobre equipo de excavación

Existe también un equipo llamado vibrohincador que son máquinas diseñadas para llevar a cabo el hincado o extracción de tubos o perfiles de acero en el subsuelo, por medio de la acción dinámica de un generador de vibraciones, más el peso propio del equipo cuando realizan hincados o la capacidad de levante de una grúa cuando son extracciones.

En la construcción de pilas el vibrohincador es utilizado en el hincado del ademe que sirve como protección de las perforaciones por medio de amordazar el borde superior del ademe y colocarlo verticalmente en el sitio indicado dejando que penetre hasta la profundidad de proyecto aprovechando el peso propio del martillo, del tubo y las vibraciones del equipo. Para la extracción se aplica hacia arriba el tiro de la grúa a la vez que se tiene en funcionamiento el martillo vibratorio. Fig. 6.8

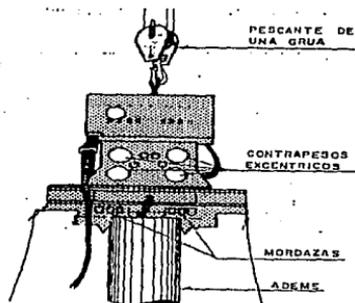


Fig. 6.8 Vibrohincador

A continuación se describe brevemente la herramienta que es comunmente utilizada en la elaboración de las pilas en campo:

a) Brocas espirales que pueden ser cilíndricas o cónicas formadas por una hélice colocada alrededor de una barra central; los elementos de corte están constituidos por dientes o cuchillas de acero de alta resistencia colocadas en el extremo inferior. Las brocas se fijan a la punta del barretón o kelly por medio de un perno.

Las espirales cilíndricas se emplean en suelos cohesivos que se localizan arriba del NAF, mientras que las cónicas se utilizan en suelos con boleos o suelos duros. Fig. 6.9

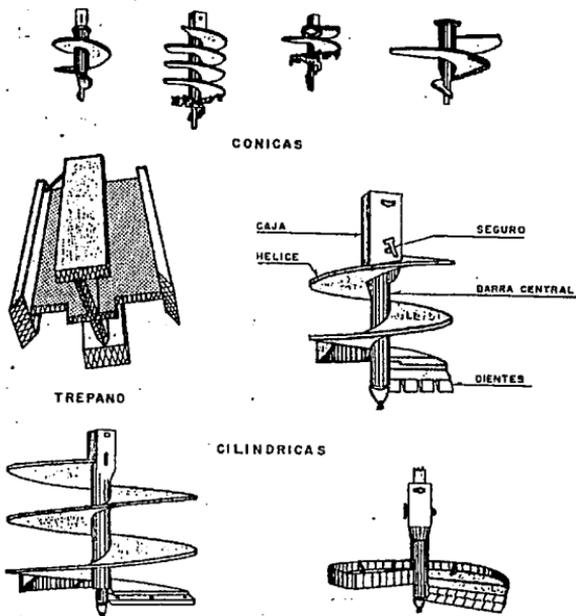


Fig. 6.9 Brocas espirales

b) Los botes cortadores que son cilindros de acero con una tapa articulada en la base donde se localizan los elementos de corte además de unas trampas que permiten la entrada del material cortado pero que impiden su salida, son empleados en suelos cohesivos o no cohesivos aun bajo el NAF. Fig. 6.10

c) Los botes ampliadores sirven para formar la campana en el fondo de la excavación por medio de dos alerones cortadores que sobresalen del bote a medida que se va cortando el material. Fig. 6.11

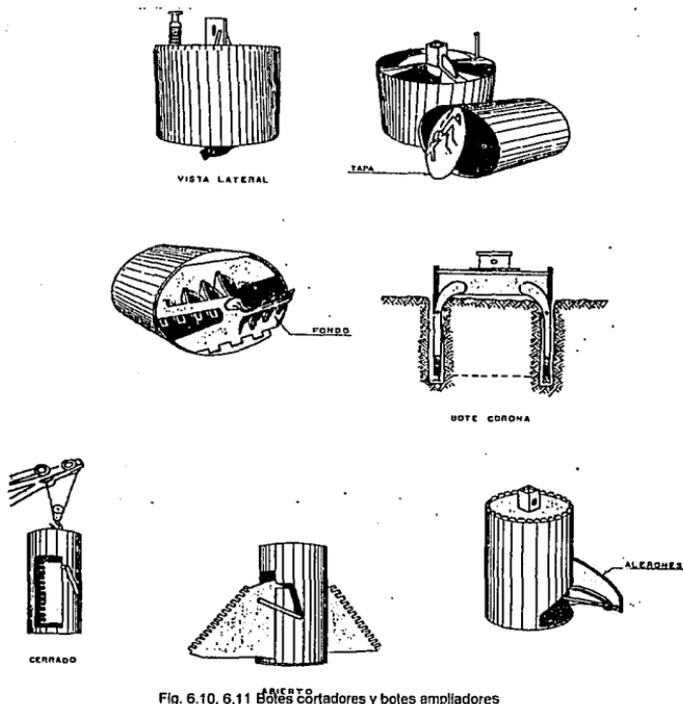


Fig. 6.10, 6.11 Botes cortadores y botes ampliadores

d) Trépanos son herramientas que trabajan a percusión, utilizadas para romper rocas.

Una vez seleccionado el equipo de perforación se procede a llevar a cabo esta, cuyas dimensiones dependen de los datos proporcionados por el proyectista, teniendo claro donde se encuentra el NAF. Durante su excavación debe de verificarse con frecuencia la verticalidad de las paredes por medio de un nivel de carpintero sobre la barra Kelly entre otras formas de comprobación. Cuando se encuentran obstáculos como boleas, cimientos antiguos o rellenos de desechos, tiende a desviarse de la vertical inclinando el barreno por lo que debe de consultarse al proyectista para que éste tome en cuenta este factor y si es necesario revise

su diseño. Si la perforación se lleva a cabo sobre terreno blando, los asentamientos diferenciales que experimenta puede provocar que la barra quede desalineada. Lo mismo sucede cuando se encuentran suelos muy duros dado que la fuerza adicional puede provocar que no se mantenga alineada la excavación

Una excavación se lleva a cabo sin protección cuando se tienen suelos firmes o compactos, cohesivos, sobre o bajo el NAF que no presentan derrumbes o socavaciones al ser cortados, como pueden ser arcillas y limos arcillosos, firmes, limos arenosos compactos y tobos revisando que no pueda existir algún asentamiento que pueda provocar daños a construcciones vecinas por lo que sería necesario el ademe.

6.2.2.1 Existen en la construcción de pilas dos formas de sostener las paredes y evitar la inestabilidad del suelo cuando se está haciendo la perforación del terreno:

a) Ademada

Que es comúnmente utilizada en suelos que presentan inestabilidad por características propias o por la presencia de factores que pueden afectar su estabilidad, como puede ser la presencia del NAF. Para lograr el ademado de la excavación se utilizan comúnmente tubos metálicos cuyo diámetro depende de las especificaciones de la pila dados por el proyectista, el cual deberá proporcionar también el espesor del tubo que está en función de los esfuerzos a los que estará sometido el ademe durante el hincado, soporte y extracción y cuya longitud estará en función de la estatigrafía del suelo.

El tubo puede ser hincado mediante el empleo de un martillo golpeador o un vibrohincador efectuándose esta operación las veces que sean necesarias, haciendo varios ciclos de perforaciones cortas alternadas con la colocación de tramos de ademe soldados a tope hasta lograr la longitud requerida: para lograr la extracción del material que está en el interior del

tubo se utilizan herramientas descritas anteriormente como puede ser un bote cortador, estos ademes se pueden recuperar una vez colada la pila o se dejan como parte integral de la misma. Fig. 6.12

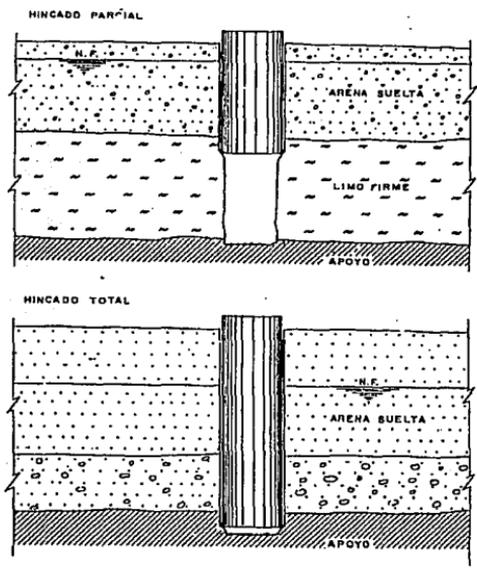


Fig. 6.12 Ademes de tubo de acero

b) Con lodo

Se le conoce con el nombre de lodo a la combinación de materiales como son: Agua y arcilla coloidal generalmente bentonítica cuya dosificación en agua dulce en es de un porcentaje de 5 a 10 % su peso con relación al agua, donde los sistemas de mezclados pueden ser por bombeo que permite recircular el lodo o por medio de espas que giran dentro del recipiente aunque este método se considera poco eficiente, existen también mezcladores por medio de chiflones cuando se requieren pequeños volúmenes de lodo, el tiempo aproximado de mezclado varía entre 3 y 10 min y se deja reposar de 8 a 24 horas.

El lodo es empleado para:

b.1) Estabilizar las paredes ya que forma una película plástica e impermeable producida por el depósito de las partículas sólidas del lodo al filtrarse éste a través de las paredes de la perforación. Esta película también llamada enjarre o costra permite que se desarrollen las presiones hidrostáticas del propio lodo contra las paredes de la perforación, buscando así su estabilización evita también la pérdida del agua del mismo lodo.

b.2) Para remover y transportar recortes de suelo debido a la circulación del lodo. La capacidad para sostener las partículas depende de la velocidad con que fluya el lodo hacia la superficie.

b.3) Enfriar y lubricar herramienta

b.4) Contrarrestar subpresiones para lo que se agregan materiales pesados como barita.

El lodo debe de sustituir progresivamente el material extraído de la perforación, teniendo especial cuidado de mantener el nivel de aquél muy cercano al brocal, para garantizar que se aplique la máxima carga hidrostática sobre las paredes. El lodo puede ser reutilizado siempre y cuando se tenga un control de calidad y el proyectista autorice esto. También es común que se combinen los métodos de adorno con el del lodo bentonítico.

Existen ocasiones en que el lodo se contamina por captación de sólidos indeseables, ya sean arcillas que provoquen un incremento en la viscosidad o arenas que causen una sedimentación no controlada.

Cuando es la arcilla la que se contamina, la regeneración del lodo se realiza agregando agua para diluir la mezcla, cuando es arena se han desarrollado métodos como:

1. Empleo de tanques de sedimentación portátiles o en sitio
2. Uso de mallas vibratorias colocadas en serie o en paralelo es decir una a continuación de la otra, donde el lodo filtrado se recupera en tanques de sedimentación.
3. Aplicación de hidrociclones para la separación de arenas cuya función es la de separar la fracción fina de los sólidos que no fué posible retener en las mallas. Figura 6.13

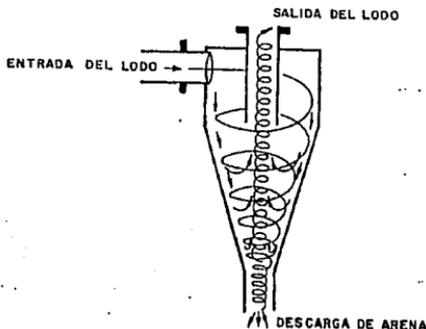


Fig. 6.13 Hidrociclón

6.2.2 Armado y colado de las pilas

El acero está en función de lo señalado por el proyectista, dado que es éste el que define el armado del acero de refuerzo. Al constructor le corresponde el vigilar que sea colocado de acuerdo a las indicaciones señaladas en los planos de cimentación, vigilando que se cumplan con los traslapes, para que estos no se encuentren localizados en una misma sección, ya que de acuerdo a reglamento no puede haber más de un 30% de traslape en una misma sección. Debe tener en cuenta el despiece que tendrá la pila para poder así, lograr una mayor eficiencia del material a utilizar, logrando con lo anterior una abatimiento de los costos. Debe de recordarse que para varillas del número 8 (una pulgada de diámetro) y menores es recomendable traslaparlas una longitud equivalente a los cuarenta diámetros, pero nunca menos de 30cm. Para las varillas del número diez o mayores no se aconseja el traslape sino

soldar las varillas. La distancia entre varillas paralelas no debe ser menor que el diámetro nominal de la varilla o una y media veces el tamaño máximo del agregado y nunca menor de 2.5 cm, lo que sea mayor. Cuando se usen paquetes estos deberán tener 4 varillas como máximo y las mismas deberán de terminarse en intervalos de 40 diámetros, para fines de espaciamiento un paquete se considera como unidad. Para refuerzo en espiral el espaciamiento centro a centro no debe ser mayor que un sexto del diámetro del núcleo de concreto. La separación libre entre las espirales no debe de ser mayor de 7.5 cm ni menor que 3.5 cm o 1.5 veces el tamaño máximo del agregado. Para estribos circulares o rectangulares no debe ser mayor que 16 veces el diámetro de la varilla longitudinal o 48 veces el diámetro del estribo o la dimensión del menor elemento, Figs 5.14 , 5.15

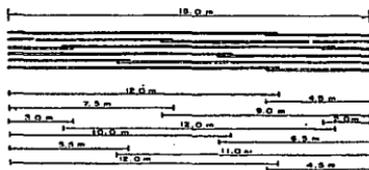


Fig. 6.14 Secuencia de utilización de varillas de 12 m de longitud y 1/2" en un armado de 16 m de longitud

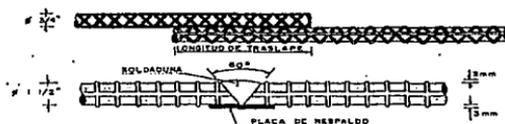


Fig. 6.15 Detalle de traslape y soldadura de varillas

Para lograr una buena adherencia entre el concreto y el acero, en ocasiones se recurre a los dobleces de las piezas de acero cuya geometría depende del diámetro de la varilla.

El recubrimiento, cuya función primordial es la de proteger al acero de agentes que de alguna forma pueda degradarlo, en pilas deberá ser de 7.5 cm si es un medio ambiente no agresivo y de 10 cm si es agresivo.

Para el manejo del armado antes del colado se suele colocar acero adicional para que éste sea cargado e introducido en la perforación, cuyas características deban ser proporcionadas por el proyectista. Para el colado de la pila el tamaño máximo del agregado se recomienda que no sea mayor de las 2/3 partes de la abertura mínima entre el acero de refuerzo o del espesor del recubrimiento, lo que sea más pequeño. El revenimiento deberá de ser de entre 15 y 20 cm, además del empleo de aditivos para retardar el fraguado y tener mayor manejabilidad, no debe tenerse juntas frías.

Antes de proceder al colado se debe verificar que esté limpia la zona de colado, eliminando azolves o sedimentos de material en el fondo de las pilas, cuando se va a llevar a cabo un colado libre de agua este se realiza por medio de bachas (recipientes especiales), los cuales descargan en el fondo con la ayuda de malacates o por medio de trompas de elefante (tuberías de conos segmentadas) Figs 6.16 y 6.17



Fig. 6.16 Funcionamiento de una bacha

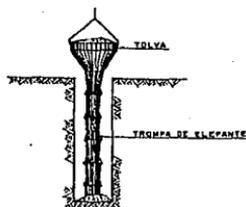


Fig. 6.17 Trompa de elefante

Cuando el colado deba hacerse bajo el agua o con lodo bentonítico, se acostumbra a usar una o varias tuberías cerradas (tremie) de acuerdo con las dimensiones de la pila, cuyo diámetro interno sea por lo menos seis veces mayor que el tamaño máximo del agregado grueso del concreto. Para su manejo puede estar integrado por varios tramos de 3 m de longitud como máximo, fácilmente desmontables, por lo que se recomienda tengan cuerdas de listón trapezoidales. Es importante que la tubería sea perfectamente lisa por dentro y aconsejable que también los sea por fuera. Lo primero para facilitar el flujo continuo y uniforme durante el colado y lo segundo para evitar atoramientos de la tubería en el armado. Arriba de la tubería se acopla una tolva para recibir el concreto con un ángulo comprendido entre 60 grados y 80 grados. Durante la movilización y transporte de los tubos se recomienda engrasar los tubos cuyos diámetros varían entre 20 y 25 cm y sus espesores de pared entre 6 y 8 mm, para cargar las tuberías estas cuentan con un dispositivo especial como se muestra en la Figs. 6.18 y 6.19

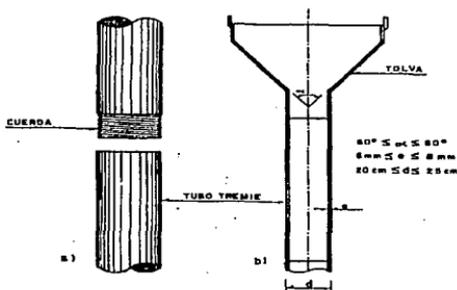


Fig. 6.18 Tubería tremie para colados bajo agua o lodo

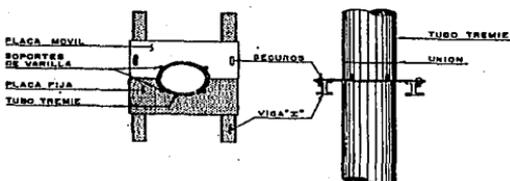


Fig. 6.19 Dispositivo para sostener la tubería tremie

Generalmente los tubos cuentan con unas orejas en el perímetro de los tubos para facilidad de la maniobra. El procedimiento de colado de la tubería tremie coloca el concreto a partir del fondo de la perforación dejando permanentemente embebido el extremo inferior de la misma: así, al avanzar el colado tiene lugar un desplazamiento continuo de lodo (o agua) manteniendo una sola superficie de contacto (la del primer volumen del concreto colocado), esto se logra por la diferencia de densidades entre el concreto fluido (2.4 t/m^3) y el lodo (1.04 t/m^3). Para lograr una mayor eficiencia en el colado se recomienda revisar la tubería antes de que sea colocada dentro de las perforaciones, revisando el estado, conexiones, cuerdas, evitando, tenga desperfectos en las uniones que provoque la entrada del lodo o agua en su interior, existen ocasiones para asegurarse de lo descrito arriba que se coloca en las uniones cinta adhesiva quirúrgica o el equivalente.

Una vez instalada la tubería dentro de la perforación y antes de empezar el colado, es necesario colocar en el extremo un tapón deslizante (diablo) que puede ser una cámara de balón inflada, una esfera de polipropileno, un atado de bolsas vacías de cemento o bentonita, etc., el cual tiene como función primordial evitar la segregación del concreto al iniciar el colado, ya que después el mismo concreto en el interior de la tubería se encarga de amortiguar la caída evitando este efecto. Fig. 6.20

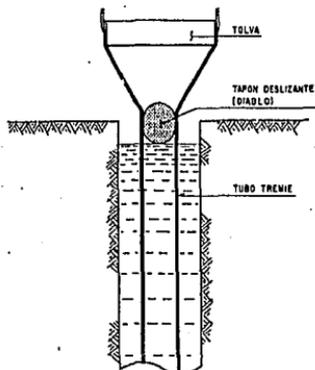


Fig. 6.20 Colocación de tapón deslizante o diablo en la tubería tremie

Al iniciar el colado, el extremo inferior de la tubería debe de estar ligeramente arriba del fondo de la perforación (no más de un diámetro de la tubería, Sociedad de mecánica de suelos, manual diseño y construcción de pilas y pilotes, 1989) para que permita la salida del tapón y del primer volumen del concreto; después de ello y durante todo el colado, el extremo inferior de la tubería debe de permanecer siempre embebido en el concreto fresco, para lo cual es indispensable llevar un registro continuo de los niveles reales de concreto alcanzados durante su colocación, para que en el momento que se juzgue conveniente se pueda retirar tramos de tubería sin el riesgo de que ésta quede fuera del concreto, esta operación debe de ser continua para evitar posibles fraguados del concreto provocando taponamientos.

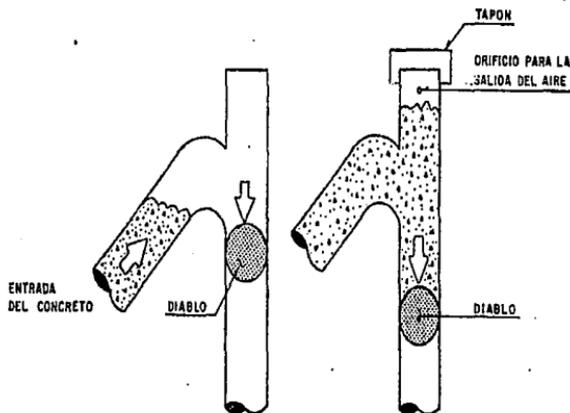


Fig. 6.21 Dispositivo para la colocación del tapón deslizando para colados por bombeo de concreto

Cuando el colado se hace con equipo de bombeo debe revisarse la granulometría de los agregados para evitar la segregación, este método presenta problemas, como por ejemplo la dificultad de colocar el tapón antes de iniciar el colado, esto se puede evitar como se muestra en la Fig. 6.21

Considero de importancia indicarle al constructor que el desarrollo de este inciso está basado en el manual de diseño y construcción de pilas y pilotes por la sociedad de mecánica de suelos 1989, cuya facilidad de lectura, características de equipo y material, así como, de procedimientos de colado usados en nuestro país me hace señalarlo como uno de los mejores libros que para el desarrollo de éste trabajo he encontrado.

6.3 Construcción de pilotes

6.3.1 Los pilotes por sus características de trabajo se dividen en:

- a) Pilotes de control
- b) Pilotes de fricción
- c) Pilotes de punta

a) Los pilotes de control fueron ideados por el Ing. Manuel Gonzales Flores con el fin de realizar ajuste en forma controlada. Son muy utilizados en ciudades que presentan grandes asentamientos debidos a materiales altamente compresibles como pueden ser las arcillas de la ciudad de México. Por lo anterior la característica esencial del pilote de control es que atraviesa la cimentación, generalmente al costado de las trabes y muy de cerca de las columnas con la ventaja de que se puede desplazar verticalmente con la propia cimentación llegando a unos dispositivos de anclaje unidos a la contratrase de cimentación con tubos que permiten el paso de los pilotes de control, estos hacen contacto con unas celdas de deformación que a su vez hacen contacto con una viga de equilibrio unidos por medio de tornillos, los cuales cuando el edificio comienza a sobresalir debido a que el suelo, sobre el cual esta desplantado, comienza a deformarse y los pilotes descansan sobre una capa dura, se desatornilla el dispositivo, se retiran las celdas de deformación, y si es necesario se retira una parte del pilote volviendo a colocar el sistema arriba descrito logrando con esto que el edificio permanezca a nivel original. Fig. 6.22 (Crespo Villalaz, 1991)

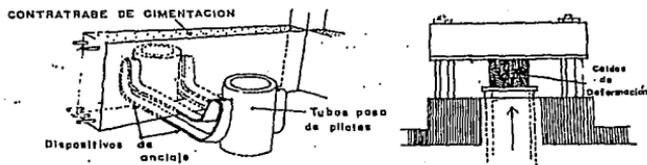


Fig. 6.22 a y 6.22 b

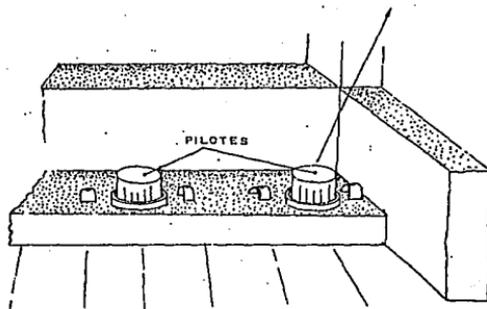


Fig. 6.22 c

b) Pilotes de fricción

Los pilotes de fricción están diseñados para trabajar en conjunto con el suelo que le rodea, por la resistencia al corte que se desarrolla entre el suelo y el pilote, estas fuerzas pueden provenir del rozamiento del pilote con el suelo o de la adherencia, por lo que la capacidad de los pilotes depende de las características del material que rodea al pilote y de las dimensiones de su fuste.

c) Pilotes de punta

Los pilotes de punta obtienen casi toda su capacidad de carga de la capacidad del material sobre el cual la punta encuentra apoyo y del grado en que la punta tenga un asiento satisfactorio sobre o dentro del material resistente.

Cuando se tiene un estrato que no es de alta resistencia se pueden optar por dos soluciones:

1) Un pilote con punta de pequeño diámetro, pero de un tipo capaz de transmitir los esfuerzos del hincado a la punta sin excesiva pérdida de energía, es probable que penetre mucho en el estrato firme y desarrolle una alta capacidad, combinando el apoyo de la punta con una fricción en la zona embebida, sobre todo si la parte inferior del pilote es de sección cónica.

2) Un pilote con punta muy grande que puede ser de placa o de concreto precolado, o bien tener la forma de una ampliación o pedestal, hecho, inyectando concreto fresco en el suelo blando que quede directamente arriba del estrato de apoyo. La capacidad de carga no puede aumentarse por ningún efecto de cuña, porque la penetración del pilote en el estrato resistente, está gobernado enteramente por la capacidad y compresibilidad del suelo sobre el cual se apoya el propio pilote. Los pilotes de punta acampanada son más útiles en los materiales granulares sueltos o si se tienen capas resistentes muy delgadas.

Es de suma importancia el conocimiento de los esfuerzos de trabajo permisibles en los pilotes que disminuyen de sección la cual no debe de exceder de 0.25 a $0.33 f'c$ donde $f'c$ es la resistencia del concreto a la compresión simple a los 28 días, mientras que los de acero se limitan a 900 kc/cm^2 . (Peck, 1987)

6.3.2 Equipo

Para el equipo de transporte, perforación, colocación de los pilotes, se puede consultar el equipo descrito para las pilas en lo referente a, grúas, perforadoras y vibrohincadores.

Los martillos son equipos que generan impactos en serie para el hincado de pilotes, tablestacas, tubos, etc.. Generalmente estos equipos trabajan a base de un sistema de combustión interna, que emplea diesel como energético, para levantar la masa golpeadora al mismo tiempo que se aprovecha su explosión para incrementar el impacto del hincado. Su ciclo de operación está basado con la caída libre de un pistón guiado dentro de un cilindro que al comprimir el aire en el interior de la cámara de combustión se produce el encendido y explosión súbita del diesel previamente inyectado. La explosión y el impacto de la masa que golpea provocan la penetración del pilote en el terreno y la expansión de los gases quemados impulsa el pistón hacia arriba y así sucesivamente.

Para el hincado eficiente de pilotes deben de seleccionarse martillos con energía y peso del pistón con las dimensiones, pesos y capacidad de carga esperada en aquellos adecuados a un problema dado. Generalmente se busca que el peso del pistón móvil no sea menor de 0.3 a 0.5 veces el peso del pilote. En el caso de que el pistón pese menos que los valores arriba mencionados se corre el riesgo de no alcanzar la capacidad de carga que le fué asignada, pudiéndose dañar además la cabeza por el excesivo número de golpes en el intento vano de llevar el pilote a su posición correcta. Por el contrario, si el pistón es demasiado pesado en relación al pilote, éste puede sufrir daños en toda su longitud. Fig. 6.23

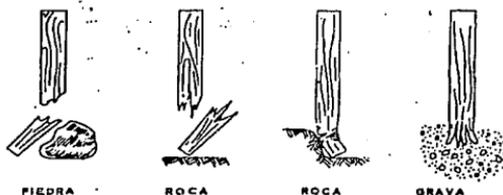


Fig. 6.23 a Fallas de los pilotes de madera

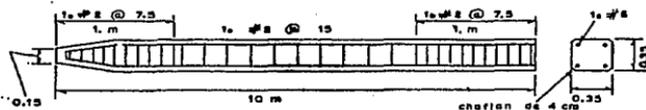


Fig. 6.23 b Armado de un pilote

6.4 Herramientas

Las resbaladeras son estructuras que se integran a las plumas de las grúas y que sirven para el deslizamiento tanto del martillo piloteador como el dispositivo de disparo; pueden ser fijas, oscilantes y suspendidas por cable. Fig. 6.24

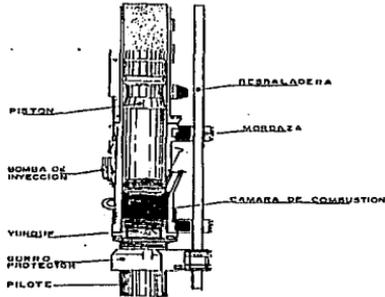
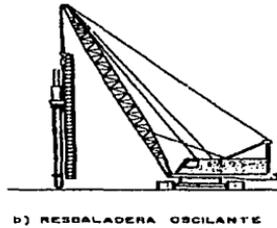
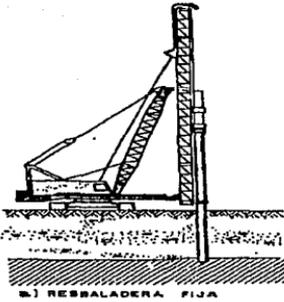


Fig. 6.24 Martillo Diesel



c) RESBALADERA SUSPENDIDA POR CABLE

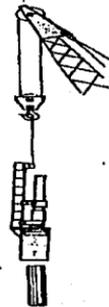


Fig. 6.24 Tipos de resbaladeras

Los gorros de protección protegen la cabeza de los pilotes durante su hincado se emplean dispositivos que amortiguan y distribuyen la energía de los impactos del martillo sobre la cabeza evitando daños mayores. los gorros están integrados por una estructura monolítica de acero en forma de caja. En la parte superior se le coloca una sufridera que puede ser a base de madera, micarta, material plástico o trozos de cable de acero y sobre ella una placa metálica. En la caja inferior que es la parte de contacto entre martillo y pilote va colocado un colchon de madera. La sufridera ayuda a absorber la fuerza del impacto en pilotes frágiles, proteger pilotes en terrenos duros, distribuir y transmitir uniformemente las fuerzas en lo posible hacia el gorro y hacia los pilotes, ampliar el tiempo de impacto por almacenamiento de energía en la sufridera, alargar la vida útil del gorro. (Sociedad de mecánica de suelos,1989) Figura 6.25

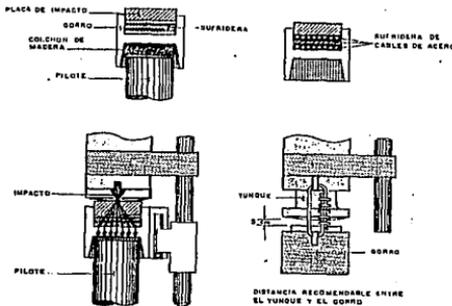


Fig. 6.25 Gorros de protección

Para los métodos de perforación en pilotes se aplican los procedimientos vistos en 6.2

6.5 Juntas, manejo y almacenamiento de pilotes

Existen ocasiones que es necesario el hincado de varios tramos de pilotes para lo cual el diseñador ha diseñado varios tipos de juntas de unión que van desde la soldadura a tope de dos placas previamente fijados a los tramos del pilote hasta mecanismos más sofisticados.

Fig. 6.26

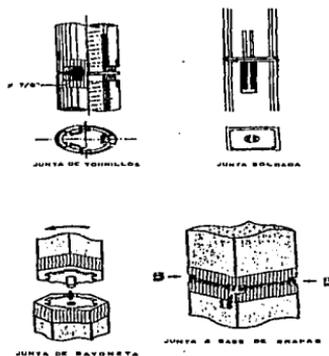


Fig. 6.26 Tipos de juntas

Para el manejo y almacenamiento temporal del pilote se han diseñado ciertos puntos a lo largo de los mismos, estructurados para los tipos de maniobras que habrán de realizarse para reducir al mínimo algún tipo de fractura que éste pudiera originar. Los puntos de izaje están constituidos por orejas de varilla, cable de acero o placa que se fijan a puntos determinados por el diseñador, y en los cuales el fabricante debe de seguir sus instrucciones. Fig. 6.27

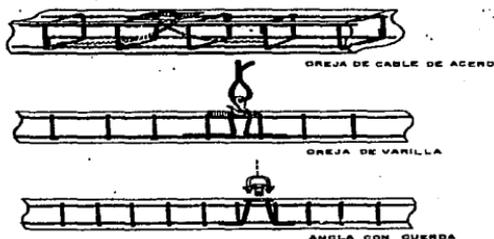


Fig. 6.27 Diferentes soluciones para los puntos de izaje

Para pilotes cortos se pueden manejar mediante un solo punto de izaje, éste deberá ser colocado a una cierta distancia de la cabeza dado por el diseñador. Es recomendable el empleo de balancines con dos o más puntos de izaje para el transporte de pilotes. Figs 6.28, 6.29

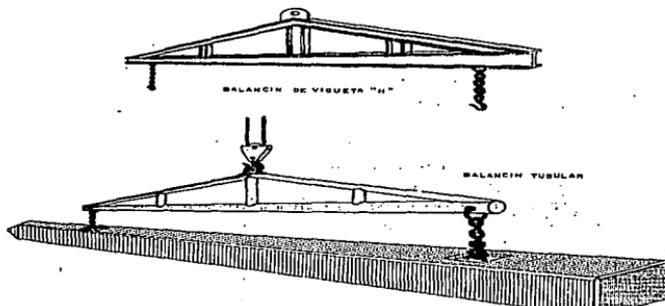


Fig. 6.29 Balancines

Es necesario que los pilotes se manejen y almacenen de una forma tal que no se dañen.

6.6 Hincado de pilotes

Para el procedimiento del hincado de pilotes se pueden encontrar problemas desde las capas superficiales, ya que en estratos con rellenos, pueden estos contener material de desperdicio, escombros, etc. provocando con esto que puedan tener problemas los pilotes en el momento del hincado.

En depósitos naturales las obstrucciones pueden ser fragmentos de piedras de un tamaño mayor a 15 cm.

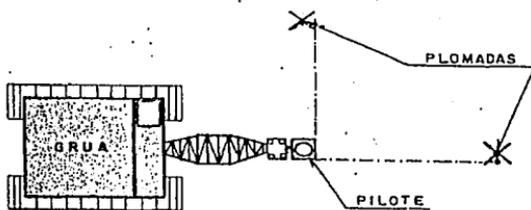
Dado lo anterior se suelen hacer excavaciones poco profundas para retirar el material de desperdicio por medio de una retroexcavadora o algún otro equipo disponible, se recomienda utilizar una perforadora barrenadora móvil delante del hincador, para ver si no hay obstrucciones.

Existen ocasiones que durante el proceso de hincado de los pilotes en suelos cohesivos, se puede causar un levantamiento de los pilotes adyacentes, que se elevan junto con el suelo. Esto hace que las puntas se separen del fondo. Es posible que los pilotes se estiren y se separen, cuando las puntas están ancladas en un estrato firme y resistente.

Si llegase a ocurrir lo anterior se sugiere volver a hincar los pilotes hasta el nivel deseado, haciendo el procedimiento de hincado del centro a la orilla.

Es recomendable antes de dar inicio al hincado de los pilotes:

- 1) Colocar marcas a una separación máxima de 1.0 m a todo lo largo del pilote con el fin de determinar con facilidad el número de golpes necesario para cada metro de hincado.
 - 2) Izar el pilote manejándolo con un estrobo apoyado en el punto correcto de acuerdo al punto 6.4
 - 3) Orientar las caras del pilote si es requerido.
 - 4) Acoplar la cabeza del pilote al gorro del martillo golpeador.
 - 5) Colocar en posición perfectamente vertical o en el ángulo requerido, si se trata de pilotes inclinados, tanto el pilote como la resbaladera del martillo corrigiendo la posición de la grúa hasta lograrlo. Generalmente para lograr la verticalidad del pilote se emplean dos plomadas de referencia colocadas en un ángulo de 90 grados teniendo como vértice el pilote
- Fig. 6.30



PLANTA

Fig. 6.30 Plomeo de pilotes

6) Accionar el disparador del martillo con lo cual se inicia propiamente el hincado del pilote.

7) Los martillos de hincado pesado con baja velocidad de impacto, son más efectivos que los martillos ligeros de alta velocidad, siendo el peso del martillo comparable al peso del pilote, manteniendo una altura promedio de caída del mismo de 0.75m a 1.0m. En el martillo de acción sencilla, el peso del pistón debe ser preferentemente la mitad del peso del pilote.

8) La localización se define generalmente cuando el pilote se coloca en su posición de hincado. Tratar de corregir la posición una vez iniciado el hincado a menudo da lugar a flexión excesiva y daños en el pilote. El alineamiento se debe de observar cuando se va a iniciar el hincado, verificando si este está realmente a plomo. (Sociedad de Mecánica de Suelos, 1989)

Debido a la importancia que reviste el procedimiento de hincado en las cimentaciones profundas se detallará el proceso para:

- a) Pilotes de Madera
- b) Pilotes de acero
- c) Pilotes de concreto

a) Pilotes de madera

a.1) Introducción

Los pilotes de madera son frágiles y pueden romperse cuando se encuentra alguna obstrucción que limite el libre hincado de los mismos, cuando llega a romperse el pilote la penetración aumenta considerablemente, por lo que se recomienda que exista en la obra un supervisor que verifique el número de golpes necesario para avanzar y que de momento no exista alguna variación exagerada en ese conteo.

a.2) Hincado

Los pilotes deberán hincarse en seguidores fijos que se mantengan a nivel de plomada (que deben de verificarse constantemente) verificando que el martillo golpee de lleno los pilotes. Las puntas de los pilotes de madera se deben cortar planos y no puntiagudos, para que el hincado sea recto.

En los pilotes de madera es necesario tener una buena selección del equipo que se va a utilizar para el hincado, ya que cuanto mayor sea la potencia de los golpes, tanto mayor serán los riesgos de que se produzcan daños, por lo que el empleo de martillos de acción simple es mejor que los de martillo que descargan golpes por minuto(ya que como son de acción constante , si se encuentra algún obstaculo, no pueden detenerse con facilidad). El límite superior es, casi siempre, el de los martillos que aplican 2100 kg-m por golpe. Para pilotes de menos de 7.5 m de longitud, los más seguros son los martillos de 1660 kg-m, teniendo como límite inferior a aquellos que descargan 1100 kg-m.

Cuando los pilotes de madera sean de apoyo en el extremo y se hincen en formaciones sueltas y blandas hasta un estrato impenetrable, el levantamiento de los pilotes será repentino por lo que después del primer rebote del martillo deberá detenerse el hincado dado que los golpes posteriores romperán o resquebrajarán los pilotes, por lo que se recomienda protegerlos con cabezales de acero, cuando se tenga un levantamiento del terreno será necesario volver a asentar los pilotes mediante un golpeo final.

Si se tiene un suelo denso, libre de piedras o obstáculos, se puede utilizar un martillo de 2100 kg-m, que avanzará 3 golpes por pulgada(2.54 cm). Cuatro golpes es un límite seguro para pilotes de 15 m de longitud.

Cuando se tienen obstáculos y el número de pilotes a hincar es menor (4 o 5 pilotes) se recomienda hacer una perforación previa, si es mayor el número de pilotes a la mejor es más costeable el retirar el material superficial.

Si se tienen material granular tan grande como la punta del pilote se aconseja envolverla con una camisa de acero y reducir la altura del golpeo para lograr desplazar el material.

b) Pilotes de acero

b.1) Introducción

Los pilotes de acero usados generalmente en cimentaciones profundas tienen una sección H con una peso mayor a 45 kg por 30 cm lineales y cuyas longitudes pueden llegar desde los 19.5 m hasta los 36 m.

b.2) Hincado

Existen ocasiones que antes de realizar el hincado de los pilotes de acero es necesario empalmarlos por medio de soldaduras a tope o soldaduras de placas de acero a las superficies exteriores de los rebordes y a ambos lados del alma o el uso de conexiones deslizantes patentadas. Se puede realizar el empalme antes de el hincado o empalmarlos conforme se va avanzando en el procedimiento de hincado, pero esto puede retrasar el avance de la obra.

Para el hincado de pilotes de acero es necesario que el diseñador proporcione al constructor la capacidad que tienen los pilotes para soportar el martilleo.

Es frecuente que el hincado de los pilotes se efectue a partir de un nivel general de la excavación, situado muy por encima de las elevaciones de corte de los pilotes, por lo que se recomienda hincarlos con un seguidor. Este deberá tener una sección transversal más pesada que el pilote y tener una rigidez suficiente para que se descargue sobre el tope del pilote toda la fuerza del martillo. Se debe comprender que, en esas circunstancias, es preciso aumentar substancialmente las tolerancias relativas a las posiciones de los pilotes en los puntos de corte. Además se deben esperar las medidas correctivas para ajustar las excentricidades de los pilotes y predeterminar las estimaciones. Existen ocasiones que las especificaciones indican que los pilotes deben de hincarse hasta el rechazo, teniendo el problema que el pilote puede tener daños en la punta, por lo que es necesario que el diseñador especifique el término de rechazo, el cual debe de consistir, en el momento en que la resistencia al hincado hace que el ariete del martillo rebote, debiendo detenerse inmediatamente el procedimiento de hincado.

b.2.1) Pilotes tubulares. Introducción

Dentro de los pilotes de acero existen los pilotes tubulares, los cuales se les considera como pilotes colados in situ. Las paredes del tubo son lo suficientemente rígidas como para poder resistir las fuerzas del hincado sin apoyo interno, estos pilotes pueden ir rellenos de concreto o material granular, combinación de concreto y granular o vacíos sellados por una tapa superior. Las dimensiones de estos pilotes varían, pero cuando son cerrados en un extremo y diseñados para cargar en el otro, son tubos de 10 a 12 pulgadas (25.4-30.48 cm) de diámetro interior que pueden tener una resistencia de 50 ton, las cuales deben ser verificadas por el diseñador. En el caso de pilotes tubulares abiertos, estos tienen unas dimensiones de 14 a 20 pulgadas de diámetro (35.56-50.8 cm) exterior siendo generalmente utilizados en suelos rocosos y diseñados para unas cargas de hasta 250 ton.

b.2.2) Hincado

Para el proceso de hincado de los pilotes tubulares cerrados en un extremo, deben tener las dimensiones señaladas por el proyectista, para que puedan soportar la energía que descarga el martillo. Es común que para espesores de la pared de tubo de 0.18 y cuyo diámetro sea de 10 pulgadas (25.4 cm) la capacidad de estos sea aproximadamente de 50 ton., siendo que el hincado no debe de sobrepasar de siete golpes por pulgada (2.54 cm), con un martillo de acción simple de 2075 m-kg. Para los tubos de 12 pulgadas el espesor de la pared por general es de 0.219 pulgadas (0.55 cm), con cargas superiores a las 40 ton. Por lo general los tubos de espesores inferiores de 1/4 pulgada (0.64 cm) solo podrán utilizarse como pilotes de fricción, deberán tener espesores mínimos de paredes de 0.279 pulg (0.71 cm) para tubos de 10 pulg (25.4 cm) y 0.312 (0.79 cm) para tubos de 12 pulg (30.48 cm), esto con la aprobación del proyectista. (Fletcher, Smoots, 1991).

Las guías de martinete o martillo para el hincado de pilotes se deben de ajustar verticalmente antes de iniciar el hincado y contrarrestar cualquier tendencia del pilote a desviarse o inclinarse, sujetando el pilote y haciendo volver las guías a la posición indicada. El seguidor de pilotes debe de tener una proyección de ajuste firme en la parte superior del pilote, para que el golpe del martillo se distribuya uniformemente a lo largo del tope. El plegado por debajo del seguidor exige que en el extremo dañado se corte cuidadosamente en ángulo recto con el eje del pilote. Se puede producir un plegamino del extremo superior, sin causar daños en el tubo completo. Fig. 6.31

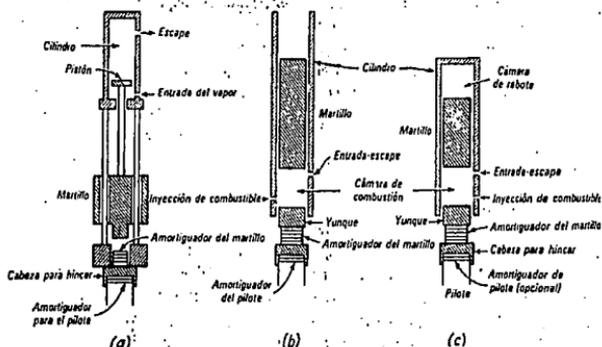


Fig. 6.31 a) Croquis de un martinete de vapor de acción sencilla. b) Martillo diesel de extremo abierto. c) Martillo diesel de extremo cerrado.

La diferencia entre los pilotes de sección H y los pilotes tubulares radica principalmente en la rigidez y en el peso de los mismos, ya que mientras que los pilotes tubulares son más rígidos, los de sección H por su peso mayor facilita el hincado.

Para el hincado de los pilotes tubulares de extremo abierto, donde se procura llegar al estrato rocoso y donde por lo general son rellenados después de concreto el proceso de hincado tiene como parte fundamental que el pilote se encuentre en una posición vertical,

evitándose el hincado en exceso, cuidando retirar la tierra que se acumula cuando se lleva a cabo el hincado en el interior del tubo. Si se tiene un obstaculo debe de buscarse la forma de retirarse sin dañar el pilote, como por ejemplo por medio de una perforadora.

En resumen para los pilotes de acero generalmente se utilizan de sección H cuando estos se apoyan en un extremo rocoso y para grandes capacidades de carga además que son más económicos. Los pilotes tubulares de extremo cerrado son más convenientes para el hincado en estratos densos de apoyo o para apoyos de extremos sobre roca, destinados a soportar cargas moderadas a altas. Los pilotes tubulares de extremo abierto se emplean para el apoyo de extremo de roca y se puede diseñar para cargas muy altas pero resultan costosos.

c) Pilotes de concreto

c.1 Introducción

Antes de iniciar el procedimiento de hincado de los pilotes de concreto considero necesario el clasificar a los mismos, así como describirlos a manera de introducción para proceder a detallar el procedimiento del hincado:

c.1) Pilotes precolados

c.2) Pilotes hechos en obra

c.1) Los pilotes precolados deben de diseñarse y fabricarse para soportar esfuerzos en el manejo, transporte e hincado de los mismos.

c.2) Los pilotes fabricados en obra deben de establecer ciertos requisitos mínimos en sus procedimientos de construcción, para satisfacer los referentes a su calidad, resistencia, durabilidad del concreto bajo cualquier situación.

Los pilotes colados en sitio utilizan camas para su colado, las cuales son plataformas de concreto de 5 a 10 cm de espesor coladas sobre una base de material compactado, que sirven para el apoyo y fijación de los moldes de fabricación de los pilotes.

Los pilotes colados en sitio utilizan unos moldes generalmente hechos a base de madera de triplay, lámina o combinación de ambas, que deben de estar diseñadas para soportar las presiones durante su colado.

Es recomendable que los bordes de los pilotes se achaflanen, así como, proteger la cimbra con algún material que facilite su desprendimiento durante el proceso de descimbrado.

El acero debe de protegerse contra cualquier oxidación o cualquier otro tipo de corrosión, por lo que debe de estar libre de costras de óxido, suciedad, grasa, u otro material que pudiera afectar su adherencia con el concreto.

El concreto usado para los pilotes en contacto con agua marina debe ser del tipo II o cemento puzolánico, el agua para su curado debe de estar libre de grasas, material orgánico, con concentraciones muy bajas de cloruro y sulfatos, debe de estar libre de impurezas, etc.

El revenimiento debe de tener como un máximo de 7.5 cm, debiendo de efectuarse pruebas en cilindros por cada 15m³ (Sociedad de Mecánica de Suelos, 1989), y vibrándose con aparatos de alta frecuencia, debiéndose mantener el concreto por arriba de los 10 grados centígrados, y en estado húmedo por 7 días, teniendo una resistencia de acuerdo a la marcado por el proyectista.

c.2) Hincado

Para el hincado de los pilotes de concreto se debe usar un material de amortiguamiento adecuado entre el gorro de acero del martillo y la cabeza del pilote. Reduciendo los esfuerzos del hincado, usando un pistón pesado con baja velocidad de impacto, obteniendo la energía de impacto deseada en vez de un pistón ligero con alta velocidad de impacto ya que los esfuerzos son proporcionales a la velocidad de impacto del pistón. Dado lo anterior es recomendable reducir la velocidad del pistón al principio del hincado cuando se encuentren suelos de baja resistencia.

Debe de asegurarse que el gorro del martillo se ajuste ligeramente alrededor de la cabeza del pilote, para que el pilote pueda girar.

Debe de evitarse esfuerzos por tensión en los pilotes de concreto, ya que si se presentan estos en exceso pueden originarse grietas horizontales. Si el hincado es severo se puede dañar la cabeza del pilote, debiendo ser esta perpendicular al eje del pilote a fin de evitar una distribución no uniforme de las fuerzas del impacto.

Cuando se tiene un hincado difícil, resulta conveniente proteger la cabeza del pilote por medio de una placa de acero anclada al acero de refuerzo del pilote. En el caso que se tengan condiciones favorables solo será necesario achafanar los bordes y esquinas de la cabeza del pilote, asegurandose que no sobresalga de la cabeza el acero de refuerzo o los tendones del presfuerzo.

Es importante recalcar que en caso de empalmes o juntas debe de verificarse la calidad de estas, así como, la verticalidad de las mismas, recordando que en la mayoría de los casos la puntas del pilote se achafanan en sus perímetros, aunque se atraviesan suelos duros o se vayan apoyar en estos, es recomendable colocar una punta de acero de acuerdo a las especificaciones dadas por el proyectista.

c.2.1 Pilotes presforzados. Introducción

Existe una variedad de los pilotes de concreto, que son los pilotes de concreto presforzados, los cuales son pilotes que dan ligereza ya que contienen una menor cantidad de acero al hacer trabajar al concreto con mayor eficiencia, sobre todo durante su manejo. La sección de estos generalmente son en forma de H.

Para su preparación requieren de camas especiales ya que los moldes deben de ser metálicos, por cuestiones económicas, sobre todo cuando se fabrican en serie, ya que el uso de moldes de madera encarece el procedimiento, debido a la forma del pilote, y la necesidad de curarlos.

Las camas suelen ser de longitudes que varían entre los 100m a 200m las cuales son metálicas y están ancladas a los pisos, ya que esto permite que exista una posición única e invariable, lo que permite fijar los puntos de tensado a ambos lados de la cama, esta debe tener una altura que permita ejecutar el armado y el colado en posición cómoda, fijandola al piso. Figs. 6.32, 6.33

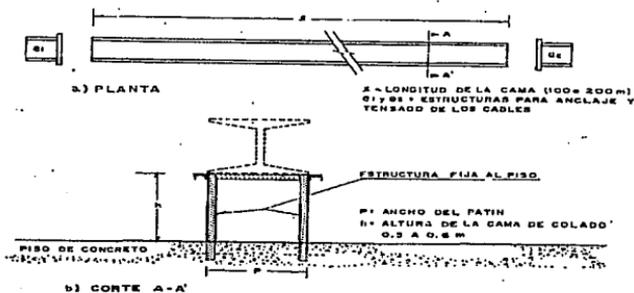


Fig. 6.32 Cama para tensado y colado de pilotes presforzados

Los moldes en su parte superior se fijan mediante seguros a cada 2 m en su sentido longitudinal, usando cable de una sección dada por el proyectista para el presfuerzo, tanto en su armado longitudinal como en su transversal. Por lo general al armado longitudinal se le aplican cargas por medio de un gato hidráulico de pistón hueco, las cuales una vez alcanzadas éstas, se fija el cable a las estructuras colocadas para el caso en los extremos de la cama del colado, mediante cuñas dentadas especiales. Fig. 6.34

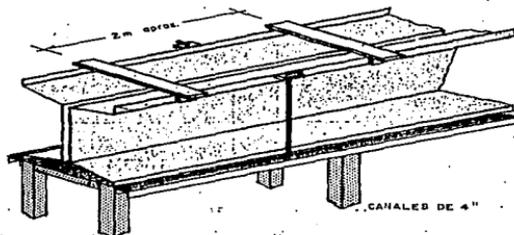


Fig. 6.33 Sujecion del molde en la parte superior

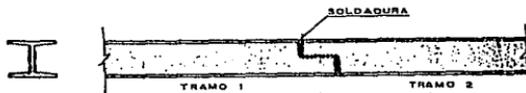


Fig. 6.34 Soldadura de un pilote formado por un perfil estructural

La resistencia del concreto esta dada por el diseñador, aunque por lo general esta del orden de los 250 Kg/cm^2 , con un tamaño máximo del agregado mayor a $3/4$, con un revenimiento de los 12 cm, ya que uno mayor provocaría que se saliera la lechada mientras que uno menor provocaría bolsas de aire. El vibrado se efectua con vibradores de contacto colocados sobre plataformas rodantes, curando una vez finalizado el colado por medio de vapor por un lapso de tiempo de 7 horas.

c.2.2) Hincado

Es necesario que durante el procedimiento de hincado se lleve a cabo un control preciso, independientemente del tipo de pilote que se este tratando. Generalmente se lleva a cabo por medio de un registro en donde se anota el número de golpes del martillo necesario para hincar el tramo del pilote, sobre todo en los últimos metros, con el fin de determinar la energía de rechazo especificada para los piones de punta y conocer la variación de la adherencia en los pilotes de fricción. (Sociedad de Mecánica de Suelos, 1989)

6.7 Verificación de la calidad de las cimentaciones profundas.

Para lograr la verificación de una cimentación profunda existen:

- a) Métodos directos
- b) Métodos indirectos

- a) Métodos directos

La excavación de un pozo profundo es un método directo que permite la observación directa de la cimentación y de sus posibles fallas.

Otro método directo es obtener núcleos de pilas o pilotes para su estudio.

La desventaja de los métodos arriba descritos es que son de un costo elevado y lentos.

Otro método directo es el circuito de televisión el cual emplea pequeñas cámaras introducidas en perforaciones previas, su desventaja es que solamente detecta una falla muy cercana a la cámara. Figs. 6-35 6.36

$$T = 2 \cdot L / C \dots \dots \dots (6.1)$$

en donde T es igual al tiempo en segundos

L es igual a la longitud del pilote ó de la pila

C es la velocidad de propogación de una onda en función del tipo del material con que esté hecho el pilote o la pila, por ejemplo en concreto es de 4m/milisegundos

Por lo que cuando el tiempo que se obtiene de la fórmula 6.1 y el que se gráfica en el osciloscopio no coincide, se tiene un problema en el pilote. Fig. 6.37

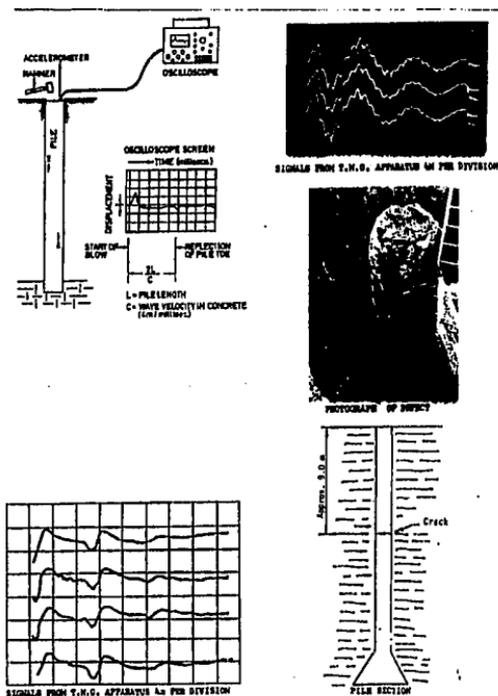


Fig. 6.37

b.2) Método de Cross Hole (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989) consiste en la emisión de una vibración pero en vez de ser producida por la cabeza del pilote, se genera dentro de un tubo lleno de agua que se coloca fijo en el armado del pilote o de la pila previamente al colado. La captación de esa onda se realiza por medio de un receptor colocado al mismo nivel del emisor pero en otro tubo después de haber atravesado el cuerpo del pilote. La operación se repite a lo largo del pilote, obteniéndose una gráfica en el cual se verifica el tiempo de propagación de la onda. Cada anomalía detectada se caracteriza por una disminución drástica de la amplitud de la onda captada y un incremento en el tiempo del recorrido. Fig. 6.38

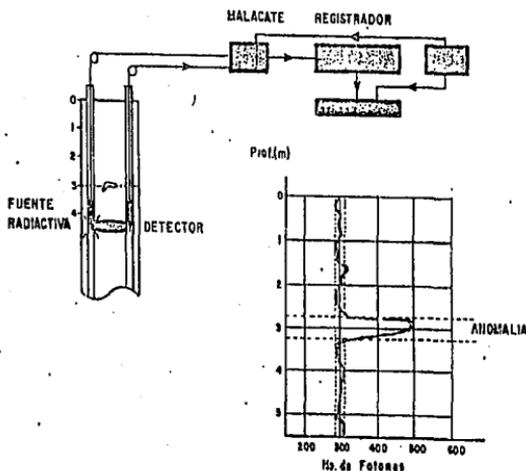


Fig. 6.38 Ejemplo de un registro de verificación de calidad de una pila por el método "Cross Hole"

b.3 Verificación indirecta por medio de rayos gamma el cual está basado en el fenómeno de absorción de un haz de rayos gamma por el material que atraviesa, la distancia medida entre el emisor y el receptor debe de ser de 0.8 m Fig. 6.39

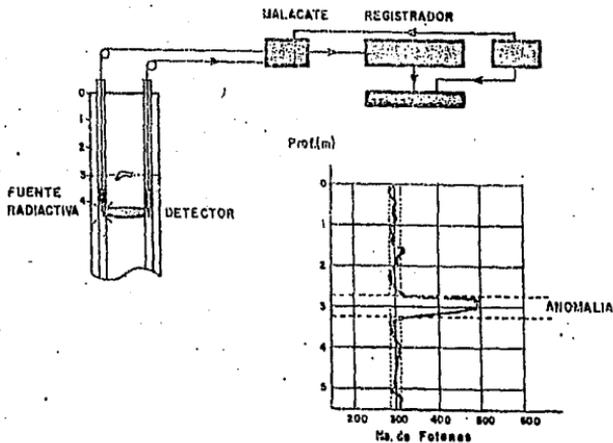


Fig. 6.39 Ejemplo de un registro de verificación de calidad de una pila por medio de rayos gamma

7. Conclusiones

1. Para que el constructor pueda desarrollar mejor su trabajo, es recomendable que tenga un conocimiento completo del proyecto y de las características del sitio donde se va a desplantar la obra. Es deseable que esté presente cuando se lleve a cabo la exploración y muestreo, que exista una comunicación constante con el diseñador y que sea capaz de interpretar el informe de mecánica de suelos, con objeto de detectar problemas y en su caso plantear una solución durante el desarrollo de la obra.

2. El constructor deberá solicitar al geotecnista, el método para efectuar el abatimiento del NAF, evitando el arrastre de material.

3. Es necesario insistir en la necesidad de una instrumentación mínima (bancos de nivel, piezómetros, etc.) durante las operaciones de construcción, con objeto de detectar movimientos del terreno que puedan implicar condiciones de inseguridad.

4. Durante la etapa de excavación es importante conocer el tiempo en que la excavación permanecerá abierta, las condiciones climatológicas del lugar, cualquier variación del nivel del NAF, o cambio en la estratigrafía del suelo.

5. Es necesario que cualquier variación en la profundidad de desplante, en las dimensiones de la cimentación o de la estratigrafía, sean notificadas al proyectista ya que estas pueden influir en la capacidad de carga del suelo o en las deformaciones de éste.

6. En la construcción de cimentaciones superficiales, debe tenerse cuidado de no alterar el terreno de cimentación, ya que se pueden provocar asentamientos adicionales debido a la alteración de sus propiedades mecánicas, por ello es recomendable que una vez que se ha excavado el material hasta la profundidad de desplante, se le cubra de inmediato con una plantilla de concreto pobre.

7. El constructor debe seguir rigurosamente el procedimiento constructivo para la ejecución de una cimentación profunda: Verificando la secuencia de hincado de pilotes, supervisando que se les proteja para evitar que se dañen y llevar un control sobre el hincado de los mismos (número de golpes, verticalidad, etc.)

8. Durante la fabricación de pilas o pilotes verificar: la calidad del acero y del concreto, la colocación del armado, así como, el recubrimiento especificado. Cuando se use lodo bentonítico para la estabilidad del agujero, verificar que se cumpla la proporción agua-bentonita especificada.

9. La relación que debe guardar el constructor, el proyectista y consultor de mecánica de suelos debe ser de una comunicación constante. El constructor debe buscar una capacitación adecuada y así entender los objetivos de un procedimiento dado.

10. Gran parte de las compañías constructoras en México, consideran la capacitación como una inversión no prioritaria, ésta actitud debe cambiar por el bien del personal y de la empresa misma. Los residentes, superintendentes, gerentes de obra o de construcción deben continuar capacitandose durante el desarrollo de su profesión.

8. Bibliografía

Bowles Joseph E., "Foundation Analysis and Design"

Editorial Mc Graw Hill, USA, 1968

CFE, "Manual de exploración"

Editorial CFE, México, 1986

Fletcher A. Gordon, Smoots A Vernon, "Estudios de Suelos
y Cimentaciones en la Industria de la Construcción"

Editorial Noriega Limusa, USA, 1991

Fleming W.G.K., Weltman A.J., Randolph M.F., Elson W.K.

"Piling Engineering", Editorial Balkie, USA, 1992

Hsai-Yang Fang, "Foundation Engineering Handbook",

Editorial Van Nostrand Reinhold, USA, 1991

Juárez Badillo e Rico A, "Mecánica de Suelos",

Editorial Limusa, Tomo I, México D.F., 1984

Krynine Dimitri P., "Principios de Geología y Geotecnia

para Ingenieros", Ediciones Omega S.A., Barcelona, España, 1961

Lauden V. C., "Cimientos"

Editorial Blume, Barcelona, España, 1977

Peck Ralph B., Hanson Walter E., Thornburn Thomas H.

"Ingeniería de Cimentaciones", Editorial Limusa, México, 1987

Santoyo Enrique, Lin Xue Riqing, "El cono en la exploración geotécnica", Editorial TGC Geotecnia, México, 1989

Shulze W.E., "Cimentaciones"

Ediciones Blume, Barcelona, España, 1967

Sharman Hard, Shamsheer Prakash, "Pile Foundation in Engineering Practice", Editorial Wiley Intescience, 1989

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "Manual de Diseño y Construcciones de pilas y Pilotes", México D.F., 1989

Tomilinson M.J., "Foundation and Design and Construction",

Editorial Longman, USA, 1986

Telford Thomas, "Piling and Ground Treatment"

Editorial Telford Press Limited, London, 1984

Terzaghi Peck "Soil Mechanics in Engineering Practice"

Editorial John Wiley and Sons, USA, 1967

9. Anexo

Reglamento de Construcción para Cimentaciones Superficiales y Profundas

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal del 6 de julio de 1987, en su Artículo 174 clasifica a las construcciones en:

a) Grupo A que son aquellas cuya falla estructural puede ocasionar la pérdida de un número elevado de vidas, ej. hospitales ,escuelas , cines, teatros, templos, hoteles, etc.

b) Grupo B Construcciones comunes destinados a vivienda, oficinas y locales comerciales, estas se subdividen en:

b.1) Construcción de más de 30 m de altura o con más de 6000 m² de área total construida, ubicadas en las zonas I, II (artículo 175, zona I que es la zona de loma o suelos generalmente firmes, zona II de transición en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad y la zona III que es la zona lacustre, principalmente integrada por depósitos arcillosos altamente compresibles)

b.2) Los que no esten comprendidos en las características arriba señaladas.

El Artículo 177 señala que toda construcción deberá de estar separada de la construcción colindante, por lo menos la distancia que señala el artículo 211 (no menor de 5 cm, ni menor que el desplazamiento horizontal calculado para el nivel del que se trate), debe de anotarse en los planos arquitectónicos y los estructurales la separación que deberá de realizarse en obra.

El Artículo 183 considera al estado límite de falla a cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o cualesquiera de sus componentes incluyendo la cimentación.

El Artículo 184 considera como estado límite de servicio la ocurrencia de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción, pero que no perjudique su capacidad para soportar las cargas tomándose como aprobatorias:

a) Una flecha vertical, incluyendo los efectos a largo plazo igual al claro entre 240 más 0.5 cm. Además para miembros cuyas deformaciones afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar deformaciones apreciables; se considerará como estado límite una flecha, medida después de la colocación de los elementos no estructurales, igual al claro entre 480, más 0.3 cm. Para elementos en voladizo, los límites anteriores se multiplican por dos.

b) Una deflexión horizontal entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura del entrepiso entre 500 para estructuras que tengan ligados elementos no estructurales que puedan dañarse con pequeñas deformaciones e igual a la altura de entrepiso entre 250 para otros casos.

El Artículo 186 considera tres tipos de acciones que actúan sobre una estructura:

a) Las acciones permanentes son las que obran en forma continua, ejemplo, la carga muerta, el empuje estático de tierras, etc.

b) Las acciones variables su actividad varía relativamente con el tiempo como ejemplo la carga viva, los efectos de temperatura, deformaciones impuestas , las deformaciones diferenciales, etc.

c) Las acciones accidentales son las que no se deben a su funcionamiento normal y que pueden alcanzar intensidades significativas solo durante lapsos breves, como ejemplo, acciones de sismo, viento, explosiones, incendios, etc.

El Artículo 218 las construcciones no deberán por ningún motivo desplantarse sobre tierra vegetal, suelos o rellenos sueltos y desechos. Solo será aceptable cimentar sobre terreno natural competente o rellenos artificiales que no incluyan materiales degradables y hayan sido adecuadamente compactados. El suelo deberá protegerse contra deterioro por intemperismo, arrastre por flujo de aguas superficiales o subterráneas y secado local por operación de calderas o equipos similares.

El Artículo 220 indica que la investigación del subsuelo se hará mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio, investigandose localización y características de obras subterráneas cercanas existentes o proyectadas, pertenecientes a la red de transporte colectivo, de drenaje y otros servicios públicos con objeto de verificar que la construcción no cause daños.

El Artículo 221 Deberán investigarse el tipo y las condiciones de cimentación de las construcciones colindantes, localización de obras subterráneas existentes o proyectadas.

El Artículo 222 Indica que deberán tomarse en cuenta el hundimiento regional en el D.F.

El Artículo 223 La revisión de la seguridad de las cimentaciones compara la resistencia y las deformaciones máximas aceptables del suelo con las fuerzas y deformaciones inducidas por las acciones de diseño.

El Artículo 224 En el diseño de toda cimentación se considerarán los siguientes estados límites:

1. De falla

a) De flotación

b) Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación

c) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos

2. De servicio

a) Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión

b) Inclinación media

c) Deformación diferencial

El Artículo 225 Se considerarán las diferentes acciones para el diseño de la cimentación.

El Artículo 226 La seguridad de las cimentaciones contra los estados límites de falla se evaluará en términos de la capacidad de carga neta.

El Artículo 227 Los esfuerzos o deformaciones en la frontera suelo estructura, deberán fijarse tomando en cuenta las propiedades de la estructura y la de los suelos de apoyo.

El Artículo 228 Menciona los estados límite de las excavaciones, de pozos de bombeo para reducir las filtraciones y mejorar la estabilidad.

El Artículo 229 Del diseño de los muros de contención.

El Artículo 230 como parte del estudio de la mecánica de suelos, se deberá fijar el procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención que asegure el cumplimiento de las hipótesis de diseño y garantice la seguridad durante y después de la construcción. Dicho procedimiento deberá garantizar que eviten daños a las estructuras y construcciones vecinas por vibraciones o desplazamientos verticales u horizontales.

El Artículo 231 Del contenido de la memoria de cálculo.

El Artículo 232 en las edificaciones del grupo A y subgrupo B1 deberán hacerse nivelaciones durante la construcción y hasta que los movimientos diferidos se estabilicen, a fin de observar el comportamiento de las excavaciones y cimentaciones y prevenir daños a la propia construcción, a las construcciones vecinas y a los servicios públicos. Será obligación del propietario o poseedor de la edificación, proporcionar copias de los resultados de estas mediciones, así como, de planos, memorias de cálculo y otros documentos sobre el diseño de las cimentaciones a los diseñadores de los edificios que se construyan en predios vecinos.

Existen algunos comentarios que el constructor debe de tomar en cuenta para el momento de armar la cimentación:

El anclaje debe de tener por lo menos su longitud de desarrollo L_d , en el cual considera que una barra de tensión se ancla de modo que desarrolle su esfuerzo por fluencia. Se obtendrá multiplicando la longitud básica de la fórmula 9.1 por los factores de la tabla 9.1. Estas disposiciones son aplicables en barras de diámetro no mayor de 38.1 mm

$L_{db} = 0.06 * a_s * f_y / Raiz(F'c)$ siempre que sea mayor o igual a $.006 * d_b * f_y$9.1

en donde d_b es el diámetro de la barra en cm, y a_s su área transversal, en cm^2

Tabla 9.1 Longitudes de anclaje

Barras horizontales no inclinadas de modo que bajo de ellas se cuelen más de 30 cm de concreto su factor es.....1.4

En concreto ligero su factor es1.33

Barras con f_y mayor de 4200 kg/cm^22-4200/ f_y

Barras torcidas en frío de diámetro igual o mayor que 19.1 mm (No. 6).....1.2

Todos los otros casos.....1.0

En ningún caso L_d será menor de 30 cm

La longitud de desarrollo de cada barra que forme parte de un paquete será igual a la que se requeriría si estuviera aislada multiplicada por 1.2 si el paquete es de tres barras, y por 1.33 si es de cuatro barras. Cuando el paquete es de dos barras no se modifica L_d .

Los estribos deben de rematarse con dobleces de 135 grados o más seguidos de tramos rectos no menores de 10 diámetros de largo; o dobleces de 90 grados seguidos de tramos rectos no menores de 20 diámetros de largo. En cada esquina del estribo debe de quedar por lo menos una barra longitudinal.

Para el anclaje de una malla se supondrá que puede desarrollar su esfuerzo de fluencia en una sección si a cada lado de ésta se ahogan en el concreto cuando menos dos alambres perpendiculares al primero, distando el más próximo a no menos de 5 cm de la sección considerada.

Los recubrimientos libres de toda barra no será menor de 1.0 cm ni menor que su diámetro. El de paquetes de barras no será menor que 1.0 cm ni que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete.

En miembros estructurales colados directamente contra el suelo, sin uso de plantilla, el recubrimiento libre será de 5 cm como mínimo. Si se usa plantilla el recubrimiento mínimo será de 3 cm.

El tamaño máximo de los agregados no debe ser mayor que un quinto de la menor distancia horizontal entre caras de moldes, un tercio del espesor de las losas, ni dos tercios de la separación horizontal libre mínima entre barras, paquetes de barras o tendones de presfuerzo.

La separación libre entre barras paralelas (excepto en columnas y entre capas de barras en vigas) no será menor que el diámetro nominal de la barra ni que 1.5 veces el tamaño máximo del agregado.

Se puede hacer paquetes de barras hasta de 4 varillas como máximo, excepto que en vigas no deben formarse paquetes con barras más gruesas que las del No 11

Para empalmes por traslape estos no serán menores que 1.33 veces la longitud de desarrollo, ni menor que $(0.01 * f_y - 6)$ veces el diámetro de la barra si es mecánico. En una misma sección no deben de empalmarse con soldadura o dispositivos mecánicos más del 33 % del refuerzo. Las secciones del empalme distarán entre si no menos de 20 diámetros.