

69



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

PILOTES Y PILAS DE CIMENTACIÓN

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERA CIVIL

PRESENTA:

VIRGINIA MORALES PATIÑO



DIRECTOR DE TESIS: M.I. HÉCTOR SANGINÉS GARCÍA

MÉXICO, D. F.

2000

2000



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/019/99

Señorita  
VIRGINIA MORALES PATIÑO  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. HECTOR SANGINES GARCIA , que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"PILOTES Y PILAS DE CIMENTACION"**

- INTRODUCCION  
I. ANTECEDENTES  
II. ESTUDIOS PRELIMINARES  
III. DISEÑO DE PILOTES Y PILAS  
IV. CONSTRUCCION  
V. VERIFICACION DE LA CALIDAD DURANTE SU CONSTRUCCION  
VI. PRUEBAS DE CARGA E INSPECCION  
CONCLUSIONES  
BIBLIOGRAFIA

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria a 23 de febrero de 1999.  
EL DIRECTOR

ING. GERARDO FERRANDO BRAVO  
GFB/GMP/mstg

## **Agradecimientos :**

**A Dios:** Por iluminar mi camino y estar a mi lado en cada momento.

**A mis padres:** Por guiarme y apoyarme aún en los momentos más difíciles y por que lo que soy, lo soy gracias a ellos, a su ejemplo, dedicación, confianza y a su infinito amor. Gracias.

**A Rafita:** Por que desde que llegaste te convertiste en la mayor y más grande bendición y felicidad. Porque eres lo mejor y lo más importante en mi vida.

**A Alexandro, Lillian y Chucho:** Por sus grandes enseñanzas , su apoyo, amor, comprensión y por ser los mejores hermanos.

**A Ricardo, Coty, Mónica, Paulina, Ale y Lilly:** Por incrementar con su amor nuestra felicidad.

**A mis abuelitos:** Por ser el principio de esta hermosa familia.

**A mi familia:** Gracias por su amor, siempre presente en mi vida.

**Al M.I. Héctor Sanginés:** Por su confianza y apoyo para la realización de esta tesis.

**A la UNAM :** Por darme la mejor educación, permitiéndome orgullosamente ser parte de ella.

**A mis profesores:** Por compartir conmigo sus conocimientos y experiencias. Gracias por dejar en el aula una parte de su existencia.

**A Nancy, Arely, Karla y Euri :** Por que su amistad y cariño formaron parte de mi vida y porque su alegría, apoyo y consuelo siempre fueron muy importantes.

**A Roberto y Oscar:** Por sus palabras de aliento, amistad y confianza.

**A mis amigos:** Por todos los momentos que pasamos juntos.

# ÍNDICE

Introducción.....	1
1. Antecedentes.....	2
2. Estudios preliminares.....	12
2.1 Estudios geotécnicos.....	12
2.2 Exploración del subsuelo.....	12
2.3 Ensayos de laboratorio.....	23
3. Diseño de pilotes y pilas.....	26
3.1 Diseño geotécnico.....	26
3.2 Diseño estructural.....	52
4. Construcción.....	64
4.1 Materiales de construcción.....	65
4.2 Equipo.....	71
4.3 Perforación.....	78
4.4 Concreto y acero de refuerzo.....	80
5. Verificación de la calidad durante su construcción.....	87
5.1 Método directo.....	87
5.2 Método indirecto.....	88
6. Pruebas de carga e inspección.....	90
6.1 Carga estática.....	90
6.2 Carga lateral.....	102
6.3 Inspección y verificación.....	106
Conclusiones.....	110
Bibliografía.....	114

## INTRODUCCIÓN

Para poder diseñar la mejor y la más económica cimentación para un proyecto en gran medida depende de una cuidadosa investigación. El estudio debe comprender los factores ambientales y la compatibilidad del subsuelo con el tipo de la cimentación de estructuras en donde las cargas serían soportadas. Como primera aproximación en la cimentación se deben considerar las propiedades índice y mecánicas del subsuelo del sitio en donde el proyecto va a ser construido. Este conocimiento preliminar permitirá juzgar el comportamiento del subsuelo bajo las cargas que se van a aplicar y después de analizar el probable comportamiento de diferentes tipos de sistema de una cimentación, en conjunción con los requerimientos del proyecto, se podrá seleccionar la cimentación adecuada.

En el diseño de una cimentación es muy importante considerar: primero, la capacidad de carga del suelo y segundo: que los asentamientos diferenciales y totales sean compatibles con la cimentación de la estructura seleccionada, tipo de la superestructura y las especificaciones arquitectónicas que el proyecto demanda.

De acuerdo con las dimensiones de su sección transversal, las cimentaciones profundas se dividen en pilas, cuando su diámetro o lado es mayor de 60 cm, y pilotes para dimensiones menores. En el diseño y construcción de pilas y pilotes intervienen fundamentalmente tres variables: la forma como transmiten las cargas al subsuelo, el material con que están fabricados y su procedimiento constructivo.

El principal objetivo de esta tesis es proporcionar información de los estudios preliminares, principalmente estudios geotécnicos que deberán dar información sobre las condiciones estratigráficas del sitio en estudio, las condiciones de presión del agua y las propiedades mecánicas de los suelos, a fin de facilitar el diseño racional de la cimentación de estructuras y la selección del método constructivo adecuado para su construcción.

Para el diseño de pilas y pilotes se deben satisfacer dos requisitos indispensables, tener un factor de seguridad contra falla última y que los asentamientos no deben de sobrepasar los límites permisibles para la superestructura; aquí se abordarán detalles para cumplir con los dos requisitos anteriores.

Para describir cómo se construye una pila y pilote es conveniente estar familiarizado con el equipo y herramientas utilizados, con la forma de realizar el barrenado en el subsuelo, conocer cómo preparar y colocar dentro de la perforación el acero de refuerzo, cómo vaciar el concreto fresco y finalmente inspeccionar y verificar la calidad del producto durante su construcción así como el producto terminado.

# CAPITULO 1

## ANTECEDENTES

### - FUNCIÓN DE PILOTES Y PILAS

Las pilas y pilotes en general se diseñan y se construyen para transmitir cargas verticales por punta a estratos resistentes profundos o por fricción al suelo que los rodea, los pilotes se usan también para anclar estructuras en suelos expansivos y para resistir cargas horizontales inducidas por la estructura o por un sismo. En este último caso se colocan inclinados.

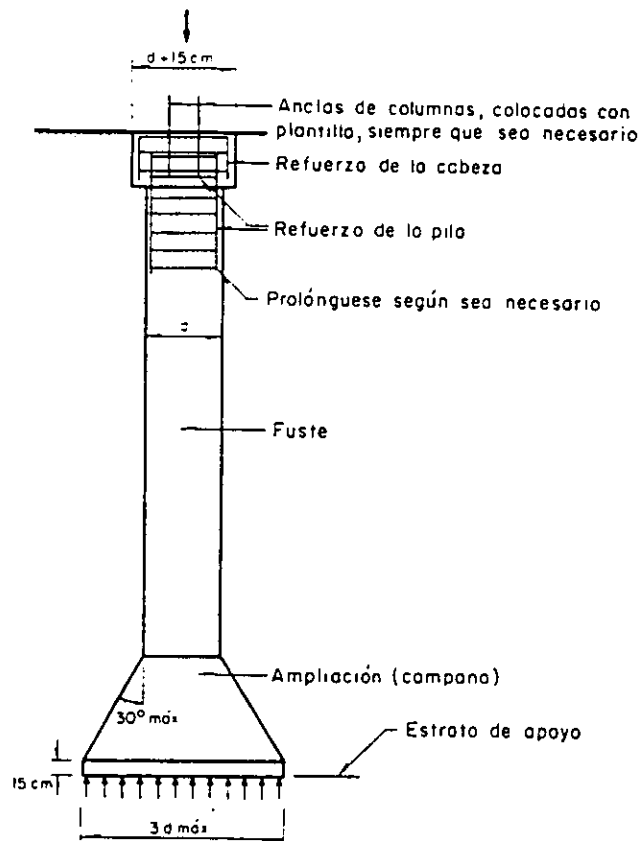


Fig. 1.1 Configuración de una pila

## - TIPOS DE PILOTES Y PILAS

De acuerdo con las dimensiones de su sección transversal, las cimentaciones profundas generalmente se dividen en pilas, cuando su diámetro o lado es mayor de 60 cm, y pilotes para dimensiones menores. En el diseño y construcción de pilas y pilotes intervienen fundamentalmente tres variables: la forma como transmiten las cargas al subsuelo, el material con el que están fabricados, y su procedimiento constructivo.

### Según la forma como transmiten las cargas al subsuelo

#### - Pilotes de punta

Cuando el o los estratos de suelo superficiales son de espesor considerable, compresibles y de baja resistencia al esfuerzo cortante, utilizando pilotes de punta se transmite prácticamente todo el peso y las cargas de la superestructura  $Q$  a un estrato profundo de suelo más resistente o a la roca. En ocasiones la densidad de zapatas es tal que económicamente y técnicamente conviene sustituirlas por pilas y pilotes.

#### - Pilas de punta

Se utilizan cuando el estrato del suelo superficial es blando y compresible, y cuando el peso y cargas de la superestructura  $Q$  son importantes. Una ventaja de las pilas radica en que se puede acampanar su base, aumentando así su carga útil.

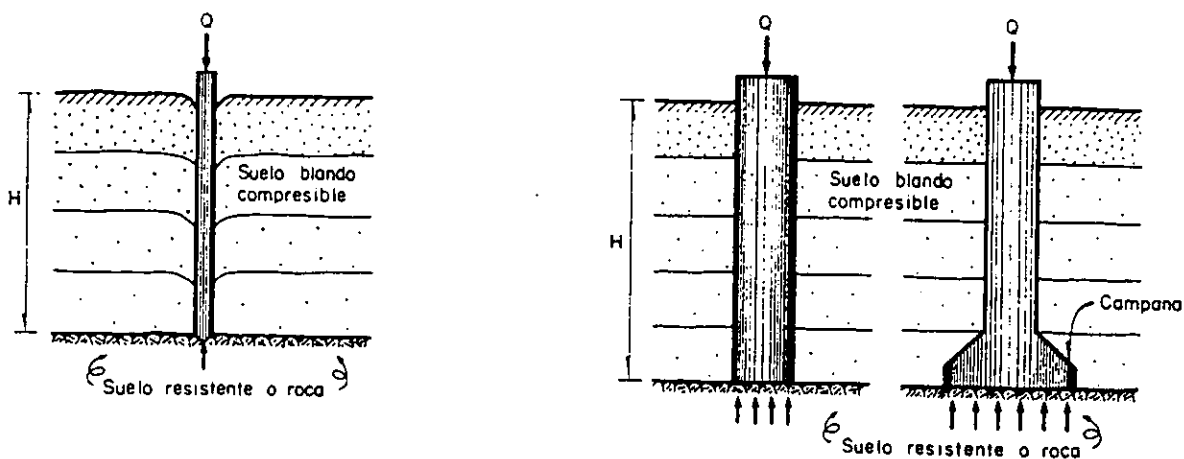


Fig. 1.2 Pilote y pilas de punta



### - Pilotes y pilas de punta con empotramiento

Para incrementar la capacidad de carga de pilotes y pilas se pueden empotrar a una cierta profundidad en el estrato resistente. Para pilotes se recomienda hacerlo a una profundidad de 4 a 10 veces su dimensión horizontal dependiendo de la compacidad relativa del material de empotramiento y de la capacidad del equipo disponible, y en pilas la distancia que sea posible constructivamente hablando.

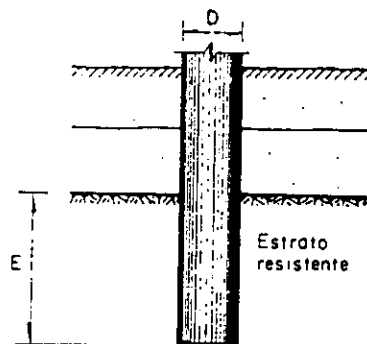


Fig. 1.3 Empotramiento de pilas y pilotes

### - Pilotes de fricción

Son los que transmiten la carga al suelo que los rodea; la magnitud de la fricción lateral es función del área perimetral del pilote. Esta solución se utiliza cuando no se encuentra ningún estrato resistente en el que podrían apoyarse pilotes de punta, o cuando el sitio donde se instalarán se localiza en una zona que sufre asentamientos significativos por consolidación regional.

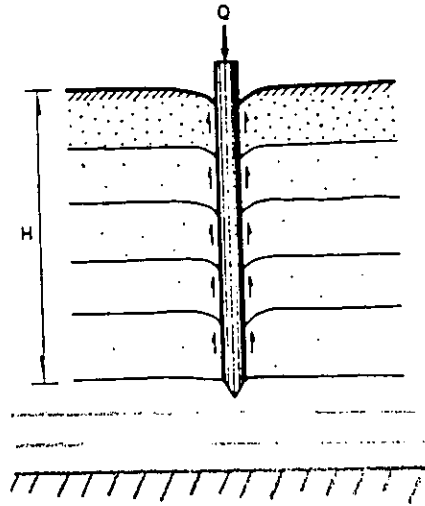


Fig. 1.4 Pilote de fricción

#### - Pilotes de anclaje

Se utilizan en zonas con suelos arcillosos expansivos que por su espesor no pueden ser removidos; con estos elementos se pueden absorber los movimientos estacionales que ocurren en la parte superficial de estos suelos, que se traducen en expansiones. Estos pilotes se hincan hasta alcanzar la zona del suelo estable. También se utilizan en ocasiones para evitar el bufamiento por excavación en suelos arcillosos.

#### - Pilotes y pilas con carga horizontal

Las fuerzas horizontales permanentes de reacción de una estructura o temporales inducidas por un sismo se pueden recibir en forma poco eficiente con pilas o pilotes verticales que tengan empotramiento y características estructurales adecuadas. Funcionalmente, los pilotes inclinados son mejor solución.

#### - Pilotes inclinados bajo cargas horizontales

Una solución más eficiente que la del caso anterior es utilizar pilotes inclinados con orientación acorde a la dirección en que se presente la fuerza horizontal o con distintas direcciones cuando deban soportar las fuerzas horizontales que induce un sismo.

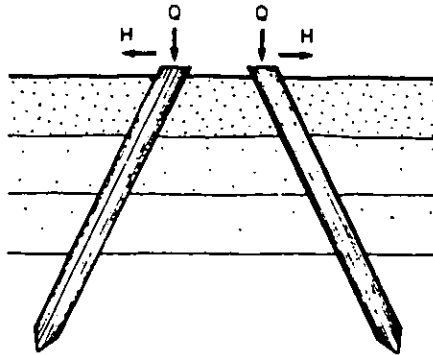


Fig. 1.5 Pilotes inclinados bajo carga horizontal

### Según el material con el que están fabricados

#### - Pilotes prefabricados de concreto

Se fabrican con concreto simple, concreto reforzado, presforzado o postensado, empleando cemento portland normal o resistente a las sales, álcalis y silicatos del medio donde se hincarán. Se fabrican de una sola pieza o en segmentos que se pueden unir con juntas rápidas o soldando placas de acero que se dejan en los extremos de cada precolado.

Estos pilotes son de uso más frecuente por su durabilidad y facilidad con que se ligan a la superestructura. Sus limitaciones se relacionan con las dificultades de fabricación, manejo e hincado. Según la geometría de su sección transversal pueden ser cuadrados, octagonales, ochavados, hexagonales, triangulares, de sección H y circulares.

#### - Pilotes y pilas de concreto colado en el lugar

Generalmente se fabrican con concreto reforzado, aunque es factible usar concreto simple cuando se trata de pilas cortas en una región no sísmica. El colado se debe hacer con una tubería tremie o con trompa de elefante para evitar la segregación y contaminación del concreto.

El pilote colado in situ no es muy empleado.

- Pilotes de acero

Estos pilotes son de secciones estructurales ligeras o pesadas dependiendo de la carga que transmitirán. Se pueden utilizar tubos de acero que pueden quedar huecos o rellenarse con concreto, así como perfiles estructurales H; también se fabrican tubos de aceros con una hélice soldada lateralmente, que se introducen a rotación.

Entre las ventajas principales de estos pilotes se tiene la facilidad y precisión con que se pueden alargar o recortar y el hecho de que se pueden atravesar estratos duros con boleos y roca alterada, además de que su manejo es más simple que en los de concreto.

La desventaja principal de estos pilotes es que son susceptibles a la corrosión, fenómeno que debe tomarse en cuenta especialmente en ambiente marino, que es donde más se utilizan, para protegerlos debidamente.

- Pilotes mixtos de concreto y acero

Se utilizan pilotes de concreto con puntas de acero como protección durante el hincado; en algunos suelos con condiciones stratigráficas peculiares se han utilizado pilotes que tienen un segmento inferior de tubo de acero y el resto de concreto reforzado. En general, este tipo de pilotes mixtos tiene poco uso.

- Pilotes de madera

Los pilotes de madera han caído en desuso ante el desarrollo de los de concreto; su empleo ha quedado restringido a la cimentación de estructuras provisionales y de embarcaderos pequeños en donde se aprovecha la resistencia de la madera para soportar las fuerzas de impacto. La limitación fundamental de estos pilotes se tiene en su poca duración, ya que fácilmente se daña el tramo que queda sujeto a variaciones del nivel del agua, sobre todo cuando están en un ambiente de aguas salobres. En este caso se puede recubrir con concreto el tramo expuesto a las variaciones de nivel.

### **Según su procedimiento constructivo**

Se han desarrollado numerosos procedimientos constructivos para fabricar y posteriormente instalar en el lugar o para fabricar en el sitio mismo pilas y pilotes ; la característica fundamental que los diferencia es que durante su construcción se induzca o no desplazamiento del suelo que los rodea; debe observarse que las pilas siempre se fabrican de concreto simple o reforzado, colado en el sitio en una perforación previamente realizada y por ello caen únicamente dentro del tipo de sin desplazamiento. En cambio los pilotes pueden ser : con desplazamiento cuando desplazan un volumen de suelo igual al del pilote al ser hincados, con poco desplazamiento, que pueden ser pilotes hincados en una perforación previa de menor

área que la del pilote mismo, pilotes de área transversal reducida como los de los perfiles de acero de sección I, o pilotes hincados con ayuda de un chiflón, y sin desplazamientos, cuando se fabrican en el sitio, de manera semejante a las pilas.

En suelos blandos, los pilotes con desplazamiento pueden inducir disminución de la resistencia al corte por el remoldeo provocado, en tanto que en suelos granulares pueden generar aumento de la compacidad relativa.

Los procedimientos constructivos son del dominio público o protegidos con patentes comerciales; en cuanto al equipo especializado que se utiliza, sus características y capacidades se eligen acordes al tamaño de la pila o pilote por construir y a las condiciones topográficas, estratigráficas y de localización del sitio.

- Con desplazamiento

a) Pilotes hincados a percusión. Este procedimiento es el de uso más difundido y consiste en hincar a percusión los pilotes con ayuda de un martillo de impacto; y los factores significativos que deben considerarse son:

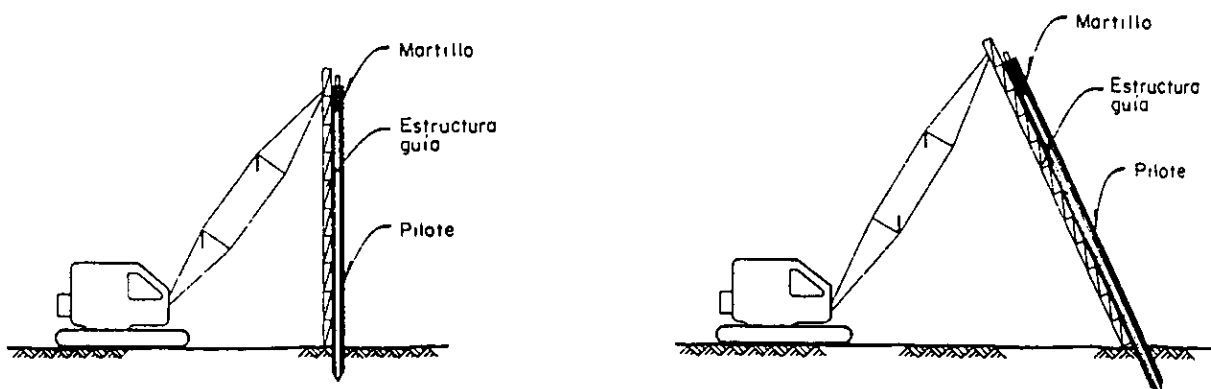


Fig. 1.6 Pilote hincado vertical e inclinado

- La masa y longitud del pilote
- El peso y energía del martillo
- El tipo de suelo en que se hinca

Usualmente el pilote se sostiene verticalmente o con la inclinación necesaria con una estructura guía en la que desliza el martillo durante la maniobra. Cuando debido a su longitud el pilote no puede manejarse en un solo tramo, se hinca en uno o más de ellos, unidos con una junta rápida o con placas prefijadas en los extremos que se sueldan durante el hincado.

Cuando no es posible utilizar una estructura guía de hincado por restricciones de espacio disponible o en obras fuera de costa, se puede usar una guía colgante, sostenida por la pluma de una grúa y unos cables.

b) Pilotes hincados a presión. Estos pilotes se fabrican de concreto en tramos de sección cilíndrica de 1.5 m de largo; la punta es cónica y tiene ahogado el cable de acero de refuerzo que se aloja en el hueco central. El hincado se hace a presión con un sistema hidráulico en cuyo marco de carga se van colocando los tramos del pilote.

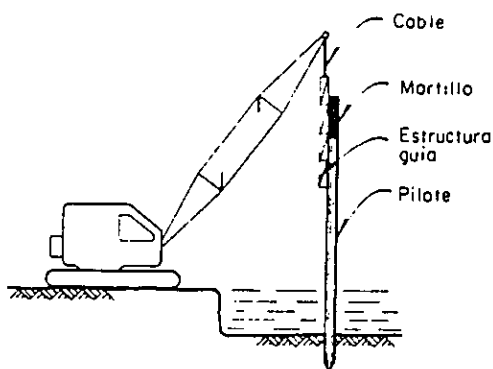


Fig. 1.7 Pilote hincado con vía colgante

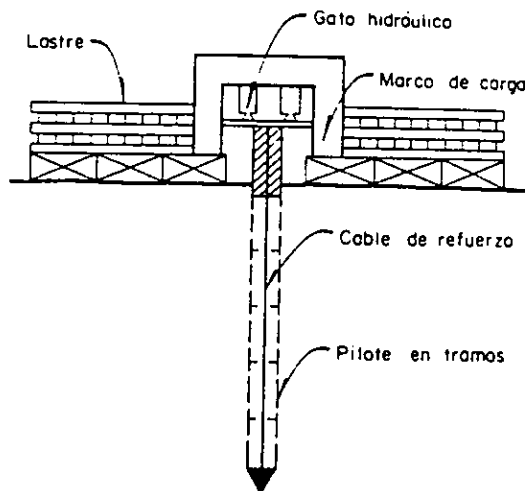


Fig. 1.8 Pilote hincado a presión

Cuando se alcanza la presión máxima de proyecto se tensa el cable central de acero de refuerzo y se rellena el hueco con concreto. La reacción del sistema de carga usualmente se absorbe con lastre colocado en una plataforma.

Este procedimiento ha sido empleado con frecuencia para recimentaciones, porque la reacción del sistema de carga se soporta con el peso de la estructura y por ello se puede realizar en espacios verticales muy reducidos.

c) Pilotes hincados con vibración. Esta técnica se emplea en suelos granulares y consiste en excitar al pilote con un vibrador pesado de frecuencia controlada, formado por una carga estática y un par de contrapesos rotatorios excéntricos en fase. El pilote penetra en el suelo por influencia de las vibraciones y del peso del conjunto pilote-vibrador-lastre . Generalmente son pilotes metálicos o tablaestacas.

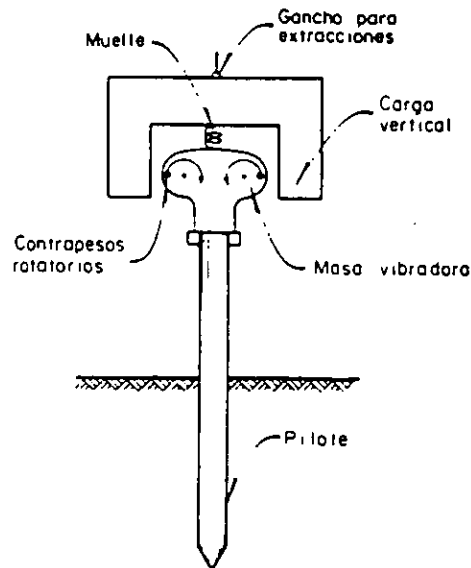


Fig. 1.9 Pilote hincado con vibración

Esta técnica también se ha usado para extraer pilotes desviados o de cimentaciones antiguas.

Cuando se proyecta utilizar este método, se deben estudiar los fenómenos que las vibraciones pueden ocasionar cuando su frecuencia se acerca a la natural de las estructuras e instalaciones vecinas, especialmente si están cimentadas sobre materiales poco densos, porque en esta condición de resonancia se pueden provocar daños estructurales y hundimientos.

- Con poco desplazamiento

a) Pilotes hincados en una perforación previa. Todos los pilotes hincados descritos en los párrafos anteriores como pilotes de desplazamiento si antes de hincarlos se realiza una perforación previa ; ésta puede requerir ser estabilizada con lodo de perforación, que en el caso de suelos arcillosos blandos se puede formar con el mismo suelo,

mezclándolo con agua previamente agregada, o en todo caso a base de bentonita y agua.

Esta técnica se utiliza:

- Cuando el hincado de los pilotes sin perforación previa induce deformaciones en la resistencia al esfuerzo cortante del suelo
- Cuando el pilote debe atravesar estratos duros que dificulten su hincado y por ello, puedan llegar a dañarse estructuralmente
- Cuando el número de pilotes por hincar es alto y la suma de sus desplazamientos puede provocar el levantamiento del terreno con el consiguiente arrastre de los pilotes previamente hincados.

b) Pilotes hincados con chiflón. Este procedimiento se utiliza para disminuir el volumen del suelo desplazado durante el hincado de pilotes en arenas; consiste en aplicar dos efectos simultáneos: el de un chiflón de agua a presión que descarga en la punta del pilote, el cual erosiona y transporta a la superficie parte de la arena, combinado con los impactos de un martillo o la excitación de un vibrador para movilizar el pilote. Adicionalmente se puede agregar aire a presión para facilitar la extracción del agua. En pilotes de varios tramos hay dificultades en la continuidad del chiflón. El martinete debe usarse una vez que se ha dejado de operar el chiflón y únicamente cuando se deba llegar al rechazo.

c) Pilotes de área transversal pequeña. Se acostumbra clasificar como pilotes con poco desplazamiento a los de perfiles de acero porque la relación de su perímetro al área transversal es hasta 15 veces mayor que en pilotes de concreto. Estos pilotes pueden ser de desplazamiento cuando por falta de control se forma un tapón de suelo cercano a la punta entre los patines, que avanza con el hincado.

A veces se aplica un tratamiento eléctrico de corta duración posterior al hincado para incrementar rápidamente la adherencia entre pilote y suelo; en este caso, además de perfiles estructurales, se pueden usar también tubos.

- Sin desplazamiento

- a) Pilotes y pilas de concreto colado en el lugar. Los pilotes y pilas de concreto colado en el lugar se clasifican como elementos de cimentación sin desplazamiento porque para su fabricación se extrae un cierto volumen de suelo que después es ocupado por el concreto.



## CAPITULO 2

### ESTUDIOS PRELIMINARES

#### 2.1 ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

El objetivo del programa de exploración geotécnica deberá proporcionar información sobre las condiciones estratigráficas del sitio en estudio, las condiciones de presión del agua del subsuelo y las propiedades mecánicas de los suelos ( resistencia, compresibilidad y permeabilidad), a fin de facilitar el diseño racional de la cimentación de estructuras y la selección del método constructivo adecuado para su ejecución.

Para asegurar que se alcanzarán los objetivos de la exploración geotécnica, los trabajos de campo los supervisará un ingeniero especialista en suelos y su realización estará a cargo de una brigada de trabajadores entrenados en los trabajos de perforación, muestreo y ejecución de pruebas de campo.

El programa de exploración geotécnica del sitio donde se construirá una estructura consta de dos etapas: la primera, de investigación preliminar, deberá permitir la definición tentativa de los problemas geotécnicos del sitio, lo que servirá para fundamentar la segunda etapa, de investigación de detalle, que incluye la realización de sondeos y pruebas de campo y de laboratorio.

#### 2.2 EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

**Investigación preliminar.** El objetivo de esta etapa de la exploración es el de recopilar la información geotécnica que exista de un sitio, para realizar una interpretación preliminar de los problemas que podrán presentarse en la cimentación de una estructura de características y requerimientos conocidos.

Para la recopilación de la información disponible contamos con instituciones mexicanas que publican y distribuyen información geotécnica, y que se enumeran a continuación.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS). En sus reuniones técnicas que se realizan cada dos años ha publicado recopilaciones de las características del subsuelo de 59 ciudades del país.

Dirección General de Geografía del Territorio Nacional (S.P.P.). Las cartas geológicas, topográfica, de uso de suelo y edafológica, escala 1: 50,000, así como las fotografías aéreas blanco y negro y de color en escala 1:25,000 son de mucha utilidad.

Instituto de Ingeniería, UNAM. Ha publicado el estudio del subsuelo de la Ciudad de México, así como una colección de artículos sobre la regionalización sísmica del país y de varios Estados en detalle.

Instituto de Geología, UNAM. Se pueden encontrar cartas geológicas de detalle de algunas zonas de la República Mexicana.

Instituto de Geografía, UNAM. Carta de climas.

La interpretación geológica de las fotografías aéreas de un sitio, realizada por un ingeniero geólogo entrenado para ello, permite identificar de manera preliminar las características geológicas del sitio, tales como fallas y fracturas y los fenómenos dinámicos relacionados con zonas de taludes y los fenómenos geodinámicos relacionados con zonas de taludes inestables y zonas erosionables. Con respecto a los suelos, se pueden identificar las características probables de los suelos superficiales e inferir las del subsuelo, así como definir posibles bancos de préstamo.

El recorrido de campo lo debe realizar un ingeniero especialista en geotecnia; los objetivos serán:

1. Comprobar la interpretación fotogeológica antes descrita, además de identificar y clasificar los suelos superficiales.
2. Visitar las estructuras construidas en la zona e indagar sobre su comportamiento.
3. Obtener información adicional que permita programar la investigación de detalle.

**Investigación Geotécnica de detalle.** El ingeniero especialista en geotecnia deberá formular el programa de la investigación de detalle, para lo cual deberá considerar la aplicación de las técnicas que se mencionan más adelante y fundamentar su propuesta en la información de la investigación preliminar. Debe además tomar muy en cuenta que tratándose de cimentaciones con pilas o pilotes, las propiedades de los suelos se modifican en la vecindad del pilote, aunque se trate de un procedimiento constructivo de no desplazamiento, como el de colado en el lugar, y que en el caso de pilotes que desplazan el volumen del suelo que ocupan, se induce mayor alteración y cambios estructurales al suelo vecino aún a varios diámetros de distancia. Por lo anterior, cuando se tiene la certeza de que la cimentación de la estructura se resolverá con pilas o pilotes, algunos autores proponen que en la exploración geotécnica a detalle se ponga énfasis en las pruebas de campo, como son las de penetración estática con cono tipo eléctrico, de penetración estándar, de veleta y de presiómetro. Este enfoque se ha seguido para diseñar cimentaciones piloteadas de estructuras marinas, ante la enorme dificultad de obtener muestras de buena calidad.

Levantamiento geológico. Excepcionalmente se realiza, ya que usualmente la geología de la región en donde se construirá la estructura ha sido estudiada anteriormente o se considera que el recorrido de campo de la investigación preliminar proporciona la información geológica necesaria y suficiente para el diseño de la cimentación (profunda) de una estructura.

En caso de que se trate de la cimentación de estructuras muy importantes o desarrollos industriales localizadas en áreas poco estudiadas, se justifica realizar el levantamiento geológico de la zona; cuyos objetivos se presentan a continuación:

1. Identificación de : Litología  
Estratigrafía  
Estructuras
2. Reconocimiento de discontinuidades: Fallas

Fracturas y juntas  
Estratificación  
Cavernas de disolución

3. Identificación de fenómenos geodinámicos:

Externos: Taludes inestables  
Zonas de alteración  
Internos: Zonas de erosión  
Fallas activas  
Vulcanismo y sismicidad  
Tectónica

Métodos de exploración geofísica. Los aplicables en geotecnia se basan en la medición de la variación de la velocidad de propagación de ondas sísmicas o de la resistividad eléctrica de los suelos, y mediante su interpretación y correlaciones se deducen las características estratigráficas, posición del nivel freático y posibles tipos y propiedades de suelos y rocas. Estos métodos se utilizan para obtener información preliminar del subsuelo, para complementar información geológica y para reducir el número de sondeos.

a) Método geosísmico de refracción total. Consiste en determinar el tiempo de arribo de las ondas longitudinales sísmicas, generadas por una pequeña explosión o impacto, a geófonos captadores que envían su señal a un sismógrafo receptor; con esta información se calcula la velocidad de propagación de las ondas.

Los resultados que se obtienen del método sísmico permiten:

- Interpretar la estratigrafía del sitio
- Predecir la clasificación de los suelos y rocas
- Deducir el módulo elástico dinámico del medio.

La estratigrafía se determina con desarrollos basados en la ley de refracción de las ondas en medios elásticos; para ello se han formulado soluciones para los casos que usualmente se presentan en la práctica.

La predicción de la clasificación de los suelos y rocas se hace comparando las velocidades de propagación de las ondas longitudinales con las correspondientes a casos conocidos.

El módulo elástico dinámico del medio se estima considerando un valor probable de la relación de Poisson para aplicar la ecuación 2.1. En el caso de que además se realicen determinaciones de la velocidad de propagación de las ondas transversales o de corte con las ecuaciones 2.1 y 2.2 se puede deducir el módulo elástico y la relación de Poisson correspondiente.

$$V_L = \sqrt{\left( \frac{E_{din}}{\rho} \frac{1-\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)} \right)} \quad (2.1)$$

$$V_T = \sqrt{\left( \frac{E_{din}}{\rho} \frac{1}{2(1+\mu)} \right)} \quad (2.2)$$

$$V_T = \sqrt{\frac{G_{din}}{\rho}}$$

Donde:

- V<sub>L</sub> velocidad de las ondas longitudinales
- V<sub>T</sub> velocidad de las ondas transversales
- μ relación de Poisson
- E<sub>din</sub> módulo de elasticidad dinámico del medio, en t/m<sup>2</sup>
- ρ densidad del material, en ton • s<sup>2</sup> /m<sup>4</sup>

La principal aplicación de este método puede ser la de determinar la profundidad de la roca bajo un depósito aluvial de difícil exploración directa.

La interpretación de esta prueba siempre debe correlacionarse con la información de sondeos convencionales con extracción de muestras, porque tiene la limitación básica de no detectar la presencia de estratos blandos que subyacen a otros duros, debido a las condiciones de refracción que se desarrollan. Es necesario también efectuar para cada línea de registro dos pruebas, una con un impulso en un extremo de la línea y la otra con un impulso en el otro extremo.

b) Método de resistividad eléctrica. Consiste en determinar la variación con la profundidad de las resistividades aparentes de un medio en que ha inducido un campo eléctrico.

Se han desarrollado varias técnicas de operación; dentro de ellas, la más utilizada debido a su sencillez es el denominado de Wenner, el cual se usa en un arreglo a través de líneas de observación sobre el terreno de estudio .

Los resultados que se obtienen con este método permiten:

- Definir la estratigrafía
- Por correlación, clasificar los suelos y las rocas el sitio
- Definir la posición del nivel freático.

$$P_a = 2\pi h \frac{V}{I} \quad (2.3)$$

- P<sub>a</sub> resistividad aparente a la profundidad h (ohm-m)
- h distancia entre electrodos (m)
- I intensidad de la corriente (amp)
- V diferencia de potencial (volt)

La estratigrafía se define de la observación del diagrama de isorresistividades que se obtienen de cada sección de observación con la ecuación 2.3.

La clasificación tentativa de los materiales se hace por comparación de la resistividad eléctrica con valores típicos.

La posición del nivel freático se detecta en la sección de isorresistividades.

La precisión de este método para predecir la estratigrafía de un sitio es generalmente menor que la de refracción sísmica y por ello se utiliza menos; sin embargo, es más confiable para determinar la posición del nivel freático.

Pruebas de penetración. Los penetrómetros son conos o tubos de acero que se hincan a presión (estáticos) o con el impacto de una masa (dinámicos).

En la exploración de un sitio, los penetrómetros se emplean de acuerdo a tres criterios de aplicación:

1. Como instrumento de exploración, para definir la estratigrafía y facilitar con ello la selección de los muestreadores de suelo que deberán emplearse
2. Para disminuir el costo de realización de sondeos complementarios para cubrir un área grande
3. Como técnica única de exploración, en proyectos de bajo costo que no puedan justificar sondeos de muestreo o en casos en que la información obtenida sea insuficiente.

Los penetrómetros de más utilidad en razón de las correlaciones que pueden establecerse con las propiedades de los suelos son el cono holandés tipo eléctrico y el penetrómetro estándar de tubo partido; que se explicarán con más detalle.

- a) Penetrómetro estático tipo eléctrico (cono holandés) (CPT). El penetrómetro de cono tipo eléctrico para hincarse a presión (estático) tiene incorporadas celdas instrumentadas con deformímetros eléctricos que permiten la medición simultánea de las fuerzas necesarias para el hincado de la punta cónica de 60 ° de ángulo de ataque y 3.6 cm de diámetro y de la funda cilíndrica de fricción, también de 3.6 cm de diámetro y 13.25 cm de longitud.

Este penetrómetro se hincan en el suelo con ayuda de un mecanismo hidráulico capaz de aplicar 2.5, 10 o 20 ton de fuerza axial. Con una perforadora usual en geotecnia, se puede hincar el cono, como estas máquinas tienen una capacidad media de 3 ton, el cono se puede hincar solo unos 7 m, después se extrae y se lima la perforación con broca tricónica, se introduce el cono hasta alcanzar nuevamente la capacidad del sistema hidráulico y así continúa. La velocidad usual del hincado es de 2 cm/s.

Al interpretar la información obtenida con este penetrómetro se puede determinar:

1. La clasificación de los suelos por correlación empírica
2. Los parámetros de resistencia al corte sobre la base de conceptos teóricos

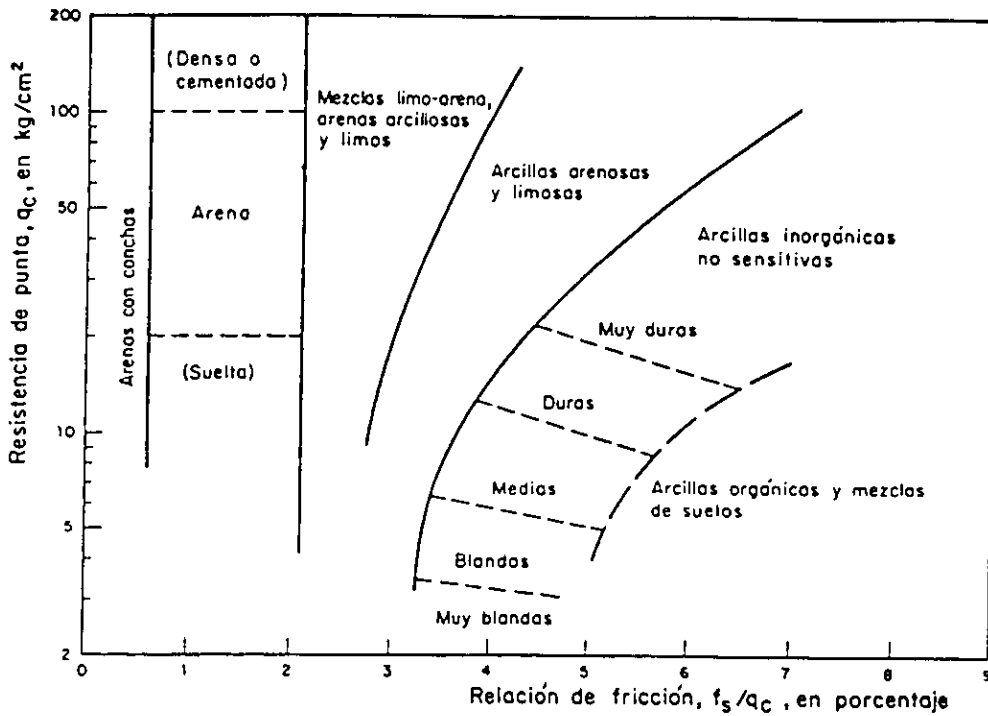
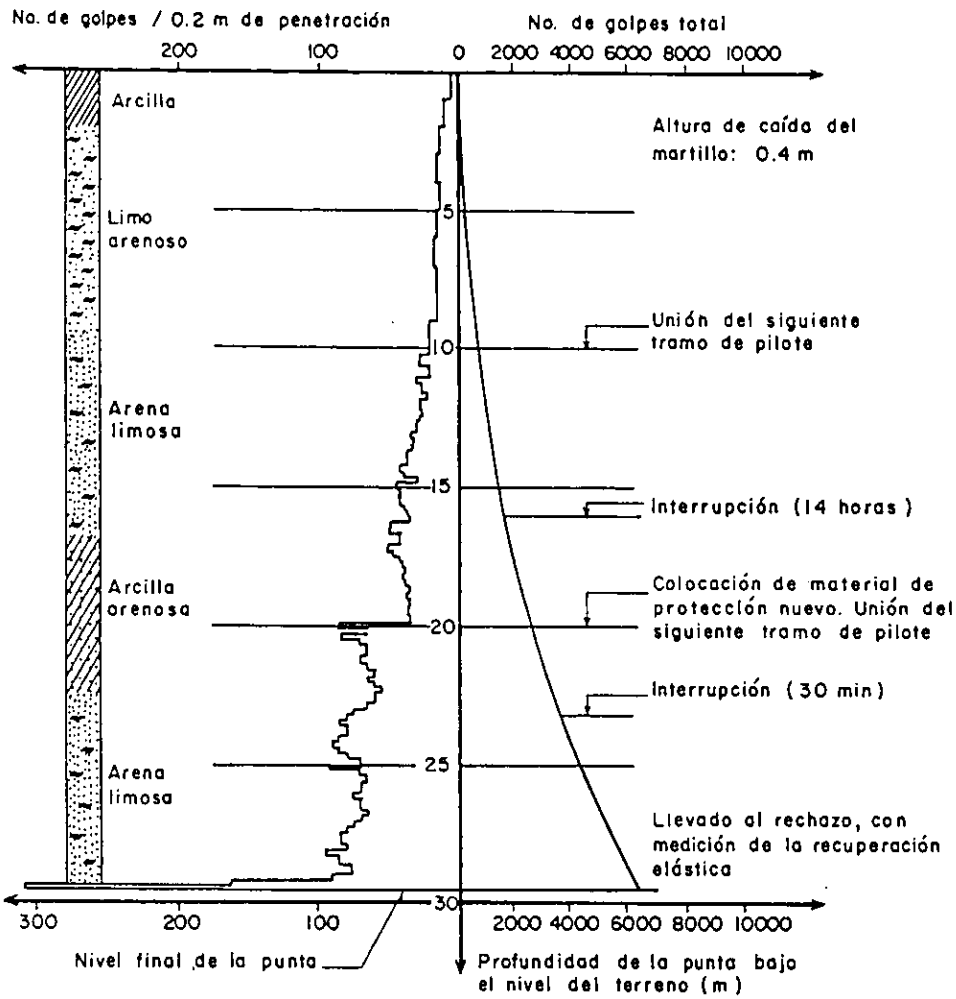


Fig.2.1 Clasificación de suelos con penetrómetro estático

Los parámetros de resistencia al corte de los suelos se pueden obtener indirectamente de las pruebas de penetración.

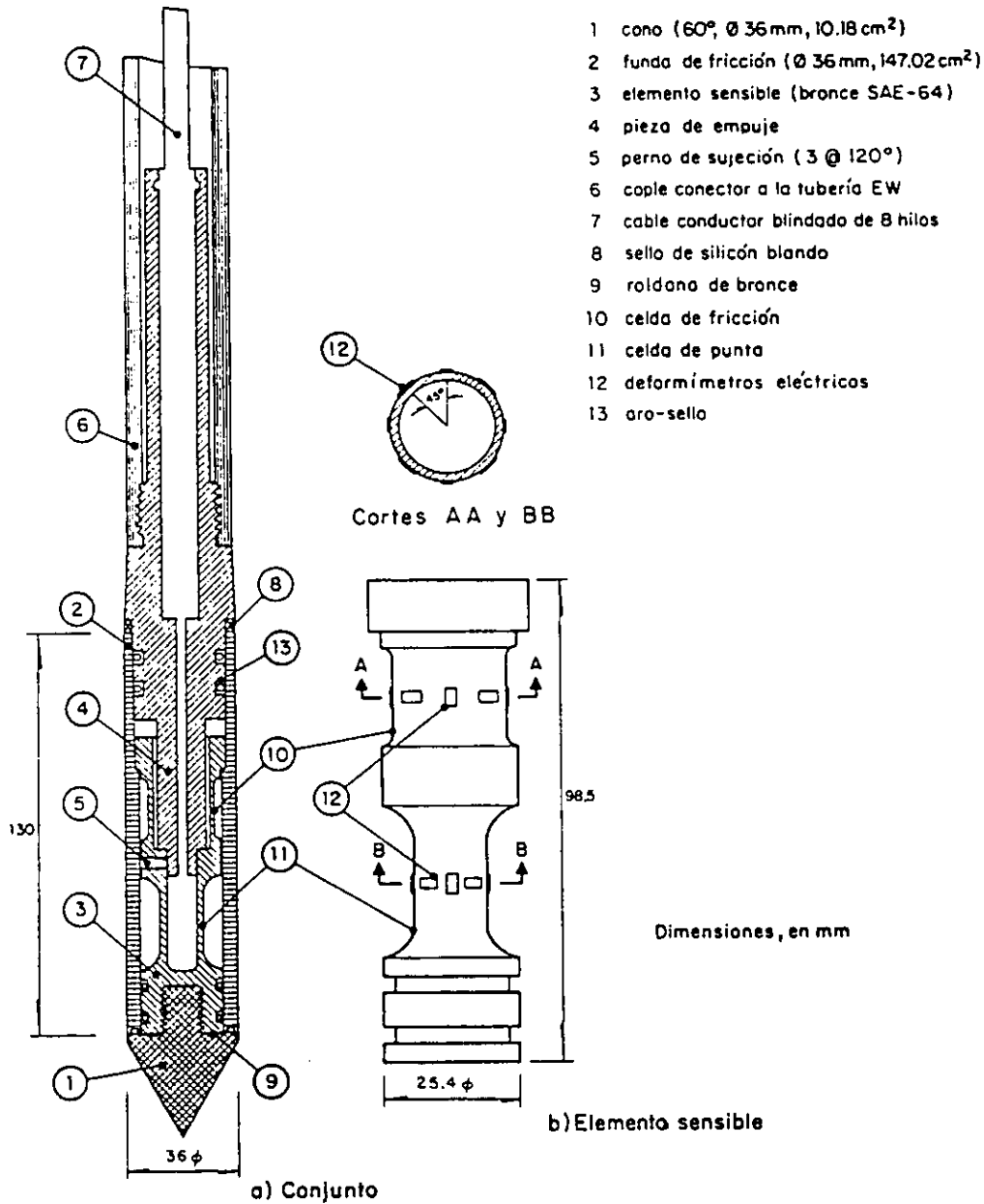


Fig. 2.2 Corte transversal de penetrómetro eléctrico

b) Penetrómetro estándar (SPT). El penetrómetro estándar es un tubo de dimensiones normalizadas que se hinca a percusión. Consiste en un tubo de pared gruesa partido

longitudinalmente, con una zapata de acero endurecido y una cabeza que lo une al extremo inferior de la columna de barras de perforación con que se hinca; la cabeza tiene un conducto para la salida de azoles a través de una válvula esférica o una válvula de varilla. Opcionalmente se utiliza una trampa de paso para retener las muestras.

El equipo auxiliar para el hincado es una masa golpeadora de acero de 64 kg con guía de caída libre de 75 cm y barras de perforación AW o BW (4.44 y 5.40 cm de diámetro y 6.53 y 6.23 kg/m de peso, respectivamente) con un yunque de golpeo incorporado a la columna de barras. La masa golpeadora se levanta con un malacate de fricción (cabeza de gato)

El penetrómetro estándar se hinca 45 cm en el fondo de una perforación de 7.5 cm de diámetro mínimo con los impactos de la masa de 64 kg y caída libre de 75 cm. Se cuenta el número de golpes para hincar cada tramo de 15 cm. Se define como resistencia a la penetración estándar, al número de golpes (N) necesarios para hincar el penetrómetro el tramo de 30 cm. Cuando debido a la dureza del suelo no se puede penetrar los 45 cm, se define N por extrapolación.

Después de hincado se saca el penetrómetro a la superficie para recuperar la muestra alterada, que se coloca en un frasco hermético, y se registra la información del hincado y clasificación del suelo.

Al interpretar los resultados obtenidos con este penetrómetro se puede lograr:

1. Definir la estratigrafía del sitio
2. Determinar por correlación la compacidad relativa de suelos granulares y la consistencia de suelos cohesivos.

La estratigrafía del sitio se define a partir del número de golpes N necesario para hincar el penetrómetro los 30 cm, o el obtenido por extrapolación en los casos en que no penetre los 45 cm especificados, y de la clasificación de campo de suelos de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

La correlación empírica entre el número de golpes N y la compacidad presentada en la siguiente tabla, establecida por Terzaghi y Peck, es válida para arenas localizadas arriba del nivel freático.

Número de golpes	Compacidad relativa
0 - 4	Muy suelta
4 - 10	Suelta
10 - 30	Media
30 - 50	Compacta
> 50	Muy compacta

Terzaghi y Peck, también establecieron la correlación empírica entre la resistencia a la penetración estándar, la consistencia de suelos cohesivos y la resistencia a la compresión sin confinar,  $q_u$ , pero su empleo es menos confiable que la correlación con la compacidad relativa.



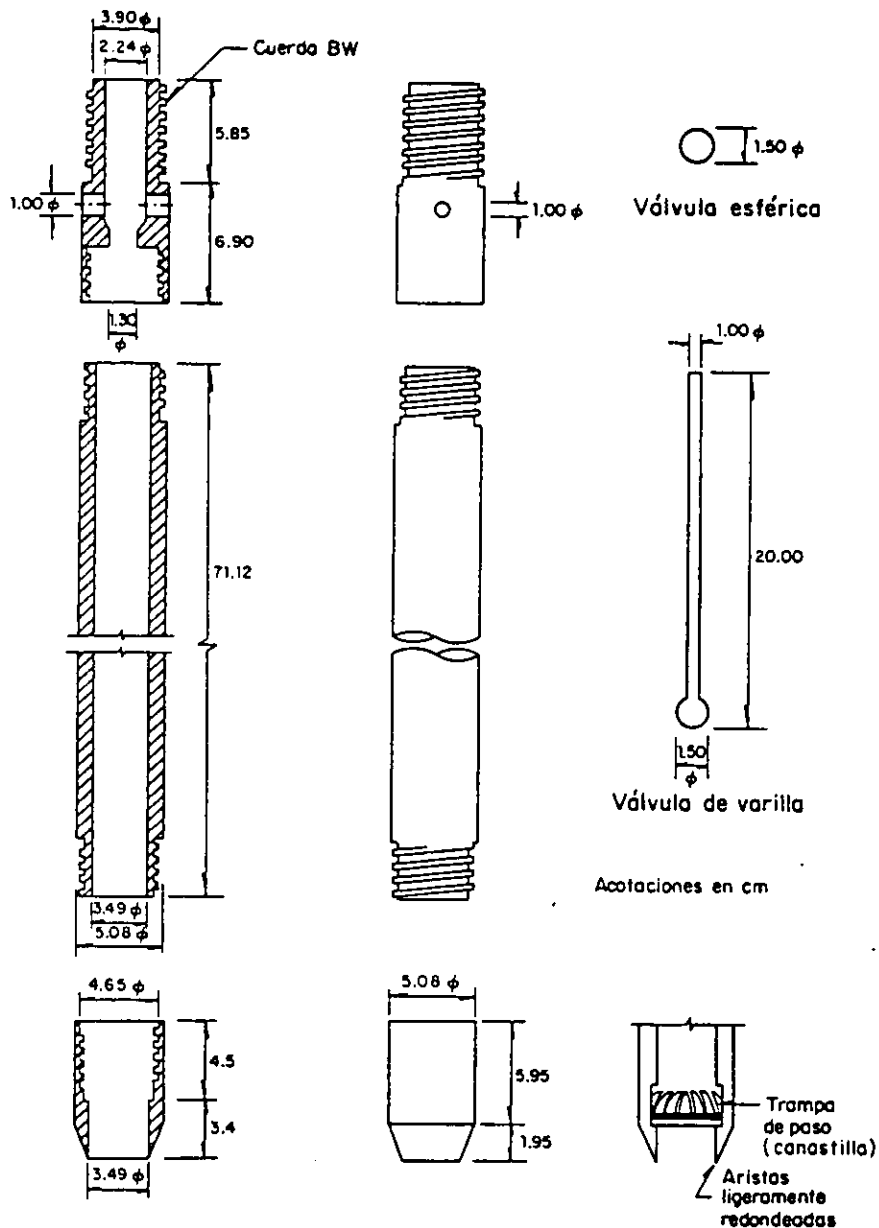


Fig. 2.3 Penetrómetro estándar

La prueba de penetración estándar debe realizarse cuidando que el muestreador: Tenga las dimensiones señaladas, el peso del martillo sea de 64 kg y la caída libre de 75.0 cm.

La perforación debe mantenerse con un espesor máximo de azolves de 5 cm y el agua o lodo empleados para la perforación deben mantenerse a un nivel constante. Las barras para el hincado deberán ser AW o BW y su movimiento, al meterlas o sacarlas del sondeo deberá ser lento para evitar que se genere succión y con ello se reduzca la compacidad relativa de los suelos granulares.

#### Procedimientos de muestreo

a) Muestreo alterado. Consiste en la recuperación de muestras alteradas de suelo, que son aquellas en las que el acomodo estructural de sus partículas se ha modificado en forma significativa debido al proceso de muestreo. Estas muestras se utilizan en el laboratorio para determinar algunas propiedades índice, definir la estratigrafía y preparar especímenes compactados o reconstituidos. Las muestras alteradas se obtienen como parte de un sondeo del que también se recuperan muestras inalteradas o de un sondeo alterado en el que sólo se obtienen muestras de ese tipo. Las técnicas desarrolladas para este tipo de muestreo son:

- Manuales, excavándolas de pozos a cielo abierto, pozos someros, cortes y zanjas.
- Con el penetrómetro estándar y equipo de perforación, sobre todo cuando se requieren a mayor profundidad.

El método manual consiste en recuperar a mano muestras alteradas que se conservan en un recipiente hermético, que puede ser una bolsa de polietileno o un frasco hermético de vidrio convenientemente identificado. Las muestras pueden ser de 0.5 a 20 kg, dependiendo de si se emplearán sólo para identificación y determinación de propiedades índice, o si se usarán también para realizar pruebas de compactación.

Las muestras se obtienen realizando una perforación con herramientas manuales como la pala posteadora y barrenas helicoidales, y con pozos a cielo abierto, zanjas y cortes excavados con picos y palas o maquinaria de excavación y muestreando con espátula y cinceles.

Las muestras pueden ser, representativas de una sola profundidad o integrales, mezclando las de todo el pozo.

b) Muestreo inalterado. Con el muestreo inalterado se obtienen muestras del suelo que conservan prácticamente inalterado el acomodo estructural de sus partículas sólidas; sin embargo la relajación de esfuerzos induce modificaciones de sus características y comportamiento mecánico que pueden ser ligeras o importantes dependiendo del cuidado y la técnica con que se obtengan. Las muestras inalteradas se utilizan en el laboratorio para identificar los suelos y determinar sus propiedades índices y mecánicas. Las muestras inalteradas se obtienen mediante técnicas manuales y con muestreadores adecuados según el tipo de suelo. Se describen los más usuales.

El método manual consiste en labrar in situ cubos de suelo de 20 a 30 cm de lado que se protegen con manta de cielo impermeabilizada; se pueden obtener en suelos cohesivos y en materiales granulares con algo de finos que le den cierta cohesión.

Las muestras cúbicas se extraen de pozos a cielo abierto, zanjas y cortes. Para obtenerlas se empieza por eliminar el suelo alterado y después con espátula y cincel se labran las paredes,

que se cubren con polietileno delgado conforme se termina cada una; una vez terminados los lados se cubren con tela de manta de cielo que se impregna con una mezcla líquida de parafina y brea; a continuación se coloca la caja de protección y se corta la base del cubo, que después se cubre con manta. Se identifican con una etiqueta colocada en la cara superior.

Con esta técnica se pueden obtener muestras de muy buena calidad, pero es procedimiento lento, difícil de realizar abajo del nivel freático y limitado a profundidades no mayores de 10 m.

Los muestreadores de pistón constan de un tubo de pared delgada que se hinca a presión en el suelo con una cabeza que tiene un mecanismo de pistón que puede ser fijo, retráctil o libre; existen numerosos modelos de mecanismo, entre ellos, el de pistón estacionario y el tipo Osterberg son posiblemente los más utilizados. Estos muestreadores se han desarrollado para el muestreo de suelos cohesivos muy blandos, pero con el muestreador de pistón estacionario también se puede intentar el muestreo de arenas saturadas sueltas.

El muestreador de pistón estacionario consta de un tubo de pared delgada que se opera con dos tuberías concéntricas: la exterior que empuja el tubo muestreador y la interior que mantiene el pistón en una posición fija.

El muestreador se lleva al fondo de la perforación con el pistón obturando la entrada del tubo; en el de pistón estacionario, se fija el tubo central a un apoyo inmóvil y se empuja el tubo exterior para hincar el muestreador, que después se saca cuidando que no ocurra movimiento relativo entre ambos tubos. En el muestreador Osterberg, una vez llevado a la posición de muestreo se impulsa el tubo muestreador inyectando agua a presión.

El vacío que se genera en ambos muestreadores se alivia en la superficie.

Los muestreadores de pistón crean un vacío en la parte superior de la muestra que permite extraer muestras de limos y arcillas muy blandas; se mide la longitud de muestra recuperada. Su operación es una maniobra delicada y lenta.

El tubo de pared delgada, tubo Shelby, se utiliza para el muestreo inalterado de suelos blandos a semiduros localizados arriba y abajo del nivel freático, tiene de 7.5 a 10 cm de diámetro y se hinca a presión.

El muestreador se hinca con un solo movimiento una longitud igual a la del tubo menos 15 cm, para dejar espacio a los azolves; la velocidad de hincado debe ser entre 15 y 30 cm/s.

Después se deja en reposo 0.5 min, para permitir que la muestra se expanda y se adhiera al muestreador; a continuación se gira para cortar la base y posteriormente se extrae a la superficie, colocando brea y parafina para evitar la pérdida de humedad y se mide la longitud de muestra recuperada.

En el laboratorio, la calidad de las muestras se define observando cortes longitudinales para identificar la alteración que pudieran mostrar lentes delgados de algún material o bien, observando el proceso de secado lento de placas delgadas de suelo cortadas longitudinalmente.

## 2.3 ENSAYES DE LABORATORIO

El programa de estudios de laboratorio se establece para cumplir con dos objetivos esenciales: clasificar cuidadosamente los suelos encontrados y obtener sus parámetros de resistencia y deformabilidad para el diseño de la cimentación; para alcanzar estos propósitos, se realizan las pruebas índice y mecánicas enumeradas a continuación:

### Pruebas índice :

Granulometría  
Contenido de agua  
Límites de consistencia  
Densidad de sólidos  
Peso volumétrico

### Pruebas mecánicas:

Resistencia al esfuerzo cortante: Compresión triaxial  
Corte directo  
Torcómetro

Deformabilidad: Compresibilidad  
Expansividad  
Consolidación

Las condiciones de prueba deben elegirse en cada caso particular tratando de reproducir los estados de esfuerzo y patrones de drenaje que generará la estructura; la selección adecuada de las muestras, de acuerdo a tales condiciones permitirá obtener parámetros de diseño representativos del comportamiento del suelo. Esta selección podrá facilitarse si se dispone de la información obtenida de sondeos con cono (CPT).

### - Suelos Cohesivos

Resistencia al esfuerzo cortante. La obtención de los parámetros de resistencia al corte de suelos cohesivos dependerá del criterio de diseño a utilizar ya sea a partir de esfuerzos totales o esfuerzos efectivos.

- a) Criterio de esfuerzos totales. En este caso se estima la adherencia suelo-pilote  $C_a$  como una fracción de la resistencia al corte no drenada del suelo  $C_u$ ; La prueba debe realizarse en un espécimen labrado a partir de una muestra inalterada.

Para evaluar  $C_u$ , se recomienda realizar una prueba triaxial no consolidada no drenada (UU), que presenta las siguientes ventajas con relación a las demás pruebas:

1. Se reduce la influencia de fisuras presentes en el espécimen, ya que si se utiliza la prueba de compresión no confinada, se tiende a subestimar la resistencia
2. Se induce en el espécimen un estado de esfuerzos más uniforme que en la prueba de corte directo, lo cual facilita su interpretación

3. Se disminuye la influencia de pequeñas heterogeneidades de la muestra, que son significativas en los resultados de una prueba con torcómetro; la prueba con torcómetro no es aconsejable en suelo que contiene arena.
  
- b) Criterio de esfuerzos efectivos. Para el diseño deben determinarse la cohesión  $c'$  y el ángulo de fricción interna  $\Phi'$  del suelo en términos de esfuerzos efectivos; en la prueba deben utilizarse especímenes labrados de una muestra inalterada, cuidando de no modificar su contenido de agua natural.

La determinación de  $c'$  y  $\Phi'$  se hace a partir de resultados de pruebas triaxiales consolidadas drenadas (CD), y consolidadas no drenadas con medición de presión de poro (CU). Alternativamente, puede usarse la prueba de corte directo, que permite utilizar especímenes de poco espesor, reduciéndose así el tiempo de ensaye.

Con respecto a la compresibilidad, la magnitud del asentamiento que sufrirá una estructura y su variación con el tiempo pueden estimarse a partir de los resultados de pruebas de consolidación unidimensional en especímenes obtenidos de una muestra inalterada; el número de pruebas debe determinarse atendiendo a la estratigrafía y a la profundidad de influencia dentro de la que el grupo de pilotes o pilas de cimentación modificará significativamente el estado de esfuerzos en el suelo.

Para la aplicación de los resultados de las pruebas deberán considerarse cuidadosamente los siguientes aspectos al problema:

1. Para extrapolar al campo los resultados obtenidos en el laboratorio, deberán considerarse cuidadosamente las condiciones de drenaje en el subsuelo, gobernadas en ocasiones por detalles estratigráficos; como por ejemplo delgadas capas de arena intercaladas dentro de la masa de suelos cohesivos, que modifican el valor del espesor  $H$  del estrato compresible
2. La magnitud de los asentamientos puede calcularse con precisión aceptable en suelos donde la consolidación secundaria no sea importante
3. La variación estimada de los asentamientos con el tiempo resulta imprecisa en la medida en que las características del suelo se apartan de las hipótesis teóricas.

#### - Suelos granulares

Tratándose de arenas y gravas, la capacidad de carga por punta y por fricción lateral depende de la magnitud del ángulo de fricción  $\Phi'$  del suelo en términos de esfuerzos efectivos, determinando en pruebas triaxiales consolidadas drenadas. Puede resultar necesario considerar valores diferentes del ángulo de fricción de un mismo suelo según el nivel de esfuerzos para calcular la capacidad de carga por punta y por fricción.

La deformabilidad a largo plazo de los suelos granulares puede considerarse prácticamente despreciable para los niveles de esfuerzos de trabajo usuales. Además las deformaciones

inducidas ocurren inmediatamente con la aplicación de la carga. No se acostumbra por tanto, efectuar en el laboratorio pruebas para determinar los parámetros de deformabilidad de las arenas.

## CAPITULO 3

### DISEÑO DE PILOTES Y PILAS

#### 3.1 DISEÑO GEOTÉCNICO

En términos generales, toda cimentación debe diseñarse para satisfacer dos requisitos esenciales:

1. Tener un factor de seguridad contra falla última
2. Los asentamientos no han de sobrepasar los límites permisibles para la superestructura.

Para un caso específico, uno de estos dos criterios condicionará las dimensiones de la cimentación; por lo tanto, es necesario calcular tanto la capacidad de carga como el asentamiento probable de la cimentación. Obviamente, la influencia del tipo del suelo es evidente; así, en arena densa o mediana, en la que los asentamientos son generalmente pequeños, el criterio de los asentamientos rara vez será el factor decisivo. Por el contrario, en cimentaciones sobre arcilla blanda, los asentamientos normalmente serán el factor gobernante.

La capacidad de carga de una cimentación profunda se puede decir que depende esencialmente de la resistencia al corte del suelo en el cual se apoya y del mecanismo de transferencia de carga del elemento de cimentación al suelo.

Por otra parte la sensibilidad de la superestructura a los asentamientos debe considerarse , sabiendo que, tanto las superestructuras muy flexibles como las muy rígidas se pueden considerar como insensibles, ya que las flexibles, que pueden acomodarse a los asentamientos irregulares sin daño estructural, y las rígidas se asentarán como bloque.

Finalmente, el proyectista debe tener conocimiento de los distintos tipos de pilotes y pilas, de cómo transmiten y distribuyen las cargas en el subsuelo, así como los procedimientos constructivos que convengan aplicar.

De lo anterior se concluye que el diseño geotécnico de una cimentación profunda debe comprender las siguientes etapas de trabajo:

1. Selección del tipo de elemento de cimentación ( pilote, pila o muro) y del equipo de construcción
2. Determinación preliminar de la longitud y capacidad de carga
3. Verificación de las etapas 2 y 3 empleando los datos obtenidos de pruebas de carga estáticas y dinámicas.

La capacidad de carga de la cimentación se define de acuerdo con dos criterios fundamentales:

1. La capacidad de carga última, que es la carga promedio por unidad de área que origina la falla de la cimentación por esfuerzo cortante o por asentamiento excesivo.

2. La capacidad de carga permisible, que es la carga promedio por unidad de área que no provocará asentamientos mayores que el valor admisible prefijado para la estructura y que también proporcionará un factor de seguridad adecuado contra falla por esfuerzo cortante.

Debe enfatizarse que la magnitud de la capacidad de carga con cualquiera de los criterios arriba mencionados, depende tanto de las propiedades mecánicas del suelo o roca en que se apoya la cimentación, como del tamaño y forma del área cargada y del tipo de superestructura.

Para definir la capacidad de carga de una cimentación se recomienda:

1. Estudiar los registros de comportamiento de cimentaciones con características similares
2. Determinar teóricamente la capacidad de carga última y los asentamientos que se podrán presentar
3. Realizar pruebas de carga de pilas o pilotes del tipo que se propone utilizar.

### **- Capacidad de carga bajo solicitaciones verticales**

Se presentarán los procedimientos de cálculo de los tipos más comunes con cimentaciones con pilas o pilotes sujetas carga estática axial; en donde predominan las reglas y fórmulas semiempíricas para calcular tanto la capacidad de carga como el asentamiento de los distintos tipos de pilotes y pilas.

### **Cimentaciones profundas en roca:**

Las cimentaciones profundas apoyadas o empotradas en roca generalmente son capaces de soportar grandes cargas; para su construcción se pueden seguir dos procedimientos : el más usual consiste en pilas coladas en el lugar, aunque también se recurre al hincado de pilotes de acero, o de concreto con punta de acero. Con el primer procedimiento se puede conocer el área de contacto con la roca por inspección visual y la capacidad de carga se puede evaluar por medio de los métodos de diseño que se presentan más adelante.

En el segundo caso, cuando se hincan pilotes de acero de sección H, pilotes de tubo metálico a veces con la punta obturada, o pilotes de concreto precolado con punta de acero, quedan incertidumbres en cuanto a la profundidad de penetración que puede alcanzarse y a la calidad de la roca a nivel de desplante. Por ello la capacidad de carga de este tipo de cimentaciones profundas no se puede calcular con ninguno de los métodos convencionales y deberá estimarse a partir de observaciones de hincado, experiencia local y pruebas de carga.

Las características de dureza y echado de la roca condicionan la selección del tipo de pilote y el diseño de su punta; por ejemplo, aun en los pilotes H, la punta se refuerza agregando placas soldadas o remachadas para reducir la presión entre el acero y la roca a valores comprendidos entre 210 y 420 kg/cm<sup>2</sup>.

En la mayoría de las cimentaciones importantes en roca se necesita una exploración detallada del subsuelo que debe incluir los siguientes aspectos:

1. Características estructurales, como estratificación, foliación, rumbo y echado de los estratos, particularmente cuando existan problemas de estabilidad



2. Presencia de discontinuidades, tales como juntas fallas o canales de disolución en rocas sedimentarias y oquedades en rocas ígneas extrusivas.

Es necesario tomar en cuenta lo siguiente; las rocas sedimentarias laminadas, como la caliza y la arenisca, a menudo se encuentran en capas delgadas separadas por arcillas o lutitas blandas. La capacidad de carga de tales materiales depende en gran medida de las propiedades de la arcilla o de las lutitas blandas y se hace necesario el muestreo inalterado para determinar su resistencia.

Ciertas lutitas, limolitas y argilitas se reblandecen o expanden al ser expuestas al aire. Los materiales que contienen sulfatos en forma de piritas o anhidritas se pueden hidratar con gran expansión volumétrica. En estos casos se recomienda ensayar núcleos de rocas arcillosas sedimentarias en pruebas de deleznamiento (slaking) por inmersión y si dicha tendencia al deleznamiento es pronunciada, determinar las características de expansión con pruebas de consolidación. En este tipo de rocas se requiere impermeabilizar las excavaciones.

Las rocas calcáreas con cavernas de disolución constituyen un problema difícil de cimentación, por lo que al construir sobre terreno calizo se debe revisar la información geológica y fotografías aéreas para encontrar evidencias de dolinas o de formación de cavernas.

Para el caso de cimentaciones profundas coladas en el lugar, se recomienda empotrar en la roca una longitud de 1 a 3 veces el diámetro del cemento; dependiendo de las condiciones de empotramiento, la capacidad de carga se determina siguiendo uno de los siguientes criterios:

- 1.- La capacidad de carga se deriva de la resistencia por punta únicamente. Esta hipótesis puede ser conservadora, independientemente del proceso de construcción, sin embargo, si el fondo de la excavación no se limpia adecuadamente, la capacidad de carga se desarrollará después de que ocurran asentamientos debidos a la expulsión o compresión del lodo o azolve dejado en el fondo de la perforación.

- 2.- La capacidad de carga se deriva de la adherencia entre el concreto y la roca a lo largo del área lateral de contacto. Esta hipótesis no es necesariamente conservadora, ya que la resistencia por adherencia disponible depende en gran medida de la calidad de la superficie de la roca en las paredes del tramo empotrado

- 3.- La capacidad de carga se deriva tanto de la resistencia por punta como de la adherencia lateral. Esta hipótesis conduce a valores altos de la capacidad de soporte; no se deberá emplear a menos que se verifique su aplicabilidad por medio de pruebas de carga a escala natural a través de experiencia local bien fundada.

- a) Capacidad de carga por punta, en roca. Cuando la capacidad de carga se genera en la punta de la pila, se puede calcular como función de la resistencia al corte de la roca con la expresión (ref 1):

$$q_a = (q_u)_c \cdot k_{sp} \cdot d$$

en la que

$$d = 0.8 + 0.2 H_s/B \leq 2$$

siendo:

$q_a$  capacidad de carga permisible,  $t/m^2$

$(q_u)_c$  resistencia a la compresión no confinada promedio del núcleo de la roca,  $t/m^2$

- $k_{sp}$  coeficiente empírico que depende del espaciamiento de las discontinuidades de la roca
- $d$  factor de profundidad
- $H_s$  profundidad de empotramiento en la roca resistente, m
- $B$  diámetro de la cavidad, m.

Sobre esta solución se puede hacer los siguientes comentarios:

Los valores del parámetro básico ( $q_u$ )<sub>c</sub> son en general poco representativos de las propiedades mecánicas de la masa de roca, debido al efecto de alteración inducido por muestreo y a la ausencia de discontinuidades en los especímenes ensayados.

Cabe señalar que esta solución no debe aplicarse cuando las pilas se apoyan en rocas blandas como es el caso de algunas lutitas.

- b) Capacidad de carga por adherencia entre concreto y roca. En el caso de que la carga se transmita lateralmente a lo largo de la longitud empotrada en roca, la capacidad de carga permisible estará dada por la expresión:

$$Q_a = \Pi B H_s \tau_a$$

Donde

$Q_a$  capacidad de carga permisible

$B$  diámetro de la pila

$H_s$  profundidad de empotramiento en la roca sana, m

$\tau_a$  resistencia permisible por adherencia entre concreto y roca,  $t/m^2$

$\tau_a$  es función de la superficie de contacto expuesta por la excavación y varía usualmente entre 70 y 210  $t/m^2$ .

- c) Asentamiento en roca. El análisis de asentamientos de pilotes y pilas descansando o empotrados en roca es un problema difícil y frecuentemente impreciso debido a la naturaleza discontinua de las masas rocosas.

Los asentamientos elásticos en roca sana generalmente son muy pequeños y se pueden despreciar. Los asentamientos importantes en roca están comúnmente asociados con la presencia de juntas abiertas en la masa rocosa y, en rocas sedimentarias, con ocurrencia de intercalaciones de material compresible. Cuando se prevean estas situaciones, se necesitarán investigaciones y análisis especiales, los cuales deberán ser llevados a cabo por personas capacitadas en este tipo de trabajo.

En cimentaciones de grandes dimensiones o que transmitan cargas importantes, puede resultar importante calcular los asentamientos.

Los asentamientos calculados a partir de los módulos elásticos de núcleos de roca son poco confiables, ya que se desprecia el efecto de las juntas y de otras discontinuidades de la roca; para el cálculo se establecen hipótesis arbitrarias sobre la influencia de las juntas y por ello resulta poco confiable.

Los asentamientos calculados a partir de pruebas de carga de placa realizadas en el lugar, tienen la ventaja de que incluyen la influencia de las discontinuidades y de la alteración de la

roca, pero debe tenerse en cuenta la importancia del efecto de escala en los resultados; por ello la placa debe tener el mismo diámetro que el cimiento profundo.

Sin embargo, debido a razones prácticas esto rara vez es posible y generalmente se usan placas de menor diámetro, el cual debe ser mayor que la mitad del diámetro del cimiento y siempre arriba de 30 cm

Las pruebas de carga de placa son simples, pero deben realizarse con cuidado, ya que los resultados son frecuentemente erráticos. En todo caso, se deben efectuar varias pruebas con diferentes diámetros de placa para obtener una evaluación confiable del comportamiento de la cimentación.

### **Cimentaciones profundas en suelos granulares:**

Se presentan criterios de diseño para pilotes y pilas apoyados en suelos granulares, tales como gravas, arenas y limos no cohesivos. Estos métodos se aplicarán únicamente a depósitos homogéneos en los que los suelos granulares se extienden hasta una profundidad apreciable por debajo del extremo inferior del cimiento, o a depósitos estratificados en los que los suelos granulares están subyacidos por materiales más competentes.

Los pilotes y pilas en suelos granulares derivan su capacidad de carga tanto de la resistencia por punta como de la fricción lateral a lo largo del fuste. La proporción en la que estas dos componentes contribuyen a la capacidad, el nivel de esfuerzos, y de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo así como de las características del pilote o pila.

- a) Capacidad de carga, según la penetración estándar. La capacidad de carga última de un pilote individual en suelos granulares se puede determinar a partir de los resultados de la prueba de penetración estándar, aplicando la siguiente expresión (ref 2):

$$Q_u = 40 N A_p + 0.2 \bar{N} A_s$$

Donde

- $Q_u$  carga última del pilote, t  
 $N$  número de golpes promedio a la elevación de la punta del pilote,  $N_{60}$  de golpes/30 cm  
 $A_p$  área de la sección transversal de la punta del pilote,  $m^2$   
 $\bar{N}$  número de golpes promedio a lo largo del fuste del pilote,  $N_{60}$  de golpes / 30 cm  
 $A_s$  área de la superficie lateral del fuste del pilote,  $m^2$

La prueba de penetración estándar está sujeta a errores; por ello se acostumbra emplear un factor de seguridad mínimo de 4 para definir la capacidad de carga admisible del pilote,  $Q_a$ . Así:

$$Q_a \leq Q_t/4$$

- b) Capacidad de carga según la teoría de la plasticidad. La capacidad de carga permisible de un pilote en suelo granular se puede determinar a partir del parámetro de resistencia

al corte  $\Phi'$  (ángulo de fricción efectivo del suelo) y admitiendo una teoría sobre el posible mecanismo de falla del conjunto pilote-suelo.

Se admite que el análisis de capacidad de carga de pilotes y pilas puede basarse en el llamado enfoque estático, en el que las dos componentes de la capacidad de soporte, la carga por punta  $Q_p$  y la carga por fricción lateral  $Q_s$ , se calculan separadamente y se superponen como sigue (ref 3):

$$Q = Q_p + Q_s = q_p A_p + f_s A_s$$

Donde  $A_p$  y  $A_s$  representan el área de contacto de la punta del pilote o pila y de la superficie lateral del fuste, respectivamente, y  $q_p$  y  $f_s$  la resistencia última por última por punta y por fricción lateral del pilote, respectivamente. Estos esfuerzos dependen de las características de resistencia y deformabilidad de los suelos y de la condición inicial de esfuerzos de los estratos de suelo involucrados, así como de la forma, tamaño y propiedades del material del pilote o pila y de su procedimiento constructivo.

$$q_p = p_0 N'_q$$

En esta expresión  $N'_q$  representa el factor de capacidad de carga, para una cimentación circular o cuadrada. El factor  $N'_q$  debe reducirse en 30 %, cuando la pila es oblonga y con una relación de largo a ancho superior a 5. Numerosas curvas teóricas y semiempíricas han sido propuestas para  $N'_q$  como función única del ángulo de fricción antes del hincado (ref 3); las diferencias apreciables entre los valores propuestos muestran la gran variedad de enfoques para atacar el problema. Sin embargo, Meyerhof (ref 4) propone una relación semiempírica entre  $N'_q$  y el ángulo de fricción  $\Phi'$  para pilotes de sección circular o cuadrada de ancho  $B$ , y para distintas relaciones de profundidad  $D_b/B$  siendo  $D_b$  la profundidad de penetración dentro del estrato resistente, relación que proporciona valores que han resultado aceptables en la práctica.

Las investigaciones realizadas por Vesić (ref 5) han mostrado que la resistencia por punta está gobernada no por el esfuerzo vertical  $p_0$  sino por el esfuerzo normal medio  $\sigma_0$

$$\sigma_0 = \frac{1 + 2k_0}{3} p_0$$

en el que  $K_0$  representa el coeficiente de empuje en reposo. Por lo tanto la capacidad de carga para un material granular puede expresarse como:

$$q_p = \sigma_0 N \sigma = \frac{1 + 2k_0}{3} p_0 N \sigma = p_0 N'_q$$

siendo:

$$N'_q = \frac{1}{3} (1 + 2 K_0) N \sigma$$

El cálculo del factor de capacidad de carga  $N_{\sigma}$  para el esfuerzo normal medio toma en cuenta el efecto de la deformabilidad del suelo antes de la falla, basándose en un mecanismo realista de falla (ref 5).

Cualquiera que sea el criterio adoptado, será conveniente verificar el diseño con pruebas de carga.

La fricción lateral  $f_s$  se estima en forma similar a la resistencia al deslizamiento de un cuerpo rígido en contacto con el suelo. Para arenas homogéneas, esto implica la suposición de que  $f_s$  debe resultar proporcional a la presión por sobre carga efectiva promedio  $p_s$  a lo largo de la superficie lateral:

$$f_s = K_s p_s \tan \delta$$

donde  $K_s$  representa el coeficiente de fricción lateral (valor promedio del coeficiente de empuje de tierra sobre el fuste) y  $\tan \delta$  el coeficiente de fricción entre el material del pilote y la arena (ref 6).

Finalmente, cuando en el diseño se considere que la carga va a transmitirse por el efecto combinado de punta y fricción lateral, deberá tomarse en cuenta que la proporción de la carga soportada por punta variará en función del tipo y geometría del pilote o pila, de las propiedades del suelo, del procedimiento de hincado o fabricación y de la magnitud de la carga aplicada.

Como la teoría convencional de capacidad de carga está limitada a elementos cortos de longitud igual o menor de 15 a 20 diámetros, se han realizado experimentos a escala natural y observaciones de campo que demuestran que las relaciones teóricas antes descritas son válidas únicamente cuando la punta del pilote está arriba de una cierta profundidad crítica  $D_c$ . Debajo de esta profundidad (generalmente mayor que  $15B$ , siendo  $B$  el diámetro del pilote), tanto la resistencia por punta como la fricción lateral promedio alcanzan asintóticamente valores últimos y permanecen prácticamente constantes en un depósito homogéneo de arena debido a efectos de compresibilidad del suelo, rotura de granos, arqueado y otros factores, es decir, debajo de la profundidad crítica, la capacidad de carga es independiente de la presión por sobrecarga efectiva y sólo depende de las propiedades mecánicas de la arena.

En la mayor parte de los casos, la relación  $D_c/B$  varía entre 7 para  $\Phi = 30^\circ$  y 22 para  $\Phi = 45^\circ$ . La capacidad de carga permisible por punta para un pilote o pila individual de diámetro  $B$  y longitud  $L_p$  se calcula como sigue (ref 1):

$$\text{Para } L_p < D_c : Q_a = \left\{ q_p \frac{\pi B^2}{4} + \frac{f_s}{2} \pi B L_p \right\}$$

donde  $q_p$  y  $f_s$  se calculan a la profundidad  $L_p$

$$\text{Para } L_p > D_c : Q_a = \frac{1}{3} \left\{ q_p \frac{\pi B^2}{4} + \frac{f_s}{2} \pi B D_c + f_s \pi B (L_p - D_c) \right\}$$

Donde  $q_p$  y  $f_s$  se calculan a la profundidad crítica  $D_c$

En estas expresiones se incluye un factor de seguridad de 3 aplicado usualmente en cimentaciones profundas. Algunos factores proponen el factor de seguridad debe considerarse en función de dos componentes: una se refiere a la carga que se va a suponer como base del diseño y la otra a la resistencia del suelo de soporte. Uno de estos criterios establece la diferencia entre el llamado factor de incremento de la carga  $F_c$  y el factor de reducción de la resistencia  $F_r$ ; en esta caso para la capacidad de carga bajo solicitaciones verticales se deberá verificar que:

$$\Sigma (Q F_c) \leq R$$

Donde:

$\Sigma (Q F_c)$  suma de las acciones verticales a tomar en cuenta para la combinación de cargas más desfavorables. Afectadas individualmente por sus respectivos factores de carga  $F_c$ .

$R$ , menor de los siguientes valores:

- Suma de las capacidades de carga de los pilotes o pilas individuales
- Capacidad de carga de una pila equivalente a la envolvente del conjunto de pilotes o pilas
- Suma de las capacidades de carga de los diversos grupos de pilotes o pilas en que pueda subdividirse la cimentación.

Los valores de  $F_c$  dependerán del grado de confiabilidad con que se estime cada una de las solicitaciones verticales.

En cada caso se aplicará el factor de resistencia  $F_r$ , al valor neto de la capacidad de carga última estimada. Para pilotes hincados en arenas:

$F_r \leq 0.35$  para la componente de resistencia por punta

$F_r \leq 0.45$  para la componente de resistencia por fricción lateral.

- c) Capacidad de carga según la penetración estática del cono. La capacidad de carga permisible de un pilote o pila en un suelo granular se puede calcular a partir de los resultados de pruebas de penetración estática con el cono holandés. La prueba de cono da los mejores resultados en limos y arenas de compacidad entre suelta y densa; no se puede realizar en gravas gruesas ni en arenas muy densas. El penetrómetro estático se asemeja a un pilote a escala reducida y cuando se hinca en un suelo homogéneo sin cohesión, la resistencia a la penetración se puede correlacionar con las de un pilote de tamaño natural instalado.

La capacidad de carga última de un pilote individual en suelo granular se puede determinar con (ref 1):

$$Q_u = q_c A_p + 2 f_s A_s$$

Donde:

$Q_u$  capacidad de carga última

$q_c$  resistencia promedio por punta de pruebas de cono,  $t/m^2$

$A_p$  área de la sección transversal de la punta del pilote,  $m^2$  (para pilotes de diámetro mayor de 50 cm es recomendable utilizar el valor mínimo de  $q_c$  en vez del mayor promedio)

$f_s$  fricción lateral promedio medida en prueba de cono,  $t/m^2$

$A_s$  área lateral del fuste del pilote,  $m^2$

Los resultados de las pruebas de penetración de cono son más reproducibles que los de la prueba de penetración estándar, por lo que son más confiables. Así el factor de seguridad que se aplica a  $Q_u$  está comprendido entre 2.5 y 3 dependiendo del número de pruebas realizadas y de la variación observada en los resultados de los ensayos, correspondiendo el valor mínimo del factor de seguridad a un gran número de resultados con una variación menor de  $\pm 10\%$  del promedio.

- d) Capacidad de carga según pruebas de campo. Como los métodos descritos anteriormente están sujetos a errores debido a las dificultades en la determinación de las propiedades mecánicas de los suelos y a las limitaciones de los métodos mismos, se han desarrollado técnicas experimentales de campo, para determinar la capacidad de pilotes y pilas mediante pruebas de carga.

En todos los proyectos importantes es común que se justifique económicamente efectuar pruebas de carga preliminares en pilotes antes de llegar al diseño final, como una guía para seleccionar el tipo, longitud y capacidad de carga permisible de los cimientos; estas pruebas se realizarán durante la etapa de construcción cuando el objetivo sea verificar las hipótesis de diseño. En obras pequeñas, en las que se tiene un número reducido de pilotes o pilas, generalmente es más económico usar un factor de seguridad conservador en el diseño de la cimentación, que efectuar pruebas de carga.

Para pilotes en suelos granulares se recomienda aplicar un factor de seguridad de 2.0 a 3.5 a la capacidad de carga última. La selección del factor de seguridad más adecuado dependerá del comportamiento observado en el pilote de prueba en cuanto a asentamientos y de la susceptibilidad a las deformaciones de la estructura que se va a cimentar.

- e) Resistencia a la penetración del pilote. En algunos suelos granulares la capacidad de carga última en pilotes hincados está sujeta a cambios con el tiempo; así, en suelos saturados tales como limos no cohesivos y arenas finas, la capacidad última puede disminuir después del hincado. A este fenómeno se le conoce como relajación; se cree que el proceso de hincado ocasiona que el suelo bajo la punta del pilote se dilate generando presiones de poro negativas y una mayor resistencia temporal. Al dispararse dichas presiones la resistencia se disminuye y con ello la capacidad del pilote.

Otro fenómeno que se puede presentar en el hincado, es la licuación temporal, o sea la reducción de la resistencia al corte de arenas finas o limos situados bajo el nivel freático; esta situación puede detectarse mediante pruebas de rehincado de pilotes en que la capacidad de carga debe aumentar conforme se disipe el incremento de la presión de poro inducida.

- f) Capacidad de carga de grupos de pilotes. La capacidad de carga de grupos de pilotes y pilas sólo se puede definir de una manera aproximada con algunos de los tres criterios que se describen más adelante; en todos los casos deberá comprobarse que la capacidad del grupo sea mayor que la carga total aplicada.

Dichos criterios son:

- Admitir que la capacidad del grupo es la suma de las cargas permisibles de los pilotes individuales
- Admitir el criterio de Terzaghi y Peck (ref 7), que supone que la falla ocurrirá en un bloque definido por el perímetro externo del conjunto de pilotes; la capacidad de carga se calcula entonces como una zapata grande, adicionándole la resistencia por fricción de los lados del bloque
- Si el grupo de pilotes está apoyado en un estrato firme de espesor limitado que descansa sobre un depósito de suelo blando, la capacidad de carga última del grupo estará dada por el menor de los valores siguientes: la suma de las capacidades de los pilotes individuales o la resistencia a la falla como cuerpo rígido de una pila equivalente formada por el grupo de pilotes y la masa de suelo afectada; este último tipo de falla se produce por punzonamiento a través del estrato firme hasta alcanzar el suelo blando subyacente.

Cualquiera que sea el criterio empleado, es un hecho conocido que la carga última de un grupo de pilotes  $\bar{Q}_u$ , generalmente difiere de la suma de las carga últimas de los pilotes individuales  $\Sigma Q_u$ . A la relación  $n = \bar{Q}_u / \Sigma Q_u$  se le denomina eficiencia del grupo y para el caso de arenas depende de varios factores, siendo los más importantes el procedimiento de construcción, el espaciamiento entre pilotes y su longitud, así como la compactación relativa inicial de la arena.

De las pocas pruebas de carga a escala natural de grupos de pilotes en arena llevados a la falla y de los resultados de pruebas de modelos, se ha encontrado que frecuentemente la carga última de un grupo de pilotes hincados con separación entre 2 y 4 diámetros entre centros, resulta mayor que la suma de las cargas últimas de los pilotes individuales, debido a la compactación inducida que aumenta la fricción lateral; por su parte, la resistencia por punta no se ve afectada prácticamente por el efecto de grupo, aun para espaciamientos pequeños entre pilotes. Debido a que la influencia de la compactación inducida que aumenta la fricción lateral; por su parte la resistencia por punta no se ve afectada prácticamente por el efecto de grupo, aun para espaciamientos pequeños entre pilotes. Debido a que la influencia de la compactación inducida no puede valuarse en forma confiable, la carga última correspondiente a un grupo de pilotes en arena no subyacente por un estrato blando se debe tomar como la suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales.



g) Asentamiento de pilotes individuales, en arena. El cálculo de asentamientos de pilotes basado en las propiedades elásticas del suelo y del material del pilote es impreciso y métodos empíricos o basándose en pruebas de carga.

En el cálculo de asentamientos basado en correlaciones con pruebas de penetración debe preverse la posibilidad de variaciones en el nivel de aguas freáticas con el tiempo, que puede modificar la resistencia a la penetración. Por otra parte, si el espesor de un estrato de arena por debajo de la profundidad efectiva de desplante es menor que el ancho del cimiento y la arena sobreyace un estrato de roca, el asentamiento calculado se puede reducir en forma aproximadamente lineal con el espesor correspondiente del estrato.

g1) Método empírico de Vesic'. Para el caso de pilotes hincados provocando desplazamiento, el asentamiento de un pilote se puede calcular para niveles de carga normales con la fórmula propuesta por Vesic' (ref 8):

$$S = \frac{B}{100} + \delta$$

Donde:

- S asentamiento de la cabeza del pilote, cm
- B diámetro del pilote, cm
- $\delta$  deformación elástica del pilote, cm. Es común en la práctica suponer que:

$$\delta = \frac{QL_p}{AE} \times 10^{-5}$$

En la que:

- Q carga aplicada al pilote, t
- A área promedio de la sección transversal del pilote, cm<sup>2</sup>
- L<sub>p</sub> longitud del pilote, m
- E módulo de elasticidad representativo del material del pilote, kg/cm<sup>2</sup>

g2) Asentamientos según la penetración estándar. A partir de correlaciones empíricas entre la resistencia a la penetración estándar y a la observación de asentamientos de estructuras apoyadas en cimentaciones superficiales y del análisis de datos de campo, para arenas limpias se ha derivado la siguiente expresión (ref 4):

$$S = \frac{9.2p\sqrt{B}}{N}$$

Donde S esta expresada en cm, B es el ancho del grupo de pilotes en cm, p es la presión neta transmitida por la cimentación, en kg /cm<sup>2</sup> y N es el número de golpes promedio por cada 30 cm de penetración dentro de la zona de influencia del asentamiento (profundidad aproximada

igual a la vez el ancho del grupo de pilotes en suelos homogéneos); para arena limosa se debe usar el doble de valor correspondiente a la expresión anterior.

Para cimentaciones profundas continuas como muros colados in situ, se tiene:

$$S = \frac{9.2p\sqrt{B}}{N} \cdot I$$

Donde I es el factor de influencia de la penetración efectiva del grupo, que a su vez está dado por

$$I = 1 - \frac{D'}{8B} \geq 0.5$$

Siendo D' la profundidad efectiva y B el ancho del grupo.

g3) Asentamientos según la penetración estática con cono. A partir de pruebas de penetración estática de cono, se puede calcular el asentamiento de cimentaciones piloteadas en un suelo saturado sin cohesión:

$$S = \frac{pBI}{2q_c}$$

Donde  $q_c$  es la resistencia promedio al cono estático dentro de la zona de influencia del asentamiento.

g4) Asentamientos según pruebas de carga. Ya que el efecto del tiempo es generalmente despreciable en las propiedades de los suelos granulares los asentamientos observados durante pruebas de carga se pueden considerar representativos del comportamiento a largo plazo de un pilote.

- h) Asentamientos de grupos de pilotes, en arenas. El asentamiento de un grupo de pilotes siempre resulta mayor que el correspondiente al de los pilotes individuales que constituyen el grupo; el coeficiente de proporcionalidad está afectado por varios factores siendo los más significativos el procedimiento de construcción, el tamaño y geometría del grupo y la compacidad relativa inicial de la arena.

Uno de los métodos que se han empleado para calcular el asentamiento de un grupo de pilotes en arena  $S_g$ , fue propuesto por Skempton (ref 9), en el que

$$S_g = \alpha_g S$$

Donde :

- S asentamiento de un pilote individual, bajo la carga permisible
- $\alpha_g$  factor de asentamiento de grupo; es función de las dimensiones del grupo y del espaciamiento entre pilotes, o de la relación B/D entre el ancho del grupo de pilotes y el diámetro de los pilotes

Debe también tomarse en cuenta que en los pilotes trabajando por punta en un estrato de arena cuando están sometidos a fricción negativa proveniente de un estrato superior de arcilla consolidable o de limo, la fuerza de arrastre por unidad de área del grupo de pilotes debe incluirse como parte de la presión neta de contacto al calcular el asentamiento.

- i) Asentamiento de pilotes y pilas colados in situ, en arena. El asentamiento de cimientos colados en el lugar se debe a dos causas principales: la compresión de azolves depositados en el fondo del pozo antes del colado, y la deformación del suelo cercano a la punta del pilote o pila; la primera es difícil de evaluar y por ello debe evitarse usando un procedimiento constructivo adecuado.

El asentamiento por deformación del suelo ocurre en forma inmediata y se puede estimar como sigue, previa determinación de los módulos de elasticidad representativos del suelo y del pilote o pila (ref 10):

$$\delta = \frac{\sum QL}{E_c A_p} + 1.57 \cdot \frac{\sum Q}{E_s \sqrt{A_p}} (1 - \nu^2)$$

donde:

- $\delta$  asentamiento inmediato
- $\sum Q$  combinación más desfavorable de cargas (por pilote o pila)
- L longitud del pilote o pila
- $E_c$  módulo de elasticidad representativo del pilote (a largo plazo)
- $A_p$  área de la sección transversal del pilote o pila
- $E_s$  módulo de deformabilidad representativo del estrato de apoyo
- $\nu$  relación de Poisson del estrato de apoyo

### Cimentaciones profundas en suelos cohesivos:

El campo de aplicación de los métodos de diseño de pilotes puede dividirse en dos grupos principales:

- El diseño preliminar de cimentaciones grandes; en este caso es siempre recomendable efectuar pruebas de carga como parte del diseño o para verificación durante la construcción
- El diseño definitivo de cimentaciones pequeñas, siempre que se adopten factores de seguridad adecuados.

En ambos casos se debe conocer la resistencia al corte del suelo a corto plazo (no drenada), en que usualmente se presenta la condición crítica de comportamiento. Además, en el diseño debe tomarse en cuenta que al hincar los pilotes se induce alteración del suelo que trae consigo una pérdida temporal de resistencia en algunos suelos y una reducción correspondiente en la capacidad de carga de los pilotes. En algunos casos, tales como arcillas

blandas sensitivas, el hincado puede dar lugar al remoldeo completo del suelo, trayendo como resultado la imposibilidad de continuar con la construcción.

El efecto de la alteración disminuye con el tiempo transcurrido después del hincado a medida que se consolida el suelo adyacente al pilote, generándose un aumento o una reducción en su capacidad de carga, dependiendo de si el suelo es normalmente consolidado o preconsolidado, respectivamente. En caso de presentarse un incremento, éste ocurre más lentamente alrededor de un pilote de concreto denso o de acero, que en uno de madera.

Cuando se hinca un pilote en arcilla saturada o limo plástico de consistencia uniforme, y su punta no descansa en un estrato duro, la capacidad de carga del pilote generalmente se deriva de la fricción lateral o adherencia a lo largo de su fuste. Sin embargo en arcillas muy duras se puede llegar a movilizar una resistencia por punta apreciable, que para el caso de pilotes colados en el lugar y de pilas, puede representar la capacidad de carga total del pilote.

La práctica general para evaluar la capacidad de carga de pilotes en arcilla es aplicar el enfoque de esfuerzos totales, es decir, tomar como base la resistencia al corte no drenada de la arcilla  $c_u$ ; para ello se han desarrollado correlaciones empíricas entre  $c_u$ , la resistencia por punta y la fricción lateral de un pilote, aunque no han demostrado en forma definitiva su confiabilidad. Por lo anterior, algunos autores han propuesto el análisis en función de esfuerzos efectivos como método alternativo de cálculo.

a) Capacidad de carga en arcilla con  $c_u < 10 \text{ t/m}^2$ . Un pilote hincado en una arcilla cuya resistencia al corte no drenada es menor de  $10 \text{ t/m}^2$  deriva su capacidad de carga casi totalmente de la adherencia o fricción lateral.

a1) Esfuerzos totales. Es común calcular la capacidad de carga última  $Q_u$  de un pilote hincado de una arcilla saturada homogénea con la fórmula:

$$Q_u = \alpha c_u A_s$$

Donde:

- $\alpha$  factor de adherencia, para distintas condiciones de hincado  
 $c_u$  resistencia al corte no drenada promedio del suelo a lo largo del fuste,  $\text{t/m}^2$   
 $A_s$  área lateral del fuste del pilote,  $\text{m}^2$ .

Los valores de  $\alpha$  oscilan dentro de límites amplios y disminuyen rápidamente al aumentar la resistencia al corte; para pilotes hincados  $\alpha$  varía en promedio para arcilla blanda la unidad y para arcillas duras 0.5 o menos.

La capacidad de carga última que resulte se debe confirmar con pruebas de carga.

a2) Esfuerzos efectivos. Inmediatamente después del hincado del pilote, la adherencia está dada prácticamente por la resistencia al corte no drenada de la arcilla remoldeada. Sin embargo en etapas subsecuentes y sobre todo al final de la construcción de la cimentación, la fricción lateral de los pilotes estará gobernada por los parámetros efectivos de resistencia al corte drenada  $c$  y  $\phi'$ , de la arcilla remoldeada que ha fallado muy cerca del fuste. En el caso de una arcilla saturada, la fricción lateral última se puede calcular aproximadamente a

partir de la resistencia al corte drenada del suelo remoldeado suponiendo que la cohesión es nula. Por tanto, la adherencia sólo dependerá del ángulo de fricción efectiva,  $\phi'$  entre la arcilla y el fuste del pilote; la capacidad de carga última  $Q_u$  se calcula entonces con la expresión:

$$Q_u = A_s (\tau_s)_p$$

Donde :

$A_s$             área lateral del fuste del pilote,  $m^2$

$(\tau_s)_p$         fricción lateral efectiva promedio a lo largo del fuste,  $t/m^2$

El valor promedio de  $\tau_s$  se calcula a partir de los valores de la fricción lateral determinados a distintas profundidades a lo largo del fuste del pilote, suponiendo que:

$$\tau_s = p'_o k_o \tan \phi'$$

En la que  $p'_o$  es la presión efectiva por sobrecarga a la profundidad considerada y  $k_o$  es el coeficiente de empuje de tierra en reposo.

Este método implica conocer  $k_o$  y  $\phi'$ , siendo ambos parámetros difíciles de determinar. Sin embargo, resultados estadísticos, indican que, para arcillas con  $c_u$  menor de  $10 \text{ ton}/m^2$ , poco preconsolidadas, factor  $k_o \tan \phi'$  varía entre 0.25 y 0.40.

Para fines de diseño se puede usar un valor típico de 0.3 por lo que:

$$\tau_s = 0.3 p'_o$$

Para obtener la capacidad de carga permisible del pilote se recomienda aplicar un factor de seguridad mínimo de 2.5, siempre y cuando se realicen pruebas de carga durante la construcción de la cimentación. De no hacer pruebas de carga, se deberá emplear un factor de seguridad mínimo de 3.

- b) Capacidad de carga en arcilla con  $c_u > 10 \text{ t}/m^2$ . Un pilote hincado en arcilla que tenga una resistencia al corte no drenada mayor de  $10 \text{ t}/m^2$ , deriva su capacidad de carga tanto de la adherencia o fricción lateral como de la resistencia de punta.

La fricción lateral de este tipo de pilote no puede estimarse confiablemente, ya que se conoce poco sobre el efecto del hincado en la adherencia y sobre el área de contacto efectiva final entre arcilla y pilote.

La componente de resistencia por punta se puede calcular con algunos de los métodos convencionales para cimientos superficiales en arcillas.

Para el diseño final se recomienda determinar la capacidad de carga última a partir de pruebas de carga.

- c) Capacidad de carga de grupos, en arcilla. La capacidad de carga de un grupo de pilotes hincados en una arcilla homogénea no sujeta a fricción negativa, estando las cabezas

de los pilotes por encima del terreno natural, puede definirse como el valor mínimo obtenido con alguno de los siguientes dos criterios:

- La capacidad de carga del grupo es igual a la de un pilote individual multiplicada por el número de pilotes
- La capacidad de carga del grupo que se obtiene multiplicando la capacidad de carga en la punta por el área en planta de la envolvente del grupo y sumándole la fricción sobre el área lateral del volumen el grupo.

Usualmente se adopta el primer criterio aplicando un factor de reducción que depende del espaciamiento entre pilotes, así para espaciamientos de 2.5 a 4 veces el diámetro del pilote, la eficiencia del grupo se puede tomar igual a 70%.

Es común en la práctica despreciar los efectos de grupo en la determinación de la capacidad de carga de grupos de pilotes de arcillas con valores de  $c_u$  arriba de  $10 \text{ t/m}^2$ .

- d) Asentamiento de pilotes individuales en arcilla. Se considera que los pilotes trabajan aislados cuando el espaciamiento entre ellos es mayor de siete diámetros y su cabeza no está en contacto con el suelo. Las escasas observaciones de campo indican que el asentamiento se produce principalmente por deformaciones locales por cortante a lo largo del fuste del pilote en vez de por asentamientos debidos a consolidación; por ello, en este caso se recomienda basar el análisis de asentamientos en pruebas de carga.
- e) Asentamientos de grupos de pilotes, en arcilla. Los movimientos verticales de las cimentaciones profundas son principalmente asentamientos inmediatos que se presentan al aplicar la carga y asentamientos por consolidación o diferidos, para cargas permanentes de larga duración. Los asentamientos inmediatos son generalmente despreciables comparados por los movimientos por consolidación el análisis que se describe a continuación sólo cubre los asentamientos por consolidación. Terzaghi y Peck propusieron un método que consiste en suponer que la carga soportada por el grupo de pilotes se transfiere al suelo a partir del tercio inferior de los pilotes, admitiendo que la carga se distribuye en una pirámide con lados inclinados  $30^\circ$  con la vertical, así, a una cierta profundidad, el esfuerzo es igual a la carga soportada por el grupo dividida por el área de la sección transversal de la pirámide a ese nivel.

El asentamiento de grupo de pilotes será por tanto igual a la compresión de la capa de espesor  $H$  bajo la distribución de cargas indicada y se podrá calcular con la expresión:

$$\Delta H = H \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

donde:

- $\Delta H$  asentamiento, cm
- $C_c$  índice de compresibilidad, igual al cambio de relación de vacíos para un ciclo logarítmico de esfuerzo aplicado, en la curva  $e$ - $\log \sigma_v$
- $\Delta p$  incremento de presión efectiva,  $\text{kg/cm}^2$
- $e_0$  relación de vacíos inicial

- H        espesor del estrato compresible medio a partir del tercio inferior de los pilotes, cm
- $p_0$       presión inicial efectiva,  $\text{kg/cm}^2$ .

Esta fórmula considera únicamente los asentamientos debidos a la consolidación primaria; los debidos a consolidación secundaria son difíciles de evaluar.

- f) Fricción negativa, en arcilla. Un depósito de arcilla sometido a un proceso de consolidación, induce fuerzas de arrastre sobre los pilotes que tienden a reducir su capacidad de carga. Al fenómeno se le conoce como fricción negativa y se presenta cuando el depósito está sujeto a alguna de las siguientes condiciones:
- Sufre abatimientos piezométricos debidos a la extracción de agua
  - Soporta rellenos recientes y otras estructuras que sobrecargan la superficie
  - Ocurre la recuperación de la resistencia en la arcilla remoldeada alrededor de los pilotes.

La fricción negativa es máxima en arcillas con sensibilidad mayor de 3, que se consolidan después del remoldeo; en este caso todo el peso del material compresible entre los pilotes de un grupo se debe considerar como arrastre. En arcillas con una sensibilidad de menos de 2 o 3, la consolidación posterior al remoldeo provocada al hincar los pilotes, está limitada a un volumen anular delgado alrededor del pilote y el peso transferido al pilote resulta pequeño.

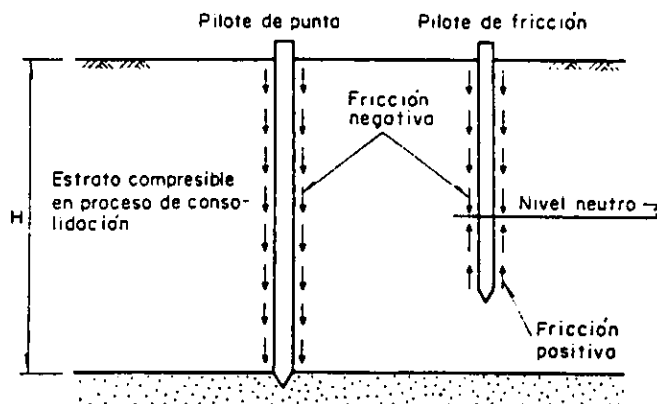


Fig. 3.1 Fricción negativa en pilotes

La fricción negativa se convierte en un problema de capacidad de carga sólo en el caso de un pilote de punta, ya que la carga transmitida al pilote aumenta, a la vez que disminuye el

confinamiento del estrato, reduciéndose su capacidad de carga. En los casos de pilotes apoyados en suelos compresibles, donde la capacidad de carga está gobernada por la resistencia por punta y por la fricción o adherencia lateral, el problema de fricción negativa se puede clasificar como un problema de asentamiento. Cabe señalar que algunos constructores intentan disminuir la fricción negativa aplicando recubrimientos bituminosos o de tipo viscoso a la superficie de los pilotes.

La cimentación de estructuras en sitios en donde ocurre hundimiento regional se debe diseñar siguiendo alguno de los siguientes criterios:

- La cimentación se resuelve con pilotes de fricción diseñados para seguir el asentamiento regional a la falla; en este caso no hay problema de funcionamiento de la estructura
- La cimentación se apoya en pilotes de punta capaces de soportar el peso del edificio más la fricción negativa inducida, a lo largo del tiempo se observará que la estructura emerge acorde a los asentamientos regionales
- La cimentación se hace con pilotes que tiene un mecanismo de control de carga de comportamiento elastoplástico con carga de fluencia menor que la impuesta por la estructura. En estas condiciones la cimentación podrá seguir los asentamientos del terreno sin emerger. El suelo queda sometido a la diferencia entre la carga transmitida por la estructura y la tomada por el pilote mediante los mecanismos de control.

El método más común para calcular la fricción negativa  $\tau_n$ , consiste en suponer que para suelos cohesivos:

$$\tau_n = \alpha c_u$$

donde:

- $\alpha$  factor de adherencia
- $c_u$  resistencia al corte no drenada

Algunas observaciones en pilotes instrumentados han demostrado que la magnitud de la fricción negativa puede expresarse como una función de esfuerzo efectivo.

Para el caso de suelos granulares, la fricción negativa se puede expresar como:

$$\tau_n = \frac{1 - \sin^2 \phi}{1 + \sin^2 \phi} \tan \phi \sigma' z$$

en la que  $\phi$  es el ángulo de fricción interna del material y  $\sigma' z$ , es el esfuerzo efectivo en el suelo a la profundidad  $z$ .

f1) Pilotes aislados. Para un pilote aislado la fuerza total  $F_n$  debida a fricción negativa será:

$$F_n = \tau_n A_s$$

Donde  $A_s$  es el área del pilote en contacto con la capa de arcilla en proceso de consolidación.



En pilotes de fricción, la fricción negativa lleva a la aparición de dos zonas con fricción de signos opuestos. El diseño debe entonces considerar que los pilotes penetran en el estrato compresible a la misma velocidad que el llamado nivel neutro que separa ambas zonas y en el que no existe desplazamiento relativo pilote-suelo. La posición del eje neutro puede determinarse por aproximaciones sucesivas hasta lograr que se cumpla la ecuación (ref 10):

$$Q_u + F_p = \Sigma Q + F_n$$

Donde:

$Q_u$	capacidad de carga por punta sin factor de resistencia $F_r$
$F_p$	fuerza total debida a la fricción positiva, afectada por $F_r = 1$
$F_n$	fuerza total debida a la fricción negativa, afectada por $F_r = 1$
$\Sigma Q$	combinación de cargas permanentes sin factor de carga $F$

Para evitar la emersión de la cimentación, en el diseño deberá verificarse que el nivel neutro sea suficientemente alto, sin que los asentamientos resulten excesivos.

Es necesario incluir la fricción negativa actuante sobre los pilotes, es decir, las sollicitaciones generadas en el fuste del pilote al colgarse al suelo de los mismos, como parte de la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta para la combinación de cargas más desfavorables.

f2) En grupos de pilotes. Para algunos pilotes, la fuerza máxima  $F_n$  sobre un pilote está limitada por el peso de la arcilla entre los pilotes, de manera que:

$$F_n = \tau_n A_s \leq S^2_p H \cdot \gamma$$

Donde:

$S_p$	espaciamiento del pilote
$H$	espesor del estrato de arcilla
$\gamma$	peso volumétrico de la arcilla

g) Pilotes y pilas colados en suelos cohesivos. La fabricación de pilotes o pilas de concreto colados en el lugar a través de arcilla, induce remoldeo y reblandecimiento considerable del suelo perimetral, con espesor del orden de 25 mm. Las pruebas de carga de esos elementos han demostrado que no se produce aumento apreciable de la capacidad de carga con el tiempo, debido a que la consolidación de la arcilla blanda adyacente al fuste es muy lenta.

g1) Fricción lateral en función de esfuerzos totales. La carga última, basada en la adherencia entre la arcilla y el fuste del pilote, colado en el lugar puede obtenerse de

$$Q_f = c_{ua} A_s$$

Donde :

$Q_f$	fricción lateral última
$A_s$	área lateral del fuste del pilote
$c_{ua}$	adherencia última ( en la práctica $c_{ua} = 0.3$ a $0.4 c_u$ )

El valor de  $c_{ua}$  está afectado grandemente por el procedimiento de excavación que puede ocasionar el remoldeo o el reblandecimiento de la arcilla, así como por la estructura de la misma y en particular su grado de fisuración. Se recomienda determinar  $c_{ua}$  a partir de la mínima resistencia al corte no drenado  $c_u$  y limitada a un máximo de  $10 \text{ t/m}^2$ .

g2) Fricción lateral en función de esfuerzos efectivos. Para calcular la fricción lateral de pilas y pilotes colados en el lugar se puede usar el mismo criterio que para pilotes hincados en arcilla; sin embargo, como el coeficiente de empuje de tierras  $k_0$  depende grandemente de la historia geológica de cada arcilla en particular, el método puede aplicarse sólo donde se haya determinado  $k_0$  con métodos apropiados o evaluados de pruebas de carga.

g3) Fuerzas de arrastre. La fricción negativa y las fuerzas laterales sísmicas son dos de las fuerzas de arrastre más importantes en el diseño y construcción en elementos que soportan cargas fuertes, como son los pilotes y pilas de gran diámetro colados en el sitio con perforación previa.

El efecto de la fricción negativa es aumentar la carga sobre la pila y reducir su capacidad de soporte.

La segunda fuerza de arrastre ocurre en zonas sísmicas; durante el movimiento del terreno, el vástago de la pila es forzado a moverse con la masa del suelo y los desplazamientos diferenciales laterales que se producen en él, inducen fuerzas cortantes y momentos flexionantes en sus extremos, y en el vástago mismo de la pila, la resistencia y rigidez necesarias para soportar estas fuerzas, junto con las cargas verticales.

g4) Resistencia por punta. La carga última que puede transmitir por punta las pilas y pilotes colados en el lugar  $Q_p$ , se puede estimar a partir:

$$Q_p = N'_c c_u A_p$$

Donde:

- $A_p$       área de la sección transversal de la punta del pilote
- $c_u$       valor mínimo de la resistencia al corte no drenada de la arcilla al nivel de desplante de la punta del pilote
- $N'_c$       coeficiente de capacidad de carga que es función del diámetro de la punta del pilote(ref 1)

g5) Capacidad de carga. Las cargas permisibles en pilotes colados en el lugar  $Q_a$ , se determinan de la combinación de fricción lateral ( $Q_f$ ) y de la resistencia por punta ( $Q_p$ ) después de aplicar los valores de seguridad adecuados. La contribución relativa de estas dos componentes de resistencia es función de la rigidez del pilote y de la compresibilidad de la arcilla alrededor del fuste y por debajo de la base del pilote.

Si el suelo bajo la base tiene una compresibilidad igual o mayor que la del suelo alrededor del fuste, la carga permisible del pilote se puede tomar como:

$$Q_a = \frac{1}{2.5} [Q_f + Q_p]$$

Si el suelo bajo la base es menos compresible que el suelo alrededor del fuste, los movimientos relativos entre el fuste y el suelo serán generalmente demasiado pequeños como para movilizar la adherencia total. En este caso se recomienda tomar como carga permisible en el pilote el valor dado por:

$$Q_a = \frac{1}{2} Q_p$$

Mientras que las fórmulas anteriores se pueden considerar como casos límite, la decisión de considerar la fricción lateral además de la resistencia en la base, se deberá tomar con precaución una vez que se hayan llevado a cabo pruebas de carga. Estas pruebas deben indicar si la resistencia disponible es compatible con las deformaciones, tanto alrededor del fuste como en la base, y definir cualquier posibilidad de reducción de la resistencia por fricción lateral con el tiempo. La selección de la carga permisible se debe basar en el asentamiento permisible del pilote, determinado a partir de dichas pruebas.

- g6) Asentamientos. Debido a su alta capacidad de carga, los pilotes y pilas colados en arcillas duras ( $c_u > 10 \text{ t/m}^2$ ) generalmente se analizan como pilotes individuales.
- h) Pilotes hincados cerca de laderas naturales. Se ha observado que a consecuencia del hincado de pilotes, las presiones de poro en exceso se distribuyen en la masa de arcilla hasta alcanzar considerables distancias; cuando se hincan en la vecindad de un talud, el aumento de la presión de poro ha llegado a provocar la falla del talud
- i) Bufamientos durante el hincado de pilotes. Al hincar los pilotes en arcillas, el volumen de suelo desplazado por el pilote generalmente ocasiona un bufamiento en la superficie del terreno, el volumen de expansión de la superficie del terreno es normalmente del orden del 40 al 60 % del volumen del pilote.
- j) Pilotes en arcillas expansivas. Los pilotes en arcillas expansivas se utilizan para soportar las fuerzas de tensión que provoca la capa activa como resultado del proceso de expansión.

#### Pilotes en depósitos estratificados

Cuando se presentan estratos alterados blandos y firmes la cimentación profunda se diseña tomando en cuenta la siguiente:

- La rigidez relativa y resistencia de las distintas capas penetradas por los pilotes
  - La estratigrafía inmediatamente debajo de la punta del pilote, que afecta la estabilidad y el asentamiento de grupos de pilotes.
- a) Capacidad de carga en pilotes de punta. En pilotes que penetran a través de capas de suelos débiles hasta alcanzar un estrato muy resistente, se admite que derivan su capacidad de soporte únicamente de la resistencia movilizada en dicho estrato de apoyo. Debido a las rigideces comparativamente altas del manto de apoyo y del pilote, los desplazamientos relativos del pilote y del suelo en las capas superiores son generalmente insuficientes para movilizar significativamente la fricción lateral.

- b) Capacidad de carga en un depósito de dos capas. Los pilotes que penetran una capa de suelo blando de cierto espesor hasta llegar a un depósito profundo de material competente, tal como arena, derivan su capacidad de carga de las resistencias por punta y por fricción lateral de la capa inferior únicamente. El estrato superior se considera que sólo contribuye a la capacidad del pilote aumentando la presión por sobrecarga que interviene en los cálculos.
- c) Pilotes en depósitos muy estratificados. Los pilotes que se hincan a través de depósitos estratificados pueden derivar su capacidad de carga tanto de la fricción lateral como de la resistencia por punta.

Siempre que sea posible, los pilotes en depósitos estratificados deben hincarse hasta llegar a una capa con suficiente resistencia y espesor como para suponer que generan su capacidad de carga enteramente en ese estrato. Es necesario comprobar que la capa de apoyo se extiende por debajo de la elevación de desplante propuesta para la punta del pilote hasta una profundidad lo suficientemente grande para garantizar la seguridad contra falla por punzonamiento de la capa de apoyo en el material subyacente blando.

Se supone que la carga total  $Q$  sobre el grupo de pilotes se transmite al suelo a través de una zapata hipotética localizada en la base del grupo de pilotes, distribuida piramidalmente con lados inclinados  $30^\circ$ , cuando esta capa es un suelo cohesivo con una resistencia al corte no drenada igual a  $c_u$ , el margen de seguridad contra falla por punzonamiento será suficiente si :

$$q' < 3 c_u$$

- d) Asentamientos de grupos de pilotes. Los métodos para evaluar los asentamientos de grupos de pilotes en arenas y en arcilla son también aplicables en depósitos estratificados siempre que la capa de apoyo de la punta de los pilotes se extienda hasta una profundidad cuando menos igual a tres veces el ancho del grupo de pilotes por debajo de la base del grupo.

Donde se presentan capas alteradas de suelos compresibles y no compresibles subyaciendo la punta de los pilotes, se supondrá que el asentamiento se origina únicamente en las capas compresibles. La carga total se supone que se transmite y distribuye en el suelo, se calculan entonces los esfuerzos actuando sobre las capas compresibles por debajo de la punta de los pilotes y los asentamientos correspondientes.

#### - Solicitaciones estáticas horizontales

Los pilotes verticales a menudo han de resistir cargas horizontales, además de las axiales; en suelos densos los pilotes tienen una resistencia moderada bajo tales cargas. Las cargas laterales aplicadas a grupos de pilotes pueden ser tomadas ya sea por las componentes

horizontales de pilotes inclinados o por la resistencia lateral del suelo alrededor de pilotes verticales.

Las cargas horizontales o los momentos actuantes sobre un pilote vertical son tomadas por la movilización de la resistencia en los suelos circundantes a medida que el pilote se flexiona.

La capacidad de carga lateral de un pilote depende principalmente:

- De la resistencia del suelo
- De la rigidez relativa entre el pilote y el suelo
- Del efecto de cargas repetidas
- Del agrupamiento y espaciamiento entre pilotes

La rigidez de un pilote depende de su geometría, del material de fabricación y de las condiciones de apoyo del pilote en la estructura y en el terreno.

La carga horizontal repetitiva puede ocasionar compactación lateral progresiva y desplazamiento del suelo, pudiendo ambos efectos resultar perjudiciales. Dichos movimientos pueden llegar a producir una flexión progresiva y la falla última de pilotes.

Si los pilotes verticales están sometidos a cargas horizontales de consideración, los estratos superiores de suelos deben ser capaces de resistir estas fuerzas sin que se presenten movimientos laterales excesivos; frecuentemente es necesario conectar la cabeza de los pilotes con contratraves horizontales para lograr una resistencia suficiente si estas medidas resultan insuficientes habrá que instalar pilotes inclinados.

En casos de pilotes verticales sometidos a cargas horizontales pequeñas y transitorias, es común en la práctica suponer que dichos pilotes pueden soportar cargas horizontales cuya magnitud sea 10% mayor que la carga vertical permisible, sin que esto implique un análisis especial o condiciones especiales de diseño.

La capacidad horizontal de pilotes verticales queda limitada por tres condiciones:

- De sobrepasarse la capacidad de carga última del suelo se generarían movimientos horizontales muy grandes de los pilotes y la falla de cimentación
- Los momentos flexionantes pueden resultar excesivos originando la falla estructural del pilote
- La deflexión en la cabeza de los pilotes puede ser demasiado grande para ser compatible con la superestructura.

Los tres modos de falla deben considerarse en el diseño.

Los métodos actuales con que se cuenta para el diseño de cimentaciones piloteadas sometidas a cargas horizontales deben considerarse como empíricos. Los datos del suelo que se hacen intervenir llevan consigo un alto grado de incertidumbre; por tanto estos métodos deben usarse con sumo cuidado y tomando debida cuenta de sus limitaciones.

La mejor manera de determinar la resistencia de pilotes verticales bajo cargas laterales es por medio de pruebas de campo en pilotes individuales o grupos de pilotes. Antes de proceder a

tales pruebas su costo deberá compararse con el de usar otras soluciones de cimentación para resistir las fuerzas laterales, tales como pilotes inclinados o tablaestacas.

### **Grupos de pilotes inclinados**

Nunca deberá de construirse una cimentación que tenga todos los pilotes inclinados en una misma dirección. Se podrán emplear si están inclinados en direcciones o en combinación con pilotes verticales. El ángulo de inclinación es generalmente menor a 30° con respecto a la vertical, debido a problemas de instalación y superior o igual a 20° para ser eficiente.

Cuando se empleen pilotes inclinados, se debe considerar que la capacidad de carga horizontal de los pilotes verticales no contribuye a la resistencia horizontal del grupo de pilotes, debido a la restricción de movimientos laterales impuesta por los pilotes inclinados.

### **Capacidad de carga horizontal de pilotes verticales**

Si la magnitud de las solicitaciones horizontales o de una componente horizontal no justifica el uso de pilotes inclinados, deberá verificarse para pilotes verticales que:

$$p_h \leq p_u$$

donde:

$p_h$  componente horizontal de combinación de acciones más desfavorables en cuanto a solicitaciones horizontales (por pilote)

$p_u$  capacidad de carga del suelo bajo este tipo de solicitación

a) Métodos teóricos de diseño. Se deben considerar tres problemas distintos:

- Factor de seguridad contra falla del suelo de apoyo
- Magnitud de los movimientos de la cabeza del pilote y su influencia en el comportamiento de la superestructura
- Magnitud de los momentos flexionantes en el pilote y su influencia en el comportamiento estructural del pilote

La dificultad principal encontrada en la aplicación de estos métodos es la evaluación adecuada de las características del suelo, y en especial del módulo de reacción de la subrasante.

Los pilotes verticales resisten las cargas horizontales o los momentos flexionantes hasta movilizar la reacción necesaria en el suelo circundante. El comportamiento de la cimentación bajo tales condiciones de carga depende por tanto de la rigidez relativa entre pilote y suelo, y la carga horizontal máxima admisible está limitada por la máxima reacción horizontal del suelo frente al pilote.

La capacidad de carga horizontal de un pilote varía con la longitud del pilote y con las condiciones de confinamiento de la cabeza del pilote.

En suelos sin cohesión (ref 11):

$$P_u = 1.5 \gamma' L^2 \rho D K_p$$

En suelos cohesivos (ref 12):

$$P_u = q_{cu} D (L_p - 1.5D)$$

Donde:

$P_u$  capacidad de carga última horizontal, ton

$\gamma'$  peso volumétrico efectivo del suelo,  $t/m^2$

$L_p$  longitud del pilote, m

$D$  diámetro del pilote, m

$K_p$  coeficiente de empuje pasivo del suelo

$q_{cu}$  resistencia al corte no drenada de la arcilla,  $t/m^2$

Para mayor seguridad se puede aplicar un factor de resistencia de 0.35 y 0.5 en las ecuaciones anteriores respectivamente.

b) Diseño basado en pruebas de carga. Se deben tomar en cuenta los siguientes puntos.

- Aplicar las cargas horizontales mediante gatos hidráulicos colocados entre las cabezas de dos pilotes adyacentes y embebidos en arcilla dura o suelo granular grueso, es necesario asegurarse que la separación entre los pilotes probados sea mayor de 10 diámetros de pilote. Si el espaciamiento es menor puede existir interacción entre los dos pilotes y los resultados de la prueba de carga puede sobrestimar la carga  $P_u$
- En la mayoría de los casos no basta con medir el espaciamiento horizontal de la cabeza de la pila en función de la carga horizontal aplicada. Para poder evaluar adecuadamente el comportamiento elástico del sistema pilote-suelo, resulta también necesario instrumentar el pilote para la medición de momentos flexionantes o deformaciones
- Ya que las cargas horizontales transmitidas por las estructuras son generalmente de carácter transitorio (carga de viento, sismo, etc) puede ser necesario reproducir condiciones de carga cíclica similares en las pruebas.

### **Pilotes de tensión**

Las cimentaciones piloteadas deben a veces resistir fuerzas de tensión y se debe revisar tanto su resistencia a la atracción como su capacidad estructural para resistir los esfuerzos de tensión. Las tensiones pueden ser permanentes, temporales o accidentales.

Las tensiones pueden deberse a la excentricidad en la aplicación de carga de un grupo de pilotes, o en el caso de estructuras hidráulicas, a una subpresión hidrostática en exceso del

peso propio de la estructura. En chimeneas, edificios altos y tanques elevados pueden generarse tensiones por efecto del viento. Asimismo la expansividad de las arcillas preconsolidadas pueden ser motivo de esfuerzos de tensión en pilotes.

El levantamiento estático se puede tolerar en aquellos casos en que se pueda confiar en la tensión sin que se presenten movimientos excesivos.

La fuerza del levantamiento sobre una estructura se transmite al pilote por adherencia entre la superficie del pilote y el concreto o con un anclaje mecánico. Cuando la fuerza de tensión resulte mayor que la resistencia que puede generarse por adherencia, se debe emplear un anclaje mecánico.

### **Capacidad de carga a la tensión de pilotes individuales**

La capacidad de carga a la tensión de grupos de pilotes, se toma como el menor de los dos valores siguientes

- La suma de la resistencia a tensión de los pilotes individuales del grupo
- La suma de la resistencia al corte movilizada a lo largo de la superficie lateral de la envolvente del grupo más el peso total del suelo y de los pilotes individuales del grupo.

### **Fuerzas ambientales**

De acuerdo con Zeevaert (ref 13), la filosofía de las cimentaciones piloteadas debería también incluir los problemas inducidos por fuerzas de arrastre, definiendo como tales a aquellas que se generan por condiciones ambientales diferentes de las fuerzas verticales u horizontales que obran sobre los pilotes a causa de las cargas muertas y vivas nominales de la estructura.

En general el ingeniero de cimentaciones profundas diseña un pilote con un determinado factor de seguridad para obtener una resistencia satisfactoria por punta, fricción lateral o ambas. En muchos casos el diseñador no considera las fuerzas ambientales a las cuales la cimentación de los pilotes puede quedar sujeta a través del tiempo, o en varias ocasiones sobre su vida útil. Los métodos de construcción de pilotes pueden ser también importantes de considerar.

Las fuerzas ambientales que pueden tener influencia apreciable en el comportamiento de una cimentación piloteada son:

- 1) Fuerzas ejercidas por los movimientos del hielo, la nieve y la congelación del agua.
- 2) Fuerzas que sobre los pilotes ejerza el agua en movimiento rápido o durante avenidas en que los ríos arrastran diversos materiales, sobre todo en estribos y apoyos de puentes.
- 3) Hundimientos regionales de la superficie del suelo y reducción de la capacidad de carga de pilotes de fricción cuando se usan cimentaciones piloteadas en zonas de suelos colapsables de origen eólico, al aumentar la humedad o al saturarse.
- 4) Cuando en suelos arcillosos de tipo expansivo se hincan pilotes, cabe esperar que queden sujetos a fuerzas importantes de expansión debido a un aumento de humedad, pudiéndose reducir la capacidad de punta.
- 5) Presiones del agua que ejerce el oleaje en cimentaciones de pilotes en costas y plataformas marinas.



- 6) En regiones sometidas a fuertes vientos huracanados se producen fuerzas laterales en la superestructura que a su vez se transmiten a la cimentación de pilotes.
- 7) La fricción negativa originada por hundimientos regionales:
  - a) por abatimiento de los niveles piezométricos
  - b) por sobrecargas adyacentes a la cimentación piloteada que se colocan en la superficie del suelo
- 8) Las fuerzas dinámicas laterales que se generan por interacción suelo-pilote por efecto de ondas sísmicas de cortante.
- 9) Fuerzas cortantes y momentos de volteo producidos en la subestructura por movimientos fuertes del terreno de origen sísmico.
- 10) La reducción de la capacidad de carga de pilotes friccionantes cuando son hincados en suelos no cohesivos finos, debido a ondas sísmicas compresionales y transversales que inducen un incremento de las presiones de poro.
- 11) Otras fuerzas ambientales importantes se relacionan con la degradación del material constitutivo del pilote. Los pilotes de madera se deterioran al ser atacados por insectos que reducen y hasta anulan su vida útil. Los pilotes de concreto pueden estar a alteraciones por aguas ácidas o salinas y se puede producir corrosión del acero de refuerzo a través de grietas finas en los pilotes de concreto armado. Esta acción sin embargo, se evita si se usan pilotes presforzados. Los pilotes de acero están sujetos a fuerte corrosión al nivel de y sobre las aguas superficiales.

La mayor parte de las fallas de cimentaciones piloteadas es debida principalmente a fuerzas ambientales, que se han subestimado o no se han tomado en cuenta, la mayoría de estos factores no se puede evaluar y ni siquiera calcular aplicando análisis y modelos matemáticos; se debe usar de nueva cuenta medidas empíricas basadas en experiencia previas tomando además en cuenta el proceso constructivo. En estas condiciones la instrumentación de campo de cimentaciones piloteadas es importante.

### **Solicitaciones dinámicas en pilotes**

Al diseñar cimentaciones sujetas a cargas dinámicas, se debe determinar la repuesta de la cimentación, expresada como esfuerzo, deformación, deflexión, etc., y compararla con el criterio de diseño adoptado. Para estimar esta repuesta se deben considerar tres puntos importantes entre muchos otros:

- 1) La definición de las cargas aplicadas directamente a la cimentación (cargas de maquinaria, fuerzas de oleaje, hincado de pilotes) y de las cargas aplicadas a la cimentación a través del suelo (cargas sísmicas, explosiones y fuentes de vibración ligeras).
- 2) El empleo de métodos adecuados de análisis.
- 3) La selección de los parámetros del suelo y de la cimentación para emplearse en el análisis.

## **3.2 DISEÑO ESTRUCTURAL**

Los pilotes para apoyo de cimentaciones generalmente se clasifican de acuerdo con el material de que están hechos, madera, concreto y pilotes compuestos.

En el diseño estructural de una cimentación debe tenerse en cuenta, los siguientes factores:

- Capacidad de carga del material
- Deformaciones del suelo, inmediatas y diferidas
- Resistencia y rigidez de la subestructura
- Resistencia y rigidez de la superestructura

Los pilotes deben ser capaces de resistir sin dañarse:

- 1) Aplastamiento bajo cargas verticales
- 2) Aplastamiento por impacto durante el hincado
- 3) Esfuerzos durante el manejo
- 4) Tensión debida a fuerzas de subpresión , bufamiento del suelo o rebote durante el hincado
- 5) Fuerzas horizontales que ocasionan flexión
- 6) Fuerzas excéntricas que causen flexión
- 7) Momentos flexionantes por curvatura
- 8) Efecto de columna en los tramos sin soporte lateral del terreno en contacto con el aire, agua o lodo muy fluido

Los pilotes deben tener un área suficiente tanto lateral como en sección transversal para poder transferir la carga al estrato del suelo seleccionado en el caso de pilotes de fricción, y suficiente área en la base sin son pilotes trabajando por punta.

En el diseño estructural de una cimentación puede seguirse el procedimiento básico siguiente (ref 14):

- 1° Calcúlense las fuerzas y momentos transmitidos a la cimentación por la superestructura.
- 2° Supónganse unas dimensiones para la cimentación ( el área de la cimentación debe ser tal que bajo las cargas y momentos que la estructura transmite a la subestructura, no se exceda la capacidad de carga calculada del terreno).
- 3° Supónganse una distribución de presiones de contacto entre, la subestructura y el suelo, o en su caso, en el sistema formado entre el suelo y los pilotes, que cumpla con las condiciones siguientes:
  - Existe equilibrio local y general entre las presiones de contacto, las fuerzas internas en la subestructura y los momentos transmitidos a ésta por la superestructura
  - Los hundimientos diferenciales, inmediatos más diferidos, calculados con la presión de contacto supuesta actuando sobre el terreno y los pilotes, son menores que los tolerados por la superestructura
  - Los asentamientos diferenciales, inmediatos más diferidos, calculados con la presión de contacto supuesta actuando sobre la combinación de superestructura y subestructura, son menores que los permisibles.

Si no se cumple alguna de las condiciones anteriores, debe suponerse otra distribución de presiones de contacto y repetirse el proceso. La distribución supuesta que satisfaga a las tres condiciones puede usarse para el diseño estructural de la cimentación.

Como alternativa, el diseño puede basarse en esfuerzos permisibles en el terreno, bajo las condiciones de trabajo. Los esfuerzos permisibles, en lo que se refiere a evitar la falla del suelo por corte, se determinarán a partir de la capacidad de carga calculada para el suelo de apoyo. Los esfuerzos admisibles, por lo que toca a evitar hundimientos excesivos, deben determinarse en cada caso particular, de acuerdo con el tipo de suelo y la forma y área de cimentación probable.

Una vez que se ha determinado el esfuerzo admisible en el terreno, sea por falla del suelo o por control de hundimientos, pueden calcularse el área de cimentación y las rigideces de la subestructura de modo que no exceda ese valor admisible. Para lo anterior será aceptado suponer que el suelo es un medio elástico y continuo, o que está formado por resortes elásticos independientes entre sí.

### **Capacidad estructural de pilotes y pilas**

Los pilotes y pilas se diseñarán con los procedimientos y los factores de seguridad incluidos en las normas aplicables de diseño estructural de concreto, acero o madera, según sea el caso.

Los pilotes se deben seleccionar considerando en términos generales los siguientes factores:

- 1) Longitud necesaria de pilotes
- 2) Tipo de superestructura
- 3) Disponibilidad de materiales
- 4) Cargas estructurales
- 5) Factores que originen el deterioro
- 6) Programa y facilidades de mantenimiento
- 7) Costo estimado de los distintos tipos de pilotes, tomando en cuenta el costo inicial, esperanza de vida y costo de mantenimiento
- 8) Presupuesto disponible

En términos generales, se puede decir que la instalación e inspección de un elemento de una cimentación profunda es menos controlable que la de un elemento similar de la superestructura, y que las condiciones del medio ambiente en una cimentación profunda son potencialmente dañinas que en la superestructura. Por esto se recomienda limitar la carga estructural permisible de una cimentación profunda a un máximo de 80% de la correspondiente a un elemento comparable con la superestructura.

Los pilotes totalmente enterrados en los que la fuerza lateral actuante de diseño no excede del 5% de la carga axial de diseño, pueden diseñarse como sujetos a carga vertical, considerando una excentricidad accidental igual a  $0.05 h > 2$  cm, donde  $h$  es la dimensión del pilote en la dirección donde se considera la flexión.

Deberán considerarse los efectos de las siguientes acciones para el diseño estructural:

- Fuerzas transmitidas por la superestructura. Además de la carga axial deberán incluirse cuando sean significativos, los momentos flexionantes y las fuerzas laterales aplicados en el extremo superior del pilote
- Los efectos del peso propio del pilote y la fricción negativa o positiva, desarrollada a lo largo del fuste
- En pilotes prefabricados deberán además, revisarse las condiciones de esfuerzos durante el manejo, el transporte y el izaje, así como las que se presenten durante el hincado.

### **Separación entre pilotes**

Para definir la separación entre pilotes se deben tomar en consideración las características del suelo así como la longitud, tamaño forma y rugosidad superficial de los pilotes. Si los pilotes están muy juntos no sólo se reducirá la capacidad de carga de cada pilote, sino que también se tendrá el riesgo, durante el hincado subsecuente de pilotes de bufamiento, en la cimentación y de levantamiento u otro tipo de daño en los pilotes ya instalados.

El espaciamiento mínimo entre centro no deberá ser menor que dos veces el diámetro del pilote o 1.75 veces su dimensión diagonal y no menos de 60 cm para pilotes apoyados en roca o 79 cm para pilotes hincados en suelos. Otras recomendaciones establecen que los pilotes de punta se separan no menos de tres diámetros del pilote centro a centro y que los pilotes de fricción dependiendo de las características de los pilotes y del suelo, están espaciados a un mínimo de tres a cinco diámetros de pilote.

La elevación y posición de cada pilote se deberá determinar después del hincado para poder establecer si alguno de ellos ha sido levantado o empujado lateralmente durante el hincado subsecuente de pilotes adyacentes.

### **Manejo de pilotes**

Deberán preverse las condiciones de carga a que estará sometido el pilote durante su manejo desde la cama de colado hasta su posición de hincado. En ocasiones se utilizan dispositivos de izado (igualadores) que distribuyen las cargas en tres puntos a lo largo del pilote.

### **Esfuerzos dinámicos durante el hincado**

Se aceptará que los esfuerzos dinámicos debidos al hincado dañarán únicamente el extremo superior del pilote. En pilotes de concreto reforzado se recomienda absorber estos esfuerzos con una longitud adicional del pilote, la cual se destruye después del hincado; esta longitud será como mínimo 1 m.

En casos de que sea necesaria la determinación de los esfuerzos debidos al hincado, se resolverá la ecuación de onda con la cual se representa la variación de esfuerzos y deformaciones en el pilote debido al impacto del martinete.

## **- Pilotes de madera**

Los pilotes de madera son particularmente adecuados para trabajar como pilotes de fricción en arenas, limos y arcillas. No se recomienda hincar pilotes de madera a través de grava densa o hasta la roca ya que son vulnerables a daños en la cabeza y en la punta durante el hincado, comúnmente, los pilotes de madera se emplean para profundidades comprendidas entre 6 y 16 m , con diámetros de 20 a 40 cm, correspondientes a las dimensiones reales de los troncos de árboles disponibles. Tienen un peso relativamente ligero en comparación con su resistencia, se manejan fácilmente y su costo inicial es comparativamente bajo en sitios donde abunda la madera; resulta difícil empalmar tramos de pilotes de madera.

Cuando se recortan por debajo del nivel freático o cuando están permanentemente sumergidos, los pilotes de madera tienen una duración indefinida y no necesitan tratarse, cualquiera que sea la calidad de agua subterránea. Cuando no estén totalmente sumergidos o cuando están expuestos al ataque de insectos , se deben tratar para su protección y evitar su deterioro.

En México se emplean muy poco los pilotes de madera, usándose generalmente en cimentaciones de carácter temporal o que van a quedar permanentemente sumergidas.

### **Diseño estructural**

Los pilotes de madera generalmente se emplean para cargas axiales y laterales comparativamente bajas y cuando las condiciones de cimentación indiquen que no se dañarán con el hincado. Las cargas de diseño pueden variar entre 10 y 50 t.

Los pilotes de madera deben estar bien atiesados arriba de su empotramiento en el terreno natural o arriba del nivel del agua. Si se hincan a través de agua, la parte por encima de la superficie se puede rigidizar con atiesadores diagonales y las partes sumergidas diseñarse como columnas libres.

La siguiente ecuación para determinar los esfuerzos de fibra  $f$  en pilotes de madera de diámetro  $d$  y longitud  $l$ , actuando como columnas, así como también a flexión y compresión, se basa en un esfuerzo permisible de trabajo de  $70 \text{ kg/cm}^2$  para madera humedecida.

$$f = 70 \left( 1 - \frac{l}{60d} \right)$$

Ningún pilote que tenga una longitud sin soporte mayor de  $50d$  se debe usar como columna. Debe considerarse una sección reducida en las fórmulas para tomar en cuenta el efecto de descomposición y abrasión.

## **- Pilotes de concreto precolados y pretensados**

### **Uso de pilotes de concreto precolado y pretensado**

Debido a su alta resistencia estructural y a la gran variedad de tamaños posibles, los pilotes de concreto precolados y pretensados poseen una amplia gama de valores de capacidad de carga. Entre sus ventajas podemos mencionar las siguientes:

- Son adecuados para usarse como pilotes de fricción cuando se hincan en arena, grava o arcilla
- Soportan grandes cargas cuando se emplean como pilotes de punta
- Son adecuados para resistir fuerzas de tensión cuando así se diseñan
- Son adecuados para hincarse en suelos que contienen boleos cuando se diseñan para ello
- Se han usado en longitudes hasta de 20 m si son pilotes precolados sin empalmes, hasta de 40 m si son presforzados y sin empalmes, y hasta profundidades ilimitadas cuando cuentan con dispositivos de empalme
- Se puede lograr resistencia a la corrosión si se construye con cementos adecuados
- Son resistentes al fuego cuando sobresalen del terreno natural.

Las secciones típicas de estos pilotes son cuadradas, hexagonales, octagonales, ochavadas, triangulares y circulares pudiendo ser constantes a todo largo del pilote o de sección variable y generalmente tienen punta en su extremo inferior. Las dimensiones pueden variar entre 20 y 60 cm medidos diagonalmente, o alcanzar hasta 60 cm de diámetro si son de sección cilíndrica.

Entre las desventajas de los pilotes precolados se tiene la necesidad de grandes superficies de colado para su fabricación y un cierto tiempo de curado durante el almacenaje, así como de un equipo pesado para su manejo e hincado. Además, ya que es difícil prefijar la longitud, requerida se incurre a costos adicionales para cortar los pilotes demasiado largos o para completar aquellos que resulten muy cortos. A menos que estén pretensados, son vulnerables al manejo, pero por otro lado los pilotes pretensados son difíciles de empalmar. Al hincarlos se produce un desplazamiento considerable del suelo.

### **Diseño estructural**

Los pilotes se deben reforzar con acero para resistir los momentos flexionantes debidos al manejo, a esfuerzos combinados axiales y de flexión inducidos por el hincado y por las cargas estáticas y a los esfuerzos de tensión ocasionados por el izado. Los efectos de los momentos o de las cargas laterales se deben considerar en el análisis estructural del pilote.

Debe tenerse entre 1 y 4% de acero, usando varillas del N°5 como mínimo colocadas longitudinalmente y alejadas de la cara cuando menos 40mm más el grueso de los estribos los estribos deben ser del N°2 como mínimo y separados no más de 16 diámetros de varilla, 48 diámetros del estribo, o el lado o diámetro del pilote.

Para pilotes hincados, es común en la práctica adoptar un factor de seguridad suficiente contra falla estructural y/o geotécnica bajo las cargas de servicio, y seleccionar el equipo de hincado,

amortiguados del martinete y sufridera del pilote, con base en la capacidad estructural del pilote, tomando en cuenta la posibilidad de que los esfuerzos de hincado pueden exceder en 150% los esfuerzos de trabajo.

Para pilotes concreto presforzados, se recomienda emplear la siguiente expresión para tomar en cuenta la reducción en la capacidad de carga a la compresión debida a la aplicación del presfuerzo (ref 3.1)

$$p = A_c \left[ \phi f'_c - \left( 1.1 - \frac{\epsilon_c E_s}{f_{so}} \right) f_{pe} \right]$$

Donde

- P combinación de cargas actuantes multiplicada por un factor de seguridad adecuado, t
- $A_c$  área total de la sección transversal del pilote,  $m^2$
- $\phi$  factor de reducción
- $\epsilon_c$  deformación unitaria del concreto en la falla, igual a 0.003
- $E_s$  módulo de elasticidad del acero de presfuerzo,  $t/m^2$
- $f_{so}$  esfuerzo después de las pérdidas en el acero de presfuerzo,  $t/m^2$
- $f_{pe}$  esfuerzo efectivo en el concreto debido al presfuerzo después de las pérdidas,  $t/m^2$
- $f'_c$  resistencia especificada del concreto,  $t/m^2$

En la mayoría de los casos prácticos la fórmula se reduce a:

$$p = A_c (\phi f'_c - 0.6 f_{pe})$$

Debe tomarse en cuenta que ésta es una formulación de resistencia última de diseño y no un valor de esfuerzo de trabajo.

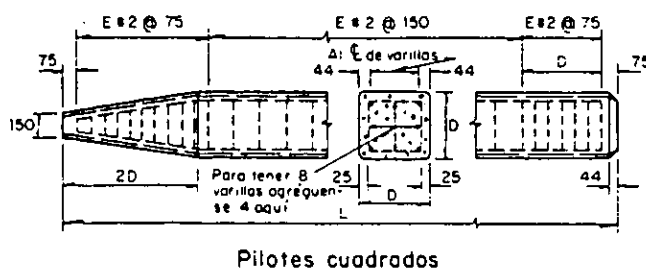


Fig 3.2 Pilotes de concreto precolados

## **- Pilotes de acero de sección H**

Se recomienda que el perfil estructural de los pilotes de acero de sección H se ajuste a los siguientes requisitos dimensionales (ref 1):

- La proyección del patín no debe exceder de 14 veces el espesor mínimo del metal, ya sea en el patín o en el alma, y el ancho del patín no debe ser menor que el 80% del peralte del perfil
- El peralte nominal en la dirección del alma no debe ser menor de 20cm
- Los patines y el alma deben tener un espesor mínimo nominal no menor de 1 cm.

Entre las ventajas de los pilotes H, se tienen las siguientes:

- Son adecuados para usarse como pilotes de fricción, pilotes de punta y combinaciones por fricción y punta. Ya que generalmente desplazan un mínimo de volumen de suelo se puede hincar más fácilmente a través de depósitos granulares densos y de arcillas muy duras. Los problemas asociados con bufamiento del suelo a menudo se reducen con el uso de pilotes H.
- Son adecuados para hincarse en suelos que contengan obstrucciones tales como boleas, siempre que su punta se proteja debidamente
- Se emplean generalmente para cualquier profundidad, ya que se empalman con relativa facilidad
- Tienen una alta capacidad de carga tanto axialmente como por flexión
- Pueden soportar manejo brusco, aunque los pilotes largos se deben proteger contra flexiones excesivas
- La separación entre pilotes se puede reducir debido a su área relativamente pequeña en la base y bajo volumen desplazado.

Como desventaja tiene su vulnerabilidad a la corrosión cuando los pilotes están expuestos y el riesgo de daños o deflexiones cuando se atraviesan obstrucciones grandes.

## **Diseño estructural**

La longitud sin soporte de los pilotes H se debe diseñar con las fórmulas para columnas de perfiles de acero.

Debido a la alta resistencia del acero, generalmente no se consideran las condiciones de manejo en el diseño.

La experiencia indica que los esfuerzos máximos que se desarrollan en un pilote ocurren durante el proceso de hincado, si el pilote se hinca hasta un cierto rechazo arbitrario. A menos que se cuente con experiencia local sobre las condiciones de hincado, los esfuerzos se pueden calcular con el análisis de la ecuación de onda. A falta de este análisis la carga permisible aplicada al pilote deberá determinarse a partir de consideraciones geotécnicas, procurando



evaluar el tipo de distribución de esfuerzos que se desarrollará a lo largo del pilote. La capacidad de carga de pilotes H puede variar entre 40 y 200 t.

### **- Pilotes de tubo de acero**

Los pilotes de tubo de acero se pueden hincar con la punta abierta o cerrada. Se pueden dejar huecos o llenarlos con concreto y usarse como pilotes de fricción, de punta o empotrados en roca.

Los pilotes a base de tubo con punta cerrada se forman adaptándoles una zapata de hincado para obturar el extremo inferior del pilote. Se emplean generalmente cuando los pilotes se pueden apoyar en una roca o un estrato resistente que soporte grandes cargas concentradas. Son adecuados para trabajos de recimentación donde el espacio para maniobras es limitado, ya que se pueden ir formando a base de tramos cortos. El tubo se llena generalmente de concreto después de hincado, en cuyo caso ambos materiales soportan la carga en combinación.

Los pilotes de tubo con punta abierta se usan igual que los de extremo cerrado, salvo que pueden alcanzarse profundidades grandes. Debido al área relativamente pequeña de su sección transversal, el hincado de los pilotes de tubo abierto causa menor desplazamiento del suelo, menor compactación y, en suelos cohesivos, menor bufoamiento del terreno o levantamiento de los pilotes vecinos, sobre todo cuando se extrae durante el hincado el material que penetra al interior del tubo. En caso en que el terreno de cimentación contiene boleos, roca blanda u otro tipo de obstrucciones arriba del estrato de apoyo, el pilote de tubo abierto permite a veces la remoción de dichos materiales y garantiza que la carga que transmitirá directamente del estrato de apoyo o hasta empotrarse en la roca. Los pilotes de tubo abierto también se usan como pilotes de fricción. El tubo se puede hincar en tramos cortos si el espacio es reducido. Si se extrae el suelo del interior del pilote, se puede llenar con concreto.

Entre otras ventajas de los pilotes del tubo de acero se tiene las siguientes:

- Se pueden tener longitudes variables, hasta de 55 m, ya que los empalmes se hacen fácilmente
- Los diámetros pueden alcanzar hasta 60 cm o más (casi 120 cm para plataformas marinas)

### **Diseño estructural**

Para el diseño estructural de pilotes de tubo de acero se deben seguir las normas relativas a este tipo de materiales. Cuando se rellenan de concreto, éste debe tener un revenimiento mínimo de 13 cm y se debe colocar a través de un embudo corto para que el concreto caiga hacia el centro del pilote permitiendo así la expulsión del aire y eliminando la posibilidad de que se formen vacíos. Se ha encontrado que el concreto en condiciones confinadas desarrolla una mayor resistencia a la compresión que si no estuviera confinado, aunque esto no se toma en cuenta en el diseño.

Debido a las propiedades del acero no es necesario considerar las condiciones de manejo en el diseño. En los pilotes de tubo de acero se pueden alcanzar capacidades de carga hasta de 200 t.

### **- Pilotes y pilas colados en el lugar**

Los pilotes colados in situ pueden tener diferentes formas y dimensiones. Cuando presentan un diámetro de más de 60 cm, se conocen como pilas cilíndricas. Este tipo de cimentación se fabrica haciendo una perforación en el suelo y llenándola con concreto. Pueden o no construirse con ademe. El ademe o cimbra ahogada está formada ya sea por tubo metálico lo suficientemente pesado como para poder hincarse sin mandril, o por un tubo metálico ligero hincado con un mandril que se extrae después del hincado.

Ambos tipos se pueden reforzar con varillas si es necesario. Su uso se ha generalizado debido a su alta capacidad de carga.

Las ventajas de los pilotes colados en el lugar son las siguientes:

- Resultan adecuados como pilotes de alta compacidad por punta apoyados en roca y se han usado con éxito en arcillas duras
- Se pueden usar con longitudes variables, en diámetros hasta de 2.5 m y para cargas hasta de 2000 t
- Se requiere poco espacio de almacenamiento y no hace falta equipo especial de manejo; se eliminan los daños por manejo
- No se necesita recortar o prolongar el pilote para alcanzar la longitud necesaria
- Se eliminan los daños al concreto durante el hincado, salvo los que puedan ser causados por el hincado de pilotes adyacentes.

### **Diseño estructural**

Para analizar estructuralmente la pila bajo carga axial o lateral se deben seguir las siguientes recomendaciones para pilotes.

Cuando el colado del concreto se hace con el método tremie (ref 15) el revenimiento es generalmente de 18 cm. El proporcionamiento del concreto lo deberá realizar personal capacitado.

Se recomienda que la resistencia del concreto está limitada a  $350 \text{ kg/m}^2$ . Dependiendo de las circunstancias en las que se realice la instalación, puede ser aconsejable desprestigiar los 2.5 cm exteriores del concreto en pilotes sin ademe, cuando se calcula al área de la sección transversal que contribuye a la capacidad.

Si los pilotes se excavan con lodo bentonítico, se deberá determinar la calidad del fluido y controlarla constantemente para asegurarse de su correcto comportamiento.

El porcentaje de acero de refuerzo y la longitud del tramo que debe reforzarse se determinan con base a las condiciones de carga. En algunos casos puede omitirse el refuerzo de acero, mientras que en otros será necesario colocarlo en toda la longitud del pozo.

Si se proyecta introducir acero de refuerzo en pilas con ademe, aquél debe llevarse hasta el fondo de la excavación.

El refuerzo se diseñará según dos criterios:

- Por requisitos estructurales en cuanto a flexión y acción columnar al estar sometido a la carga de la superestructura
- Por requisitos impuestos por la necesidad de mantener la estabilidad del armado durante su colocación y al colar el concreto.

El acero de refuerzo debe satisfacer las especificaciones bajo las que se construye en lo referente a calidad y limpieza. Se debe tener cuidado al diseñar el acero de refuerzo para garantizar que sea estable durante el manejo y colocación. Se pueden emplear cinchos de acero colocados por debajo del zunchado en hélice para dar al armado mayor estabilidad. Los cinchos resultarán mucho más eficientes cuando es posible soldarlos.

Un detalle importante en el diseño del acero de refuerzo es que debe dejarse una separación suficiente entre el armado y las paredes del barrenado, así como entre las varillas mismas, para permitir el paso libre del concreto colado. El recubrimiento mínimo podrá ser de 4 cm, excepto en pilotes expuestos al agua de mar u otros ambientes muy agresivos, donde será de 7.5 cm como mínimo.

No se puede diseñar una cimentación a base de pilas o pilotes colados en el lugar sin tomar en cuenta los procedimientos constructivos a seguir. Además, el diseño debe considerar la disponibilidad de equipo y materiales así como la experiencia.

En las ampliaciones de base de pilas en forma campana, los costados tendrán una inclinación no mayor a 30° grados con respecto a la vertical. El espesor del borde del extremo inferior será por lo menos de 15 cm y el diámetro del fondo no debe exceder tres veces el diámetro del fuste de la pila.

El diámetro de la cabeza debe ser por lo menos 15 cm mayor que el diámetro del fuste. La altura de la cabeza debe ser suficiente para alojar el desarrollo del refuerzo vertical procedente del fuste, y las barbas o pernos de anclaje de la columna.

#### **- Pilotes sujetos a sollicitaciones horizontales**

Cuando los pilotes deben soportar fuerzas laterales significativas, deberá recurrirse a pilotes inclinados, o en su defecto a considerar dichas fuerzas laterales en el diseño.

En la mayoría de los casos, a excepción de pilotes rígidos cortos, la carga horizontal máxima que se puede aplicar con seguridad a un pilote vertical está limitada no por la capacidad de

carga del suelo circundante, sino por la magnitud de la deflexión del pilote y de los momentos flexionantes resultantes sobre el pilote.

El análisis del comportamiento de pilotes cargados horizontalmente puede basarse en el concepto de reacción elástica. Siguiendo este enfoque, se supone que el suelo alrededor de un pilote es equivalente a una serie de resortes horizontales, cada uno de ellos representando el comportamiento de una capa de suelo de espesor unitario. Cuando el pilote es empujado contra el suelo al actuar las cargas horizontales, el suelo se deforma y genera una reacción elástica que se supone idéntica a la fuerza que será producida por un resorte ideal sujeto a la misma deformación. Con la hipótesis adicional de que el suelo es homogéneo, o de que todos los resortes del modelo son idénticos, el comportamiento del suelo se puede determinar si se conoce la constante equivalente del resorte. A esta constante del resorte, definida a continuación se le conoce como coeficiente de reacción.

### **Coeficiente de reacción**

Aunque su definición es simple, el coeficiente de reacción  $k_s$  ha demostrado ser un parámetro muy difícil de evaluar. Esto se debe al hecho que no se puede medir en pruebas de laboratorio sino que se debe calcular por retroalimentación a partir de pruebas de campo a escala natural. Las investigaciones han demostrado que varía no sólo con el tipo de suelo y sus propiedades mecánicas, sino también con el nivel de esfuerzos y la geometría del pilote.

## CAPÍTULO 4

### CONSTRUCCIÓN

#### Pilas

Para describir cómo se construye una pila es conveniente estar familiarizado con el equipo y herramientas utilizados, con la forma de hacer el barreno en el subsuelo (perforación), conocer cómo preparar y colocar dentro del barreno el acero de refuerzo, cómo vaciar el concreto fresco y finalmente cómo verificar la calidad del producto terminado.

#### Pilotes

Se deben establecer ciertos requisitos mínimos así como procedimientos básicos de construcción para poder satisfacer los requisitos de diseño referentes a la calidad, resistencia y durabilidad del concreto bajo cualquier condición, ya sea que se fabrique en planta o en el sitio de la obra.

En cuanto a la preparación de camas de colado; 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 para fabricación de pilotes; para esto, tienen integrados algunos elementos de madera que ayudan a la fijación de cimbras. Los moldes son los utensilios que reciben el concreto y generalmente se forman a base de tableros modulares de madera, triplay, lámina o sus combinaciones, que permiten darle al pilote la sección requerida. Deben estar diseñados para soportar las presiones del concreto durante su colocación y vibrado y ser suficientemente rígidos para conservar su forma sin alteraciones. Los moldes de colado deben estar hechos de materiales durables tales como el metal; se recomienda una cimentación de concreto bajo la cama de colado.

Después del despegue y transporte de los pilotes de las camas de colado al lugar de hincado es conveniente:

- Colocar marcas a una separación máxima de 1 metro a todo lo largo del pilote con el fin de determinar con facilidad el número de golpes necesarios para cada metro de hincado
- Izar el pilote manejándolo con un estribo apoyado en el punto correcto de acuerdo a las recomendaciones
- Colocarlo en el punto correcto de su ubicación o en la perforación previa, si existe, de acuerdo a los planos constructivos
- Orientar las caras del pilote si es requerido
- Acoplar la cabeza del pilote al gorro del martillo piloteador
- Colocar con la posición perfectamente vertical o en ángulo requerido, si se trata de pilotes inclinados, tanto el pilote como la resbaladera del martillo corrigiendo la posición de la grúa hasta lograrlo
- Usualmente para lograr la verticalidad del pilote se emplean dos plomadas de referencia en un ángulo de 90° teniendo como vértice el pilote
- Accionar el disparador del martillo con lo cual se inicia propiamente el hincado del pilote.

La instalación de los pilotes de concreto debe efectuarse de tal manera que se garantice la integridad estructural del pilote y se alcance la integración deseada con el suelo, en forma tal que el pilote pueda adecuadamente cumplir con su función.

La localización se define generalmente cuando el pilote está realmente vertical al iniciar el hincado.

Algunas reglas generales para el hincado correcto de pilotes de concreto:

1. Usar un material de amortiguamiento adecuado entre el gorro de acero del martillo y la cabeza del pilote. Se puede usar madera blanda
2. Para reducir los esfuerzos de hincado, usar un pistón pesado con baja velocidad de impacto para obtener la energía de hincado deseada. Los esfuerzos de hincado son proporcionales a la velocidad de impacto del pistón
3. Reducir la velocidad el pistón o la carrera al principio del hincado cuando se encuentren suelos de baja resistencia
4. Asegurarse de que el gorro del martillo se ajuste ligeramente alrededor de la cabeza del pilote para que el pilote pueda girar.

El hincado de pilotes de concreto precolado debe hacerse con sumo cuidado para minimizar los esfuerzos de tensión desfavorables que se generan cuando la resistencia al hincado es baja.

Generalmente se presentan dos problemas:

- Se pueden formar grietas horizontales de tensión regulares durante las etapas iniciales de hincado, cuando la resistencia a la penetración baja
- La punta o la cabeza del pilote se pueden aplastar en compresión si el hincado es severo.

Durante el proceso de hincado de los pilotes es indispensable llevar un registro en donde se anote el número de golpes del martillo necesario para hincar un tramo de pilote, sobre todo en los últimos metros, con el fin de poder determinar la energía de rechazo especificada para pilotes de punta y conocer la variación de la adherencia en los pilotes de fricción.

#### **4.1 MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN**

##### **- Acero de refuerzo**

El acero de refuerzo debe satisfacer los requisitos de calidad establecidos en las normas NOM-B-1980 y ASTM A 615-78 (Standard Specifications for Deformed and Plain Billet Steel Bars for Concrete Reinforcement) "Especificaciones para Varillas Lisas y Corrugadas de Lingote o Palanquilla para Refuerzo de Concreto" y , por consiguiente, cumplir con los requisitos químicos de corrugación, de tensión y de doblez, ahí indicados. Los ensayos para verificar dichos requerimientos se efectuarán conforme a la norma ASTM A 370-77 (Standard Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products) "Normas de Prueba y Definiciones para Ensayes Mecánicos de Productos de Acero".

La Norma ASTM A 615-78 contempla el uso de dos tipos de acero, designándolos con el valor de esfuerzo a tensión en su punto de fluencia. Así, los denomina acero Grado 40 ( $f_y = 40,000 \text{ lb/pulg}^2 = 2,800 \text{ kg/cm}^2$ ) y Grado 60 ( $f_y = 60,000 \text{ lb/pulg}^2 = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ )

Los requerimientos químicos tienen por objeto la determinación de los contenidos de carbón, manganeso, fósforo y azufre, de muestras tomadas durante el colado de la hornada. Para esta condición se limita el contenido máximo de fósforo al 0.05%.

El cliente puede exigir análisis químicos del acero de las varillas que está comprando.

El contenido de fósforo, determinado en muestras tomadas de un lote ya salido de la fábrica, no debe ser mayor de 0.062%.

El acero de refuerzo que se produce en México tiene las siguientes características:

Varilla No.	Diámetro	Diámetro	Peso	Area	Perímetro
	mm	pulg	Kg/m	cm <sup>2</sup>	cm
2	6.3	¼	0.248	0.32	1.99
2.5	7.9	5/16	0.384	0.49	2.48
3	9.5	3/8	0.566	0.71	2.98
4	12.7	½	0.994	1.27	3.99
5	15.9	5/8	1.552	1.98	5.00
6	19.0	¾	2.235	2.85	6.00
7	21.2	7/8	3.042	3.88	6.97
8	25.4	1	3.973	5.07	7.98
9	28.6	1 1/8	5.033	6.42	8.99
10	31.8	1 ¼	6.255	7.94	9.99
12	38.1	1 1/2	8.938	11.40	11.97

Todas estas varillas, exceptuando la del No. 2, son corrugadas y pueden obtenerse con límite de fluencia de 2,300 o 4,200 kg/cm<sup>2</sup>. La varilla del no. 7 no se encuentra comercialmente.

#### **- Agua**

El agua para la fabricación de los lodos de perforación y el concreto deberá ser potable, limpia, fresca y libre de materia orgánica e inorgánica, ácidos y álcalis, en suspensión y en solución, en cantidad tal que puedan afectar la calidad y durabilidad del lodo o del concreto.

Podrá obtenerse de fuentes públicas o de pozos pero de las excavaciones. No deberá usarse agua de mar o agua salada, salvo para la preparación de lodos siempre que se incorporen aditivos para hacer viable su utilización.

En ningún caso el agua debe tener impurezas en cantidad tal que ocasione cambios en el tiempo de fraguado del cemento portland de más de 25%, o una reducción de la resistencia a la compresión del mortero a los 14 días de más de 10%, en comparación con los resultados obtenidos con el agua destilada.

Los ensayos para determinar la aceptación del agua para la fabricación del lodo o concreto, se efectuarán de acuerdo a la norma AASHTO T26 (Quality of Water to be Used in Concrete) "Calidad del agua para ser Usada en Concreto"

## - Aditivos

Los aditivos son sustancias químicas o minerales, líquidas o sólidas (en polvo), que se agregan al concreto o al lodo de perforación, antes o durante el mezclado, para modificar sus propiedades. Aquí se tratarán únicamente los aditivos necesarios para el concreto.

### **Aditivos químicos**

Los aditivos químicos para concreto deben satisfacer los requisitos de las norma ASTM C 494-80 (Standard Specifications for Chemical Admixtures for Concrete) "Especificaciones Estándar para Aditivos Químicos para Concreto", y se clasifican en los cinco tipos siguientes:

Tipo A Reductor de agua

Tipo B Retardante de fraguado

Tipo C Acelerante de fraguado

Tipo D Reductor de agua y retardante de fraguado

Tipo E Reductor de agua y acelerante de fraguado

### **Inclisor de aire**

Cuando se prevea que eventualmente los agregados puedan reaccionar con los álcalis del cemento, o que el concreto estará sometido a condiciones climáticas severas y extremas, o a exposición en medios con alto contenido de sulfatos, es recomendable la inclusión de aire en el concreto, en determinados porcentajes que dependen del tamaño del agregado que se está utilizando en la fabricación del concreto. Este aditivo, generalmente líquido, se incorpora a la mezcla por medio del agua de mezclado y se conoce como inclisor de aire. Debe satisfacer los requerimientos de la norma ASTM C 260-77 (Standard Specifications for Air Entraining Admixtures for Concrete) "Especificaciones Estándar para Aditivos Inclisores de Aire en Concreto".

### **Membrana de curado**

Otro compuesto químico a considerar, que no es un aditivo ya que no se incorpora a la mezcla de concreto, es la llamada membrana de curado, que es un líquido que se incorpora a la superficie terminada con el objeto de curar el concreto. Este compuesto se utiliza en lugar del agua de curado. Debe satisfacer la norma ASTM C 309-81 (Standard Specifications for Liquid Membrane Forming Compound for Curing Concrete) "Especificaciones Estándar para Compuestos Líquidos que Forman Membranas para el Curado del Concreto"

### **Aditivos minerales**

Estos aditivos generalmente se presentan pulverizados, con finura mayor que la del cemento, y sirven para mejorar las propiedades físicas del concreto fresco, especialmente cuando se están usando agregados de granulometría deficiente. Estos aditivos se clasifican en tres tipos:

Los químicamente inertes



Los puzolánicos  
Los cementantes

Los químicamente inertes son la bentonita, la cal hidratada, el talco, los suelos cuarzosos y los suelos calizos.

Los puzolánicos son materiales silíceos o sílico-alumínicos, que en sí no poseen o poseen poco valor cementante, pero que finamente pulverizados y en presencia de la humedad, reaccionan con el hidróxido de calcio, a temperaturas normales, formando un compuesto que posee propiedades cementantes. Entre los puzolánicos se encuentran las cenizas y vidrio volcánicos, las tierras diatomáceas y algunas lutitas.

Los cementantes son los cementos naturales, cales hidráulicas, los cementos de escoria (mezclas de escoria de fundición con cal) y escorias de fundición con hierro granulado.

Estos aditivos minerales deben satisfacer los requisitos de la norma ASTM C 618-80 (Standard Specifications for Fly ash and Raw or Calcinated Natural Pozzolan for Use as a Mineral Admixture in Portland Cement Concrete) "Especificaciones Estándar para Cenizas Finas y Puzolanas Naturales en Greña o Calcinadas para usarse como Aditivos Minerales en Concretos de Cemento Portland"

### **- Agregados para concreto**

Los agregados para la fabricación del concreto, el grueso (grava) y el fino (arena), deben satisfacer los requisitos de la norma ASTM C 33-81 (Standard Specifications for Concrete Aggregates) "Especificaciones Estándar para Agregados de Concreto"

#### **Agregado fino**

El agregado fino está formado por arena natural, arena procesada o una combinación de ambas, y deberá satisfacer la granulometría mostrada en la norma ASTM C 618-80

El módulo de finura variará entre 2.3 y 3.1. Cuando el concreto no se va a usar con aire incluido, el porcentaje mínimo que pasa las mallas Nos. 50 y 100 pueden reducirse a 5 y 0% respectivamente.

El contenido de materia orgánica deberá controlarse mediante la prueba de colorimetría, debiendo, en principio rechazarse toda arena que de un color más oscuro que el estándar.

En las pruebas de sanidad o intemperismo acelerado, la pérdida no será mayor del 10% cuando se use sulfato de sodio, o del 15% cuando se use sulfato de magnesio.

#### **Agregado grueso**

El agregado grueso consistirá de grava natural, grava triturada, piedra triturada y escoria de fundición.

Si el agregado grueso o fino no satisface los requerimientos de la norma C 33-81, pero su uso en determinada región, ha resultado satisfactoria en cuanto a calidad y durabilidad del concreto, queda a criterio del dueño la aceptación del uso de dichos agregados.

### **- Cemento**

El cemento Portland es el producto obtenido de la pulveración del clinker y consta principalmente de silicatos hidráulicos de calcio. Debe satisfacer los requerimientos de la norma ASTM C 150-81 (Standard Specifications for Portland Cement ) “Especificaciones Estándar para Cementos Portland”, que cubre las características de ocho tipos de cemento, de los cuales cuatro de ellos se fabrican comúnmente:

Tipo I. Para usarse en condiciones normales, es decir, cuando no se requieren las propiedades especiales para los otros tipos de cemento.

Tipo II. Para uso general, y en especial cuando se requiera una resistencia moderada a los sulfatos o a un calor de hidratación moderado.

Tipo III. Para cuando se requiera alta resistencia inicial.

Tipo IV. Para cuando se requiera alta resistencia a los sulfatos.

### **Cemento portland puzolánico**

El cemento portland puzolánico es un cemento hidráulico constituido por una mezcla de cemento portland y puzolana. Estos cementos se pueden usar cuando no es posible obtener cemento portland con resistencia al ataque de los sulfatos (Tipo II o IV). Los cementos portland puzolánicos se presentan en cuatro tipos, de los cuales solo el tipo I para uso general se fabrica en México.

Estos cementos deben satisfacer los requerimientos físicos y químicos establecidos en la norma ASTM C 595-81 (Standard Specifications for Blended Hydraulic Cements) “Especificaciones Estándar para Cementos Hidráulicos Mezclados”

### **- Concreto**

El concreto es un material compuesto, formado esencialmente por un medio cementante en el cual están embebidas partículas o fragmentos de agregados. En concretos de cemento hidráulico, el cementante lo forma una mezcla (pasta) de cemento y agua.

Los agregados pueden estar constituidos por una combinación de agregado fino (arena) y agregado grueso (grava), en una proporción tal que satisfaga los requerimientos de la norma ASTM C 33-81.

Además el cemento, agua y agregados, está presente, cuando las condiciones climáticas o de colocación así lo exigen, un cuarto constituyente que es el aditivo, el cual puede ser químico o

mineral, líquido o en polvo, y que se incorpora a la mezcla por medio del agua (cuando es líquido) o de la arena o del cemento cuando es polvo.

El proporcionamiento de los constituyentes de la mezcla debe efectuarse de acuerdo a la norma ACI 211.1-77 (Recommended Practice for Selecting Proportions for Normal and Heavyweight Concrete) "Práctica Recomendada para el Proporcionamiento del Concreto Normal y Pesado", en el entendimiento de que están usando materiales que satisfacen los requisitos de calidad exigidos en las normas respectivas.

La fabricación del concreto debe cumplir con la norma ACI 304-73 (Recommended Practice for Measuring, Mixing, Transporting and Placing Concrete) "Práctica recomendada para Medir, Mezclar, transportar y Colocar el Concreto". De acuerdo al tamaño de la obra, el concreto podrá ser fabricado en obra o premezclado en una planta y transportado al sitio mediante camiones mezcladores y/o agitadores. En este último caso deberá satisfacer los requerimientos de las normas NOM C 155-1976 y ASTM C 94-81, en lo referente al pesado, mezclado y transporte del concreto (Specifications for Ready Mixed Concrete) "Especificaciones para Concreto Premezclado".

La resistencia a una determinada edad especificada no debe ser menor que la obtenida en cualquier grupo de ensayos especificados previamente a la edad que se indica.

**Resistencia  
estándar (Fuente ASTM C 150-81)**

Tipo de cemento	I	II	III	IV	V
Resistencia a la Compresión MPa (psi)					
1 día			12.4 (1800)		
3 días	12.4 (1800)	10.3 (1500)	24.1 (3500)		8.3 (1200)
7 días	19.3 (2800)	17.2 (2500)		6.9 (1000)	15.2 (2200)
28 días				17.2 (2500)	20.7 (3000)

## 4.2 EQUIPO

### - Pilas

#### Grúas

Son máquinas que sirven para el levantamiento y manejo de objetos pesados, contando para ello un sistema de malacates que acciona a uno o varios cables montados sobre una pluma y cuyos extremos terminan en gancho.

Para facilitar su función, la unidad motriz y los diferentes mecanismos de la máquina le permiten girar alrededor de un eje vertical y a la pluma moverse sobre un plano vertical.

Pueden ser fijas o móviles. Cuando la grúa es móvil, puede trasladarse por sí misma, sobre orugas o ruedas dispuestas para tal fin.

Las plumas de las grúas pueden ser rígidas cuando están formadas por estructuras moduladas ( de tubo o de ángulo estructural) o bien telescópicas cuando están formadas por elementos prismáticos que deslizan unos dentro de otros. A las grúas móviles con plumas telescópicas se les denominan comúnmente "patos".

Las plumas rígidas se integran por una base que se apoya mediante articulación en el cuerpo de la grúa; después pueden colocarse módulos de 1.5 m (5 pies) a 6.1 m (20 pies) de largo y finalmente una nariz en cuyo extremo superior se ubican las poleas por donde pasan los cables procedentes de los tambores de los malacates.

Para la construcción de pilas se usan generalmente grúas móviles de pluma rígida, bien sea para montar sobre ellas equipos de perforación, o bien para ejecutar con ellas las maniobras que incluyen manejo y colocación de armados, de la tubería de colado, etc.

Grúas de uso frecuente en México:

a) Para montar perforadoras

Marca	Modelo	Capacidad t	Peso t
Link Belt	LS 108-B	45.0	38.4
Bucyrus Erie	61 B	66.5	67.3
Link Belt	LS 118	60.0	54.7
P & H	670 WCL	70.0	-
Link Belt	LS 318	80.0	63.3

b) Para efectuar maniobras

Marca	Modelo	Capacidad t	Peso t
Link Belt	LS 68	15.0	17.7

Bucyrus Erie	22 B	12.0	19.3
Link Belt	LS 78	17.5	21.7
Link Belt	LS 98	27.0	27.7

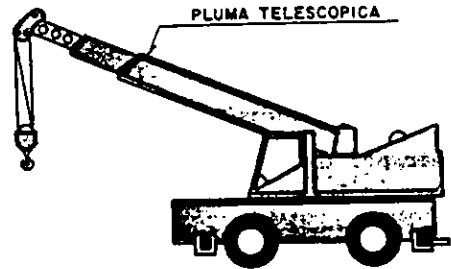
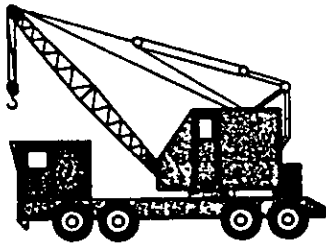
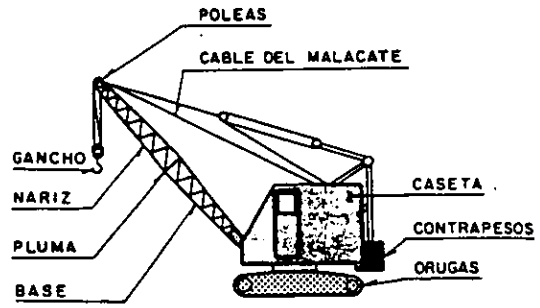
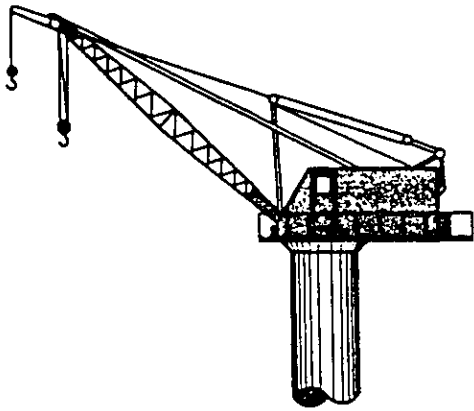


Fig. 4.1 Grúas de uso frecuente

Para el montaje de equipos de perforación, usualmente se requieren grúas de 45 a 80 t de capacidad nominal, con plumas rígidas de 18.3 (60 pies) de largo.

Para las maniobras se emplean grúas de menor capacidad nominal, aunque superior a 15 t. Las condiciones de terreno dictaminan la conveniencia de que estén montadas sobre neumáticos o sobre orugas.

No es aconsejable el uso de "patos" para la construcción de pilas, por ser difícil el montaje de perforadoras y su ineficiente manejo de armados y tuberías de colado.

## **Perforadoras**

Son máquinas para hacer barrenos en el subsuelo, por medio de una barra en cuyo extremo inferior se coloca una herramienta de avance tal como una broca, un bote cortador, un trépano, etc.

La barra se hace girar con algunos mecanismos o bien se levanta y se deja caer rítmicamente sobre el fondo de la perforación en otros, lo cual da lugar a que las perforadoras sean rotarias o de percusión, respectivamente.

Las perforadoras de percusión, a través de un sistema que puede ser mecánico, neumático o hidráulico transmiten una serie rítmica de impactos de material por perforar por medio de un elemento de corte o ataque. Su aplicación principal es en rocas ya que en suelos se reduce su eficiencia. Para pequeños diámetros, generalmente se utilizan máquinas que por efecto de una percusión continua transmitida a través de una serie de barras forman el agujero; existen también herramientas de mayor eficacia, conocidas como martillos neumáticos que presentan la ventaja de producir la percusión directamente en el fondo de la perforación. Con estos equipos es posible lograr barrenos hasta del orden de 35 cm de diámetro.

Para diámetros mayores se han empleado, como en el caso de la construcción de pozos de agua, equipos de percusión cuya operación consiste en levantar y dejar caer sistemáticamente una herramienta de golpeo llamada "pulseta", limpiando después el pozo con una "cuchara" y utilizando un pesado cincel denominado "trépano" cuando se atraviesan materiales duros.

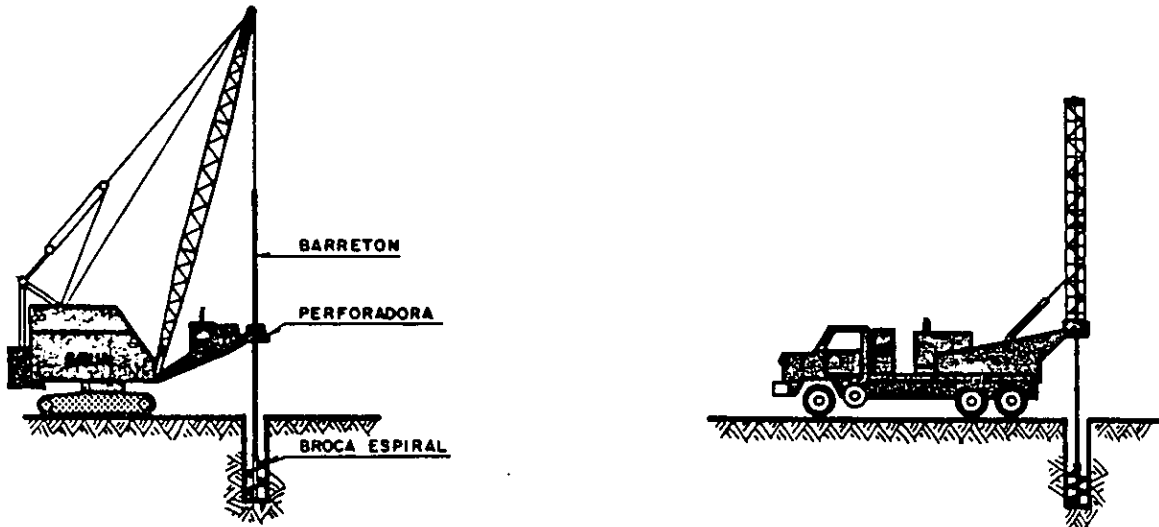


Fig. 4.2 Perforadoras

Los sistemas rotatorios se emplean en la perforación de barrenos con o sin obtención de núcleos, en la investigación geológica, minera, de mecánica de suelos, en la perforación en grandes diámetros para fines de construcción de cimentaciones y en las conocidas perforaciones de pozos de agua y petroleras.

Estos equipos rotatorios de 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.

Para la construcción de pilas de cimentación se emplean generalmente dos tipos de perforaciones con sistema rotatorio, según que están sobre una grúa o que se monten sobre su camión. En estas máquinas la barra de perforación denominadas comúnmente "barretón", puede ser de una sola pieza o bien telescópica de varias secciones.

La selección de la perforadora más adecuada para un proyecto dado, depende de las propiedades mecánicas que presenten los materiales del lugar, así como del diámetro y profundidad proyectados para las pilas.

## **Excavadoras de almeja**

También se pueden excavar pilas de sección rectangular, oblonga o de alguna combinación de estas secciones mediante almejas hidráulicas guiadas, integradas por dos quijadas móviles que se accionan con cilindros hidráulicos adosadas en la parte inferior de un barretón o Kelly rígido, de una pieza o telescopio.

La presión hidráulica del sistema se genera mediante una unidad de potencia que al igual que el equipo de excavación se monta sobre una grúa móvil de orugas con capacidad mayor de 45 ton.

## **Vibrohincadores**

Los vibrohincadores, también llamados martillos vibratorios, son máquinas diseñadas para llevar a cabo el hincado o extracción de tubos o perfiles de acero en el subsuelo, merced a 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.

Para trabajar, el vibrohincador se cuelga de una grúa móvil con pluma y capacidad adecuada a las cargas que se van a mover.

En la construcción de pilas, los martillos vibratorios se emplean para el hincado y extracción de tubos ademe que sirven como protección de las perforaciones.

La perforación para el hincado de un tubo ademe se inicia cuando el vibrohincador se amordaza al borde superior de aquél; después basta colocarlo verticalmente en el sitio indicado y dejarlo que penetre hasta su profundidad de proyecto por medio de la aplicación de vibraciones aprovechando además el peso del martillo vibratorio y del mismo tubo. Para la extracción se aplica hacia arriba el tiro de la grúa a la vez que se tiene un funcionamiento el martillo vibratorio.

## **Herramientas para pilas**

Las principales herramientas que acopladas a los equipos de perforación permiten formar los barrenos en el subsuelo, son las brocas, los botes y los tréptanos.

Las perforaciones rotatorias emplean brocas espirales, botes cortadores, botes ampliadores para la formación de campanas en la base de la pila y tréptanos.

- a) Brocas espirales. Pueden ser cilíndricas o cónicas y están 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 colocados en su extremo inferior. Estas brocas tienen una caja en donde penetra la punta del barretón o Kelly para su acoplamiento, siendo fijadas por un perno o seguro.

Las espirales cilíndricas se emplean en suelos preferentemente cohesivos que se encuentran arriba del nivel freático, de manera que sea posible la extracción del material perforado.

Las brocas espirales cónicas en cambio, son útiles cuando se intenta perforar en suelos con presencia de boleos o bien como guía en terrenos duros.



- b) Botes cortadores. Son cilindros de acero con una tapa articulada en la base. En esta tapa se localizan los elementos de corte además de unas trampas que permiten la entrada del material cortado pero que impiden su salida. Se emplean tanto en suelos cohesivos como en los no cohesivos aun bajo nivel freático.  
Los botes corona son cilindros abiertos que tienen en su borde inferior dientes de acero de alta resistencia o insertos de carburo de tungsteno. Se emplea en suelos duros o en rocas suaves, extrayendo el material cortado con un dispositivo cónico situado en el interior del bote.
- c) Botes ampliadores. Llamados también botes campana, son cilindros de acero similares a los botes cortadores, pero que tienen un dispositivo formado por uno o dos alerones cortadores que van sobresaliendo del bote a medida que van cortando el material en el fondo de la perforación, formando así la llamada campana o ampliación de la base de la pila.
- d) Tréptanos. Son herramientas de acero de gran peso que trabajan a percusión dejándolas caer libremente desde cierta altura. Se utilizan para romper rocas o boleos encontrados en la perforación o para empotrar las pilas en las formaciones rocosas; existen varios tipos y tamaños que se emplean de acuerdo a los problemas específicos de cada caso.

#### - Pilotes de concreto precolados

Para la construcción de pilotes de concreto precolado en cuanto a equipo se utiliza el mismo que para pilas, en lo referente a grúas, perforadoras y vibrohincadores.

#### **Martillos**

Son equipos que generan impactos en serie para el hincado de pilotes, tablaestacas, tubos, etc.

Conceptualmente los martillos piloteadores originales fueron masas de caída libre que se colocaban nuevamente en posición previa al descenso mediante sistemas manuales o mecánicos. Con el desarrollo de la tecnología se utilizó vapor de agua o aire comprimido para levantar la masa que cae; mejoras posteriores dieron lugar al uso de vapor y aire comprimido para acelerar la caída de la masa durante el descenso lográndose una mayor energía de impacto.

Recientemente se han desarrollado martillos de combustión interna que emplea diesel como energético para levantar la masa golpeadora al mismo tiempo que se utiliza su explosión para incrementar el impacto del hincado. En la actualidad estos son más usados por su fácil operación y existe en el mercado gran variedad de ellos.

El ciclo de operación de los martillos diesel se inicia 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 produce el encendido y la 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 al pistón hacia arriba y así sucesivamente.

Para el hincado eficiente de pilotes deben seleccionarse martillos con energía y peso del pistón acordes 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 mayor de 0.3 a 0.5 veces al peso del pilote.

Si el pistón pesa menos que dicho valor, el pilote corre el riesgo de no alcanzar la capacidad de carga que le fue asignada, pudiéndose dañar además la cabeza por excesivo número de golpes en el intento vano de llevar al pilote a su posición correcta. Por el contrario, si el pistón es demasiado pesado en relación al pilote, éste puede sufrir de daños en toda su longitud.

### **Herramientas para pilotes**

Se definirán como herramientas aquellos implementos auxiliares empleados para el manejo e hincado de pilotes.

- a) Resbaladeras. Son estructuras que se integran a las plumas de las grúas y que sirve para que deslice tanto el martillo piloteador como el dispositivo de disparo; pueden ser fijas, oscilantes y suspendidas por cable.
- b) Gorros de protección. Para proteger 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 así 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, 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 colchón de madera.

La sufridera sirve para:

- Absorber la fuerza del impacto en pilotes frágiles
- Proteger los pilotes en rellenos duros
- Distribuir y transmitir uniformemente las fuerza de los pilotes 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.

## 4.3 PERFORACIÓN

### - Pilas

Se deberán seleccionar los métodos constructivos que garanticen la localización precisa de la perforación para la pila, su verticalidad, que el suelo adyacente a la excavación no se altere y que se obtenga un agujero limpio, tenga y conserve las dimensiones de proyecto en toda su profundidad.

Una buena construcción implica excavar el barreno en el menor tiempo posible y colocar enseguida el concreto. Tiempos de construcción excesivos pueden dar lugar al relajamiento de esfuerzos en el sitio, lo cual permitirá cierto desplazamiento del suelo hacia el pozo abierto, con la consiguiente disminución de la resistencia al corte y mal comportamiento posterior de la pila.

La perforación es la etapa inicial en la construcción de las pilas y consiste en formar un agujero en el subsuelo, donde posteriormente se deposita el material que formará a la pila, sea éste concreto reforzado, concreto simple, etc. Sus dimensiones dependen del proyecto y su sección transversal comúnmente es cilíndrica pudiendo tener ampliación en forma de campana en su base.

Es de suma importancia la estabilidad que presentan las paredes de la perforación durante su ejecución, debiendo por esto decidir si deben o no estar protegidas para evitar derrumbes o cerramientos. Para decidir lo anterior se debe conocer las características físicas y propiedades mecánicas del suelo por atravesar, así como la gran influencia del agua freática.

- a) Sin protección. La perforación sin protección es aplicable a suelos firmes o compactos, sobre o bajo el nivel freático que no presenten derrumbes o socavaciones al ser cortados por las herramientas de las perforaciones, en este caso encontramos arcillas y limos arcillosos, firmes o duros, o bien limos arenosos compactados y tobas que pueden mantener estables sus paredes en cortes verticales aun en presencia de agua, siempre que el flujo no sea excesivamente grande. Para perforar estos materiales basta tener un equipo y herramientas estructurales adecuadas con base a la resistencia del subsuelo, realizar la perforación hasta alcanzar la profundidad de diseño, si lo requiere el proyecto realizar la ampliación de la base mediante herramienta acampanadora.
- b) Ademada. Los ademes son la protección que puede ser requerida por la inestabilidad propia del material o por presencia del agua freática. Los ademes metálicos son tubos de diámetro acorde a la perforación. El espesor de la pared del tubo está en función de los esfuerzos a que estará sometido durante su hincado y extracción y su longitud depende de los problemas de inestabilidad particulares de cada caso. Pueden hincarse a una profundidad variable, puede ser somera para proteger el inicio de la perforación (emboquillado), o bien hincarse a toda la longitud de la pila. Su hincado puede ser mediante el empleo de un martillo golpeador o un vibrohincador, en una sola operación o en varias, haciendo varios ciclos de perforaciones alternadas con la colocación de tramos de ademe soldados a tope hasta lograr la longitud requerida; la extracción del material de adentro del tubo se puede realizar con herramienta apropiada al tipo del suelo extraído, como por ejemplo un bote cortador.

c) Con lodo. Se denomina lodo de perforación a una mezcla de agua con arcilla coloidal, generalmente bentonita, empleada como auxiliar en la ejecución de barrenos. Durante el proceso de perforación, el lodo se emplea para:

- Estabilizar las paredes, formando una película plástica e impermeable producida por la depositación de las partículas sólidas del lodo al filtrarse éste a través de las paredes de perforación. Esta película llamada también enjarre o costra permite que se desarrollen las presiones hidrostáticas del propio lodo contra las paredes de la perforación, buscando así su estabilización. A la vez impide la pérdida excesiva del agua del mismo lodo y por supuesto el paso del agua hacia el interior del barreno, lo cual es una de las causas de inestabilidad en las paredes
- Remover y transportar recortes del suelo, ya que al entrar en operación el equipo de perforación, se producen recortes del material excavado que son removidos del fondo y transportados hacia la superficie por la circulación del lodo. La capacidad para mantener en suspensión las partículas del suelo, depende entre otras cosas de la velocidad con la que fluya ascendentemente el lodo dentro de la perforación
- Enfriar y lubricar la herramienta rotatoria de corte, evitando el peligro que presenta la generación de calor por la fricción continua. Por otra parte permite la lubricación de las barras de perforación contra las paredes del barreno
- Contrarrestar subpresiones que se presenten; para ello es común la adición de materiales inertes pesados como la barita.

La estabilización de perforaciones para pilas usando lodo bentonítico, se aplica a suelos inestables que presenten problemas de derrumbes ya sea por presencia del agua freática o por sus desfavorables propiedades mecánicas.

Adicionalmente el lodo permite soportar en suspensión partículas sólidas evitando con ello sedimentaciones indeseables, durante la fase de colado.

El lodo estabilizador debe sustituir progresivamente el material extraído de la perforación, teniendo especial cuidado de mantener el nivel de aquél muy cercano al brocal, para garantizar que aplique la máxima carga hidrostática sobre las paredes.

#### **- Pilotes**

En ocasiones se efectuarán perforaciones previas al hincado de los pilotes cuyo objeto es servir de guía o facilitar el hincado para alcanzar los estratos resistentes o también evitar movimientos excesivos en la masa del suelo adyacente.

Al igual que en pilas la perforación puede ser con protección, extrayendo el material o con lodo; con el mismo procedimiento expuesto en pilas.

Dicha perforación puede ser hecha remoldeando, es decir, sin la extracción del material, esto es para atravesar materiales blandos, sensitivos y con alto contenido de agua, el material se remoldea energéticamente mediante rotación dentro del agujero, utilizando una broca espiral.

## 4.4 CONCRETO Y ACERO DE REFUERZO

### - Concreto

#### **Pilas**

Además de los requisitos de calidad que deben cumplir los materiales que intervienen en la fabricación del concreto, deben tomarse en cuenta los siguientes aspectos, para asegurar la calidad de la construcción de pilas.

- Tamaño del agregado. Es importante que el concreto pase libremente entre los intersticios del acero de refuerzo para que logre ocupar todo el volumen excavado para la pila, por lo que se recomienda que el tamaño máximo de los agregados no sea mayor de  $2/3$  partes de la abertura mínima entre el acero de refuerzo o del espesor del recubrimiento, lo que sea más pequeño
- Revenimiento. Para lograr resultados óptimos en el colado, es fundamental el buen proporcionamiento de la mezcla de concreto. Se recomienda un revenimiento de 15 a 20 cm además del empleo de aditivos con el fin de retardar el fraguado durante el colado y mejorar las características de trabajabilidad. Es importante asegurar un colado continuo para evitar juntas frías
- Aditivos. No se aconseja el uso de acelerante de fraguado; los retardantes y acelerantes pueden ser útiles en ciertos casos.

#### **Colocado en seco**

Antes de proceder al colado del concreto es muy importante realizar una limpieza del fondo, eliminando los azolves o recortes sedimentados en el fondo de la perforación.

Existen varios métodos para la colocación en seco del concreto, que en común buscan evitar su segregación. Cuando la perforación está totalmente libre de agua y su sección transversal lo permite, el colado se puede realizar por medio de recipientes especiales o "bachas" que descargan por el fondo, las cuales se movilizan con ayuda de malacates o con grúas; también se pueden utilizar tuberías de cono llamadas también "trompas de elefante", o bien bombas para concreto.

Cuando las dimensiones transversales son mayores a 2.4 m es posible emplear canaletas en espiral.

El concreto deberá colocarse, de ser posible, en una sola operación continua.

#### **Colocado bajo agua o lodo**

Cuando el concreto debe colocarse bajo el agua o bajo lodo bentonítico, se acostumbra emplear una o varias tuberías estancas (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 integrada por varios tramos de 3 m de longitud como máximo, que son fácilmente desmontables. De suma importancia es que la tubería sea totalmente lisa por dentro, esto para facilitar el flujo continuo y uniforme durante el colado. Arriba de la tubería se acopla una tolva para recibir el concreto, de preferencia de forma cónica y con un ángulo comprendido entre 60° y 80°.

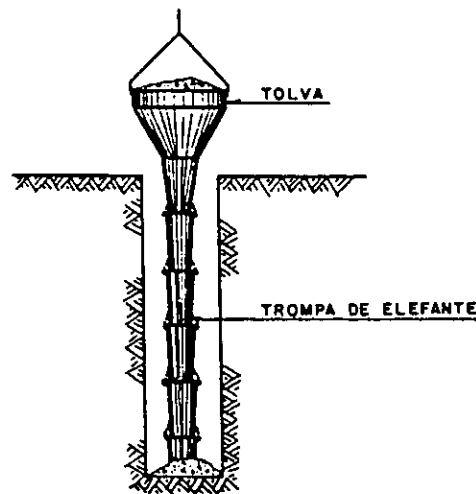


Fig. 4.3 Trompa de elefante

El procedimiento de colado mediante tubería tremie siempre busca colocar el concreto a partir del fondo de la perforación dejando permanentemente embebido el extremo inferior de la misma, al avanzar el colado tiene lugar un desplazamiento continuo del lodo ( o agua ) manteniendo una sola superficie de contacto ( la del primer volumen de concreto colocado). Esto se logra por la gran diferencia de densidades entre el concreto fluido ( $2.4 \text{ t/m}^3$ ) y el lodo ( $1.04 \text{ t/m}^3$ ).

Es conveniente, revisar la tubería antes de ser colocada dentro de las perforaciones, asegurándose de su buen estado y engrasado de las cuerdas y comprobando que no tengan desajustes entre las uniones de sus tramos que pueden provocar la entrada del lodo ( o agua ) en su interior. Una vez instalada la tubería dentro de la perforación y antes de empezar el colado, es necesario colocarle en su extremo superior un tapón deslizante (diablo) que puede ser una cámara de balón inflada, una esfera de polipropileno, etc; el cual tiene como función evitar la segregación del concreto, ya que en el interior de la tubería el mismo concreto realiza la función de amortiguador evitando la segregación.

Al iniciar el colado, el extremo inferior de la tubería debe estar ligeramente arriba del fondo de la perforación ( no más de un diámetro de la tubería) para que permita la salida de tapón y del primer volumen de concreto; después de ello y durante todo el colado, el extremo inferior de la tubería debe 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 en que se juzgue conveniente se puedan retirar tramos de la tubería sin el riesgo de que ésta quede fuera del concreto.

La operación debe realizarse en forma continua para evitar que en lapsos de espera comience el fraguado del concreto y se formen tapones.

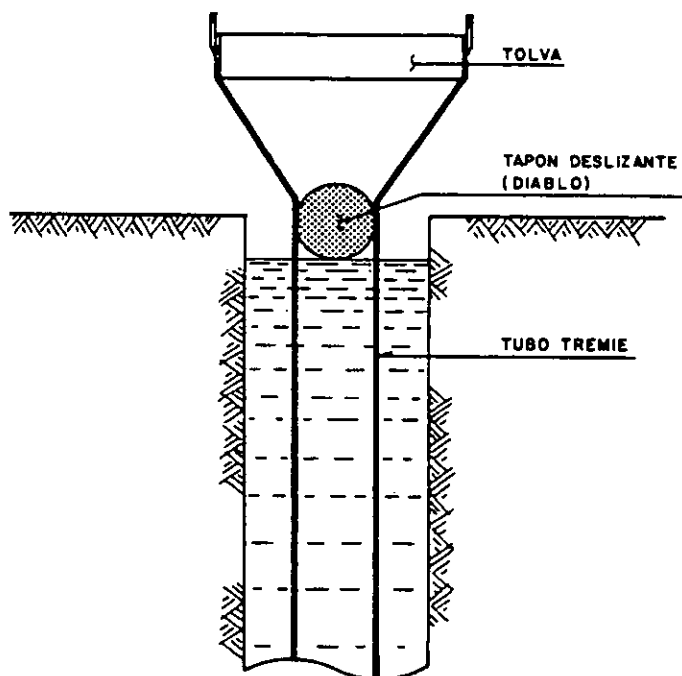


Fig. 4.4 Colocación del tapón deslizante

El empleo de bombas debe hacerse con ciertas reservas, para evitar problemas como el de poner el tapón antes de iniciar el colado, por esto es preferible, de tener que usarlo, combinarlo con tubería convencional tremie.

## **Pilotes**

Se recomiendan resistencias del concreto para pilotes de 300 kg/cm<sup>2</sup> si su hincado es en suelos blandos a medios y de 350 kg/cm<sup>2</sup> en suelos medios a duros.

Para fines de durabilidad los pilotes de concreto deben tener cuando menos 336 kg de cemento por metro cúbico de concreto. En medios agresivos como en el mar, se recomienda cuando menos 391 kg aunque en ocasiones se prefieren 420 kg. La durabilidad del producto terminado disminuye al aumentar la relación agua-cemento.

Es aconsejable limitar el revenimiento de una mezcla de concreto a un mínimo compatible con los requerimientos y métodos de colocación, de 0 a 7.5 cm para pilotes precolados.

Se deberá efectuar cuando menos una serie de pruebas de compresión de cilindros por cada 15 m<sup>3</sup> de concreto colado y no menos de dos especímenes individuales. Los especímenes cilíndricos deberán curarse bajo las mismas condiciones que los pilotes de concreto.

Todo el concreto deberá mezclarse hasta obtener una distribución uniforme de los materiales y se debe descargar en su totalidad antes de volver a llenar la mezcladora.

La compactación del concreto deberá hacerse con vibradores de alta frecuencia. Los moldes deben ser lo suficientemente rígidos para resistir el desplazamiento o los daños debidos a la vibración. El concreto deberá mantenerse arriba de 10° C y en estado húmedo cuando menos durante 7 días después de su colocación o hasta alcanzar la resistencia de proyecto. Los moldes deberán retirarse una vez que el concreto tenga la resistencia suficiente, para evitar deformaciones.

### **- Acero de refuerzo**

## **Pilas**

El acero de refuerzo debe habilitarse, armarse y colocarse apegándose a las instrucciones señaladas en los planos. A continuación se describen aspectos de importancia en la colocación de acero de refuerzo.

Traslapes: Para corte y armado del acero de refuerzo debe planearse su "secuencia de utilización" con el objeto de que además de procurar que los empalmes o traslapes no queden en la misma sección transversal, de acuerdo a los reglamentos respectivos, se logre un aprovechamiento más racional del mismo. Como un elemento estructural requiere varillas de mayor longitud que las que normalmente se fabrican, se recurre a traslaparlas o empalmarlas para alcanzar la longitud requerida en los planos de proyecto. Para varillas del No. 8 y menores, se recomienda usar traslapes de longitud equivalente a 40 diámetros de la varilla, aunque nunca menores de 30 cm (12"). Para varillas de No. 10 o mayores no se aconseja el traslape y debe recurrirse al soldado de las mismas.



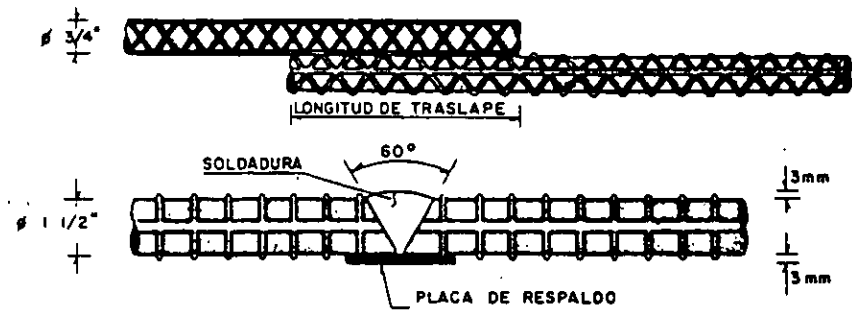


Fig. 4.5 Detalle de traslape y soldadura de varillas

Ganchos y dobleces: Cuando por el espacio disponible no es posible dar la longitud necesaria para desarrollar el esfuerzo de adherencia entre el concreto y el acero, se recurre a la técnica de efectuar dobleces en el extremo de la varilla, a fin de formar ganchos o bien, escuadras. Estos dobleces deben tener una geometría determinada, que depende del diámetro de la varilla, de la resistencia tanto del concreto como del acero y de la ubicación de la varilla respecto al espesor del elemento estructural.

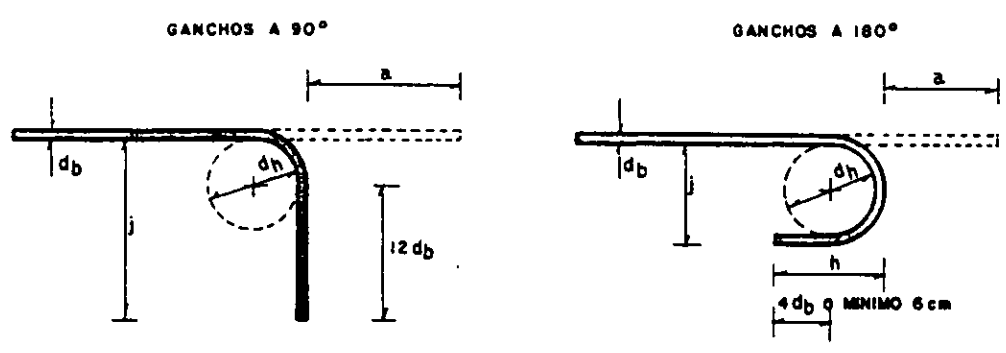


Fig. 4.6 Medidas recomendadas d, a, j y h para formar ganchos

Recubrimientos y espaciamentos: Se denomina recubrimiento al espesor de concreto remanente entre la cara exterior del elemento estructural de concreto y la cara exterior del acero de refuerzo más cercano, pudiendo ser un estribo o una varilla longitudinal. Dicho recubrimiento tiene por objeto proteger al acero de refuerzo de los agentes adversos, atmosféricos o químicos del ambiente en que va a estar trabajando el elemento de concreto, ya que algunos producen corrosión, poniendo en peligro la seguridad del elemento y por ende la integridad de la estructura.

Se aconsejan los siguientes recubrimientos:

Elemento	Medio Ambiente	
	Inocuo	Agresivo
Pilote	5cm (2")	7.5cm(3")
Pila	7.5cm(3")	10cm (4")

La distancia libre entre varillas paralelas no deberá 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 (1"), lo que sea mayor. Para refuerzo en espiral, el espaciamento centro a centro no debe ser mayor que un sexto del diámetro del núcleo del concreto. La separación libre entre las espirales no debe ser mayor de 7.5 cm (3") ni menor de 3.5 cm (1 3/8") o 1.5 veces el tamaño máximo del agregado. Para estribos circulares o rectangulares, la separación entre los mismos no debe ser mayor que 16 veces el diámetro de la varilla longitudinal o 48 veces el diámetro del estribo o la dimensión menor del elemento.

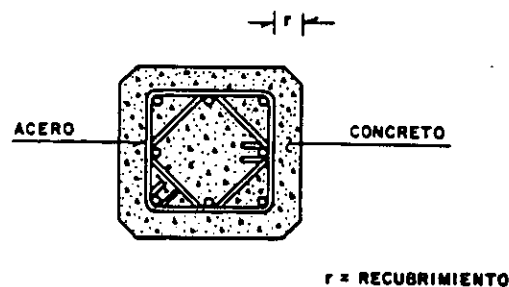


Fig. 4.7 Recubrimiento de acero de refuerzo

**Manejo y colocación:** Cuando las necesidades de la obra, de acuerdo al procedimiento constructivo, el acero de refuerzo deba armarse en un sitio para posteriormente colocarlo o en una cimbra o dentro de una perforación para pila, además del concreto especificado para cumplir con los requisitos estructurales, debe colocarse refuerzo adicional a manera de formar armaduras que permitan el manejo del acero de refuerzo, ya armado, sin que se presenten deformaciones. Cuando el método constructivo empleado establezca la extracción del ademe, se debe tener cuidado para evitar que el refuerzo se altere o quede en contacto con el suelo durante la extracción.

### **Pilotes**

El acero de refuerzo se debe colocar con precisión y protegerse adecuadamente contra la oxidación y otro tipo de corrosión antes de colar el concreto. Todo el acero de refuerzo deberá estar libre de costas de óxido, suciedad, grasa, aceite u otros

### **Pozo Indio**

El método de pozo indio utiliza para la construcción de cilindros

## CAPITULO 5

### VARIFICACIÓN DE LA CALIDAD DURANTE SU CONSTRUCCIÓN

#### 5.1 METODOS DIRECTOS

a) Muestreo. Uno de los métodos directos de verificación de la calidad de las pilas consiste en la ejecución de perforaciones con obtención continua de núcleos de concreto a lo largo de ellas, empleando máquinas rotatorias y barriles muestreadores con broca de diamante. El empleo de este sistema presenta la ventaja que físicamente se puede deducir de la observación de los núcleos la presencia o ausencia de anomalías en el concreto provocadas por la contaminación, disgregación o deslave del concreto. Asimismo, es posible detectar la calidad en el contacto de la pila con el terreno natural.

Adicionalmente a lo anterior se puede verificar la resistencia real del concreto mediante ensayos de compresión en las muestras cilíndricas obtenidas.

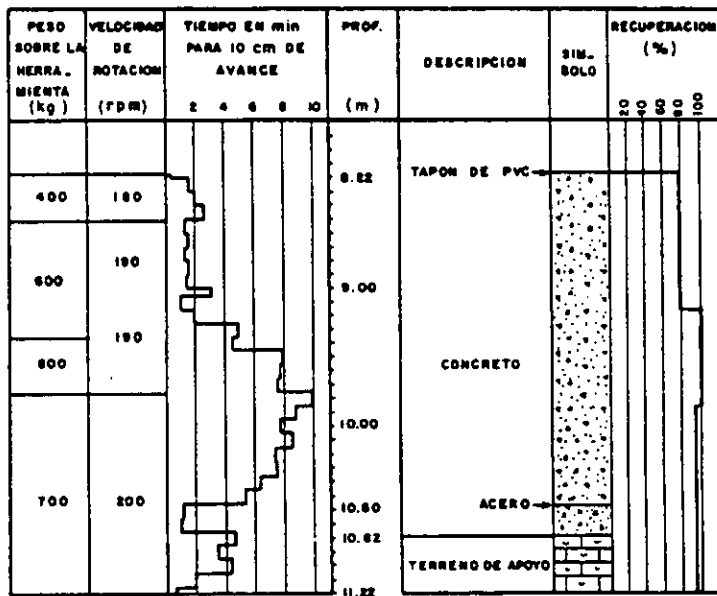


Fig. 5.1 Ejemplo de un registro de perforación para verificar la calidad de una pila

El empleo de este método implica algunos inconvenientes entre los que destacan los siguientes:

- El costo es elevado, ya que las brocas de diamante son caras
  - Imposibilidad de detectar anomalías en toda la sección transversal de la pila, ya que generalmente las perforaciones se realizan al centro de la misma y dado lo reducido de su diámetro deja la incertidumbre del estado que guarda la pila cerca de su periferia
  - La resistencia obtenida de los núcleos de concreto tiende a estar por debajo de la obtenida de cilindros durante el colado, por lo que el juicio sobre la calidad de la pila debe considerar esta limitación
  - El tiempo de ejecución de la perforación resulta bastante grande en comparación con otros métodos.
- b) Circuito de televisión. Este método consiste en el empleo de pequeñas cámaras de televisión que son introducidas en perforaciones previas realizadas en las pilas y que permite la observación directa de las paredes y del fondo de las mismas. Tiene la desventaja de que únicamente se puede detectar fallas muy marcadas como los grandes huecos dejando dudas en cuanto a la contaminación o disgregación no muy severas pero sí importantes para el comportamiento de la pila.

## 5.2 METODOS INDIRECTOS

Actualmente se han desarrollado algunos métodos indirectos para la detección de anomalías o fallas durante la construcción de pilas, que pueden resultar más baratos que los directos. Una limitante general que presentan estos métodos es la falta de información sobre la resistencia del concreto. Entre ellos podemos mencionar los siguientes:

- Método del eco. Se basa en la propagación y reflexión de una onda en un medio heterogéneo. El sistema consiste en la emisión de una vibración generada en la cabeza de la pila y la captación de ella con un receptor colocado en la parte superior de la misma. Por medio de osciloscopio se registra el tiempo que transcurre en el momento de la emisión de la onda y su recepción a fin de determinar la distancia recorrida conociendo su velocidad de propagación. Este método tiene la ventaja de que las determinaciones son ejecutadas rápidamente y no requiere instalaciones previas. Se recomienda para pilas hasta de 15 m de profundidad. Presenta la desventaja de que si la primera anomalía detectada es de cierta importancia, dificulta la determinación de otras a mayor profundidad o las hace parecer como fallas menores.
- Método "Cross Hole" . Al igual que el método anterior, consiste en la emisión de una vibración pero en vez de ser producida por la cabeza de la pila, se genera dentro de un tubo lleno de agua que se coloca fijo en el armado de la pila previamente al colado. La captación de esta onda se realiza por medio de un receptor colocado al mismo nivel del emisor pero en otro tubo después de haber atravesado el cuerpo de la pila. La operación se repite a lo largo de la pila, obteniéndose una gráfica en la cual se presenta el tiempo de propagación

de las ondas captadas. Cada anomalía detectada se caracteriza por una disminución drástica de la amplitud de onda captada y un incremento en el tiempo de recorrido. Como se anotó anteriormente para la ejecución de este método de verificación se requiere que previamente sean colocados tubos metálicos a todo lo largo de la pila. De la cantidad de éstos dependerá la precisión de la verificación.

Este método presenta las siguientes ventajas:

- Buena localización de anomalías tanto en profundidad como en la sección de las pilas siempre que el número de tubos para la ejecución de las determinaciones sea suficiente
- Interpretación en forma inmediata
- Registro continuo de toda la longitud de la pila.

Algunas desventajas que se presentan son la imposibilidad de detectar la calidad del contacto entre la pila y el terreno natural.

La máxima distancia recomendable entre tubos es del orden de 1.5m.

- c) Verificación de pilas por medio de rayos gamma. Este método está basado en el fenómeno de absorción de un haz de rayos gamma por el material que atraviesa.

Si N representa el número de fotones gamma detectados después de atravesar un material de espesor  $x$ ,  $\gamma$  de densidad  $\gamma$ , se tiene:

$$N = N_0 e^{-k\gamma x}$$

Donde:

$N_0$  representa el número de fotones emitidos por una unidad de tiempo y es función de la actividad de la fuente radiactiva.

K coeficiente que depende de la energía de radiación usada y de la naturaleza del material auscultado.

El sistema de verificación es similar al descrito para las ondas sónicas teniendo la limitante que la distancia máxima entre emisor y receptor debe ser 0.80 m.

## CAPITULO 6

### PRUEBAS DE CARGA E INSPECCIÓN

#### 6.1 CARGA ESTÁTICA

Con estas pruebas se trata de definir el comportamiento del sistema pilote-suelo o pila-suelo, cuando se les somete a una secuencia de cargas verticales que simulen las que transmitirá la estructura.

##### - Criterio de carga controlada

Este tipo de prueba es el más extensamente aplicado; permite definir la carga última que soporta un pilote aplicando la carga en incrementos y siguiendo uno de estos dos criterios:

- Aplicar incrementos iguales de carga cuando la rapidez de asentamiento medida en la cabeza del pilote se reduzca a un valor mínimo
- Aplicar incrementos iguales de carga en incrementos de tiempo constantes

##### Rapidez de asentamiento mínimo

Los incrementos de carga se aplican cuando la rapidez de asentamiento generada por el incremento previo de carga se haya reducido a un valor mínimo pre-establecido, usualmente de 0.25 mm/hr; en cuanto a la magnitud de los incrementos de carga, se acostumbra que sea del 25% de la capacidad de carga de diseño  $Q_d$  (factor de seguridad de 3).

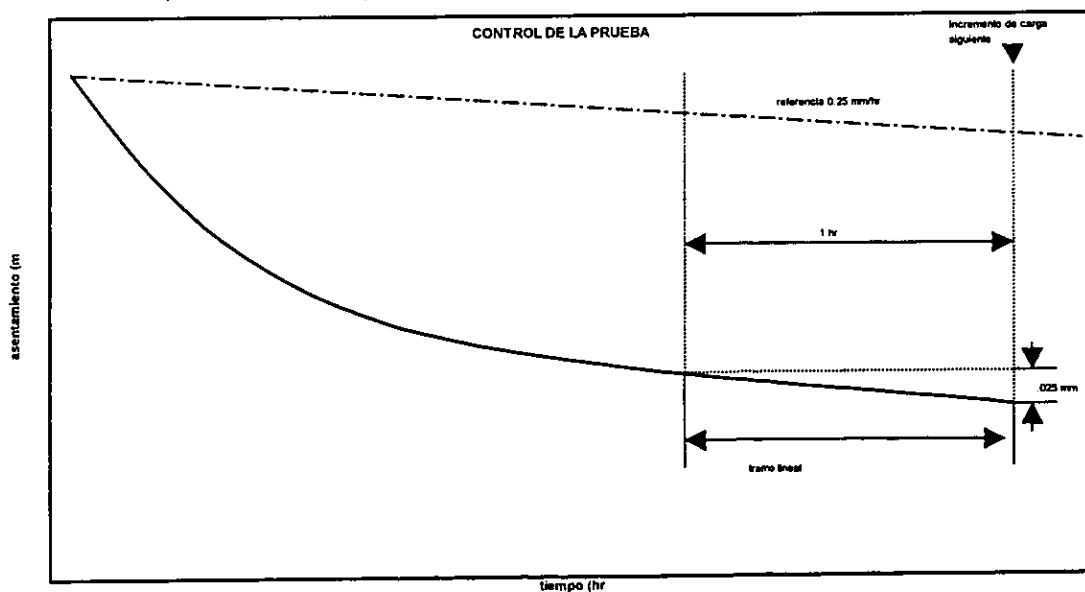


Fig. 6.1 Control de la prueba

Durante la realización de la prueba, en cada incremento de carga se debe comprobar que la rapidez de asentamiento se ha reducido al valor mínimo pre-establecido.

La carga máxima a la que se lleva la prueba es de por lo menos dos veces la carga de diseño  $Q_d$ , que se mantiene por dos horas para después proceder a la etapa de descarga en decrementos que pueden ser del orden de  $0.25 Q_{max}$  a cada 20 minutos; la recuperación del asentamiento se mide a los 5, 15 y 30 min después de haber retirado totalmente la carga, o si es posible, durante más tiempo.

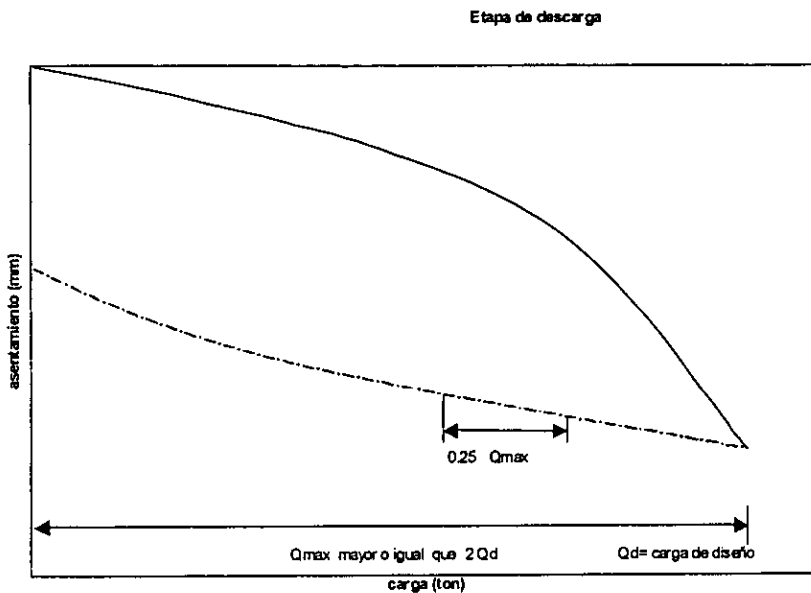


Fig. 6.2 Etapa de descarga

### Incrementos de tiempos constantes

En esta prueba los incrementos iguales de carga se aplican a intervalos de tiempo constantes usualmente de 15 min; la magnitud convencional de los mismos es de 5% de la capacidad de carga última del pilote (ref 16 y 17)

Este criterio se aplica sólo cuando el procedimiento anterior de rapidez de asentamiento mínimo requiere un tiempo de prueba tan grande que resulte inadmisibile; por ello algunas organizaciones proponen un tiempo límite de 2 horas entre incrementos de carga.



## RESULTADOS DE LA PRUEBA

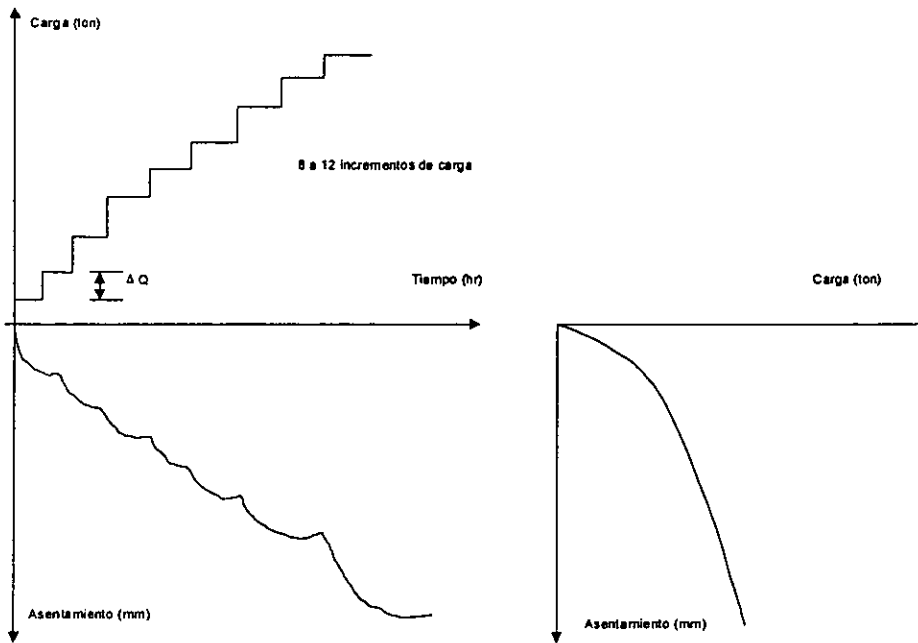


Fig. 6.3 Resultados de la prueba

### Con dos ciclos de carga y descarga

Un procedimiento común para ensayar pilotes consiste en aplicar dos ciclos de carga y descarga. En el primer ciclo se aplica la carga vigilando que la rapidez de asentamiento sea mínima; una vez que se ha alcanzado la carga total, de 1 a 2  $Q_d$ , se descarga. En el tramo de recarga se aplica la carga en incrementos de tiempo constantes; una vez que se alcance la carga que se había aplicado (1 a 2 $Q_d$ ), se continúa con incrementos de carga de 0.1  $Q_d$ , siguiendo el criterio de que la rapidez de asentamiento sea mínima, hasta que se defina la carga máxima que pueda soportar el pilote. La carga máxima aplicada se mantiene por lo menos durante dos horas y después se descarga en decrementos de 0.25  $Q_{m\acute{a}x}$  con intervalos de 20min; la recuperación del asentamiento se mide a los 5, 15 y 30 min después de haber retirado totalmente la carga, o si es posible, por más tiempo.

### Con carga cíclica

Con esta prueba se determina la carga de fluencia de un pilote bajo ciclos repetidos de carga y descarga, que varían entre un valor mínimo y un máximo, que usualmente es del doble del primero. Cada uno de los niveles de carga se mantiene durante un tiempo suficiente para que el pilote deje de asentarse o recuperarse; para ello se requiere un intervalo de 10 a 40 minutos, que debe conservarse para todos los ciclos de prueba. Los valores de la carga y el asentamiento respectivo se registran cada 2 minutos. Este procedimiento se repite con

intervalos de carga cada vez mayores, para cada uno de los rangos iniciales de carga se hacen 10 ciclos, después se incrementan a 15, y en la carga última como nivel máximo se hacen 20 ciclos.

Para la ejecución de esta prueba se requiere de un sistema hidráulico que permita aplicar los niveles de carga rápidamente y con precisión, además de mantener constante la carga aplicada.

#### - **Criterio de desplazamientos controlados**

Las pruebas de carga de desplazamientos controlados se desarrollaron para disminuir el tiempo necesario para definir la capacidad de carga de pilas o pilotes; el procedimiento de prueba se ajusta a cualquiera de los dos criterios siguientes:

- Variar la carga aplicada controlando que los asentamientos inducidos en el pilote sean constantes
- Variar la carga aplicada para que el pilote adquiera una rapidez de penetración constante.

Las limitaciones más importantes par la aplicación de esta técnica son:

- No se puede distinguir el asentamiento inmediato para una carga aplicada
- Es indispensable un sistema hidráulico que permita variar los niveles de carga.

#### **Con control de asentamientos**

Consiste en aplicar la carga necesaria para producir en el pilote incrementos de asentamientos de  $0.01D$ , siendo  $D$  el diámetro del área equivalente hasta alcanzar un asentamiento total de  $0.10D$ . La magnitud de la carga necesaria para producir los incrementos de asentamiento constantes es variable en el tiempo; por ello el criterio de prueba consiste en inducirlos cuando la variación de carga necesaria para mantener el asentamiento anterior sea menor que el  $0.1\%$  de la carga total  $Q_i$  aplicada por hora ( $0.001 Q_i/hr$ ) hasta ese momento.

$$D = K x$$

donde

$D$  = diámetro

$K$  = factor de ajuste

$x$  dimensión significativa

Sección	Dimensión Significativa	K
Circular	Diámetro	1.00
Cuadrada		1.13
Triangular equilátera	lado	0.55
Octagonal		2.48

La descarga se hace en decrementos iguales de 0.25 de la carga máxima aplicada a cada 20 min, leyendo la recuperación del asentamiento a los 5, 15 y 30 min de haber retirado totalmente la carga, o si es posible durante más tiempo.

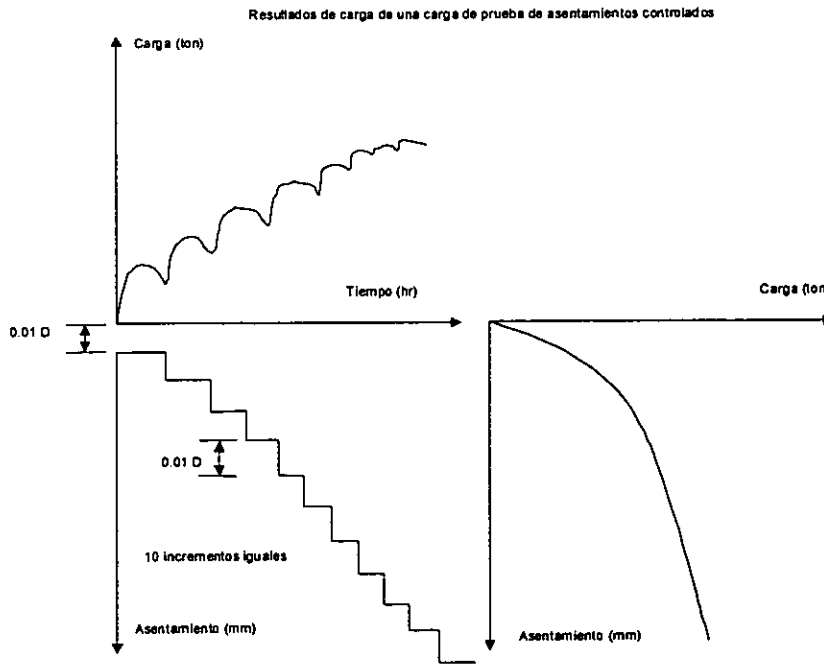


Fig. 6.4 Resultados de carga de una prueba de asentamientos controlados

### Con rapidez de penetración constante

La carga aplicada se va aumentando para hacer que el pilote penetre con una rapidez constante, de 0.25 a 1.25 mm/min en suelos cohesivos y de 0.75 a 2.5 mm/min en granulares;

cuando la penetración total es de 15% del diámetro del pilote, o se llega a la capacidad del sistema de carga, se procede a la descarga. El control de la prueba se hace tomando lecturas de carga y asentamiento a cada dos minutos como mínimo, reduciendo el intervalo de lectura en caso de variaciones importantes de carga.

#### - Instalación para una prueba de carga estática

La instalación para una prueba de carga debe diseñarse de acuerdo al tipo de prueba que se pretende realizar, para alcanzar de manera sencilla y segura los niveles de carga y deformación previstos, con un grado de precisión admisible; asimismo, su diseño debe permitir llevar un control confiable del desarrollo de la prueba y el registro de la información suficiente para la interpretación posterior.

#### Sistema de reacción

El sistema de reacción consiste esencialmente de un puente formado por dos o varias vigas, que pueden recibir lastre o tener sus extremos anclados, con el cual se da el apoyo necesario al equipo de carga; este sistema debe ser estable y seguro en todo momento, cuidando que las cargas que transmite al suelo no influyan en el comportamiento del pilote de prueba.

Los sistemas de reacción más usados son:

- a) **Plataforma con lastre.** Esta solución de reacción debe operarse con precaución, por el peligro de volteo que se presenta cuando falla el pilote o cuando el lastre es insuficiente y tiende a levantarse; las mediciones de deformación deben hacerse a distancia para evitar que los operadores se introduzcan bajo la plataforma lastrada.  
Al inicio de la prueba, los apoyos transmiten al suelo el peso total del lastre; los esfuerzos así inducidos disminuyen conforme se incrementa la carga soportada por el pilote, por lo cual, si se consigue que el lastre tenga un peso ligeramente mayor a la carga total que soportará el pilote, la influencia de los apoyos no será significativa en la capacidad última.
- b) **Pilotes de anclaje.** Para absorber la reacción se pueden seguir dos criterios: utilizar pilotes inclinados o verticales; la primera solución es más recomendable porque se reduce la interacción entre los pilotes y el de prueba. Sin embargo el sistema de pilotes verticales es ventajoso económicamente porque se pueden aprovechar como anclaje los pilotes que formarán parte de la cimentación; en este caso debe cuidarse que estén alineados para que no existan excentricidades en la carga, además de rehincarlos para evitar una reducción de su capacidad por punta.  
La distancia mínima entre los pilotes de anclaje inclinados y el de prueba se determinará a partir de un estudio de cada caso particular.
- c) **Viguetas de anclaje.** Este sistema se desarrolló recientemente; sus ventajas son su bajo costo y tiempo reducido de instalación. Sin embargo se ha utilizado poco y por ello subsiste incertidumbre sobre la interacción entre las viguetas de anclaje y el pilote de prueba.

## Equipo de aplicación de carga

La carga se puede aplicar al pilote de prueba de dos maneras diferentes:

- Con lastre cuyo peso se incrementa gradualmente durante la prueba; en este caso las vigas de reacción sirven solamente para recibir el lastre y transmitirlo al pilote. Los apoyos laterales se usan para prevenir la caída del lastre por la falla del pilote, por lo que deben diseñarse de manera tal que no sobrepasen la capacidad de carga del suelo cuando reciban la carga total de prueba.
- Con un sistema hidráulico de presión que se coloca entre las vigas de reacción y el pilote, en cuyo caso la reacción proviene de lastre o de piezas ancladas.

## Dispositivos de medición

Las variables que deben medirse durante una prueba de capacidad de carga son:

Para pruebas con pilotes o pilas convencionales, los asentamientos que sufren la parte superior, las cargas aplicadas y los tiempos en que ocurren y para pilotes o pilas instrumentados internamente, se determina además la carga que transmitan a distintas profundidades.

Los dispositivos que se utilizan para determinar las variables mencionadas se detallan a continuación.

- a) De la carga. La magnitud de la carga aplicada se puede evaluar con uno de los dos aparatos siguientes: con el manómetro (previamente calibrado) del sistema hidráulico o con una celda electrónica de carga.
- b) De los asentamientos. Los asentamientos que sufre el pilote de prueba se deben medir con un sistema preciso y confiable; generalmente se utilizan micrómetros entre el pilote y un marco de referencia fijo.
- c) De los asentamientos de la punta. Midiendo los asentamientos de la punta del pilote o pila durante la prueba, es posible separar, en forma aproximada, las resistencias de punta y fricción en los distintos niveles de carga aplicada; la información obtenida se interpreta con ayuda de una curva esfuerzo-deformación representativa del comportamiento del elemento.
- d) De la distribución de esfuerzos. Se puede requerir la determinación de los esfuerzos a lo largo del pilote en el caso de cimentaciones de estructuras importantes o cuando el número de pilotes es muy grande. Estas mediciones se efectúan con celdas de carga axial colocadas a distintas profundidades.

## - **Presentación de los resultados**

La presentación de los datos obtenidos durante el hincado del pilote o la fabricación de la pila y la ejecución de la prueba de carga debe facilitar su correcta interpretación; para ello conviene usar gráficas donde se presente la siguiente información básica:

- Penetración vs número de golpes
- Recuperación elástica
- Carga vs asentamiento
- Carga vs asentamiento vs tiempo
- Carga vs asentamiento de fluencia
- Número de ciclos vs asentamiento

### **Penetración vs número de golpes**

Aquí se presenta la variación con la profundidad del número de golpes para producir de 0.2 a 1.0 m de penetración del pilote; así con el número de golpes total acumulado para cada profundidad. Esta figura se complementa con la estratigrafía determinada con un sondeo cercano, además con los comentarios necesarios para indicar cualquier interrupción durante el hincado.

### **Recuperación elástica**

Consiste en la reproducción de la gráfica de recuperación elástica obtenida en el campo durante el último tramo de hincado, en el que se agrega una tabla con los valores promedio de la recuperación elástica y la penetración (en mm/golpe) medida de la gráfica, para cada una de las series de 10 m golpes efectuada. Como información adicional conviene incluir la localización y nivel de desplante del pilote, además de la marca, tipo y condiciones de operación del martillo.

### **Carga vs asentamiento**

En las pruebas con carga controlada se gráfica el asentamiento máximo que ocurra en la primera hora de haber aplicado cada nivel de carga; en las de asentamiento controlado se hace lo recíproco. En el caso de pruebas con dos ciclos de carga y descarga, deben dibujarse ambos; cuando se trate de una prueba cíclica, se grafica el asentamiento correspondiente a la carga máxima del primer ciclo de cada intervalo de carga aplicado. En todos los casos se dibuja también la etapa de descarga.

GRÁFICA CARGA VS ASENTAMIENTO

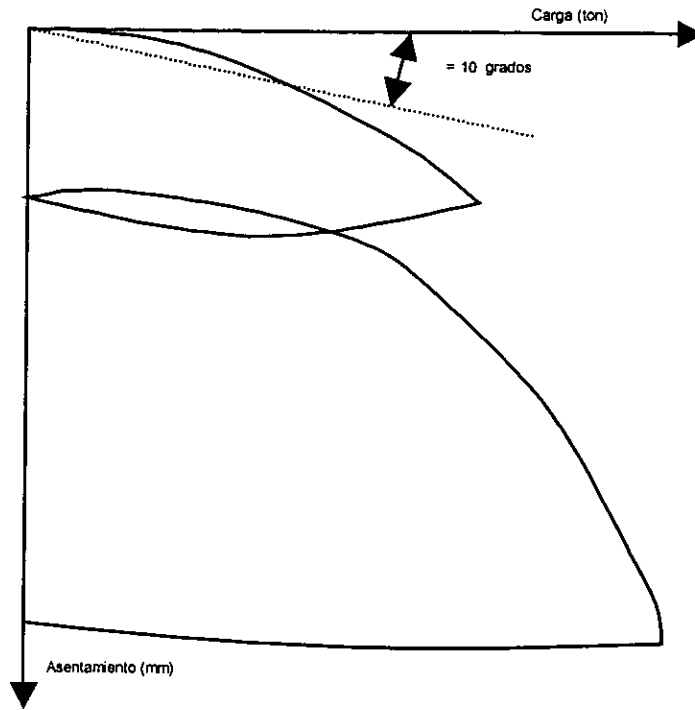


Fig. 6.5 Gráfica carga vs asentamiento

### Carga y asentamiento vs tiempo

Se muestra la variación con el tiempo de la carga y el asentamiento durante la prueba; se dibujan en el eje horizontal los valores del tiempo, usando una escala que permita representarlo con duración de la prueba en 10 cm.

### **Carga vs asentamiento de fluencia**

Esta gráfica puede incluirse en los resultados de las pruebas de carga controlada con incrementos de tiempo constantes; se dibuja con los valores de los asentamientos que se presentan en los últimos 3 min de cada incremento de carga ( considerando incrementos de tiempo de 15 min).

GRÁFICA CARGA VS ASENTAMIENTO DE FLUENCIA

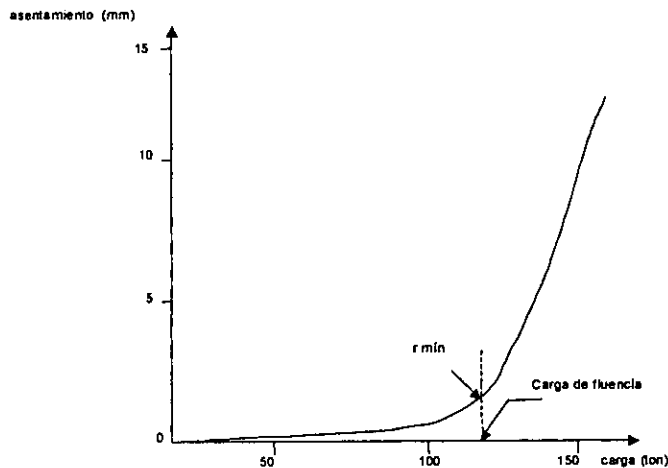


Fig. 6.6 Gráfica carga vs asentamiento de fluencia

### Respuesta del pilote o pila a la carga

La forma de la gráfica carga vs asentamiento permite definir cómo el pilote o pila de prueba transmite su carga al subsuelo, entendiéndose que puede ser:

- Por su punta a un estrato resistente profundo
- Por fricción al suelo que lo rodea
- Por una combinación de las anteriores

- a) Cimentación de punta. Se presenta cuando la carga impuesta la resiste un estrato profundo sin que se alcance la falla; la gráfica resultante (P) queda por encima de  $\delta_e$ , ya que el suelo que rodea al pilote o pila tiene una pequeña contribución en soportar a la carga.
- b) Cimentaciones de fricción. Se obtienen cuando el suelo que rodea al fuste del pilote o pila soporta la carga; la gráfica presenta inicialmente una etapa de asentamiento y carga crecientes, hasta llegar a un punto en que la deformación crece indefinidamente para una carga aproximadamente constante. En el caso de suelos finos (FF) casi siempre ocurre una disminución de la carga, que puede estar limitada por la resistencia residual del suelo; en



suelos granulares (FG) la carga final siempre aumenta, dependiendo su magnitud de la resistencia movilizada en la punta.

- c) Cimentaciones de punta y fricción. La gráfica característica de pilas y pilotes en suelos granulares tiene una forma intermedia entre las de fricción y punta (PF); en este caso la granulometría del elemento de cimentación condiciona la relación entre ambas resistencias y por ello la gráfica resultante.

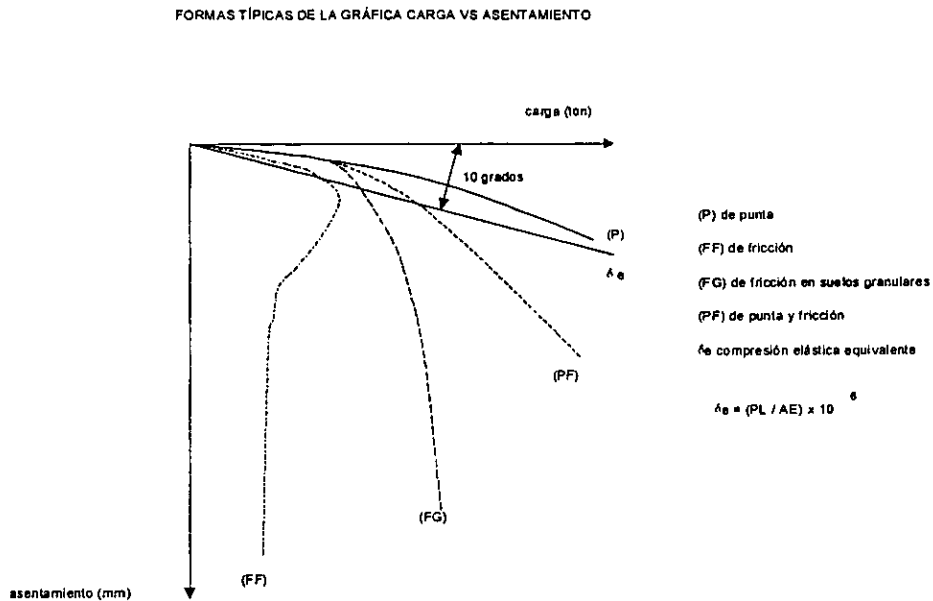


Fig. 6.7 Formas típicas de la gráfica carga asentamiento  
(prueba con rapidez constante)

### Determinación de la capacidad de carga

La capacidad de carga puede expresarse en función de dos términos:

- La carga última, cuando se ha movilizado la resistencia del suelo que se encuentra bajo la punta y rodeando al elemento
- La carga de fluencia, correspondiente a la carga máxima que puede aplicarse antes de que se presente un asentamiento excesivo en un cierto incremento de carga o en un cierto número de ciclos de carga y descarga.

Para determinar la carga última se parte de los puntos básicos del mecanismo de transferencia de carga (ref 18):

- Para movilizar la capacidad de carga por fricción es necesario un desplazamiento relativo, entre el fuste del elemento y el suelo circundante, de 6 a 10 mm independientemente de la geometría del pilote o pila
- En el caso de la capacidad por punta, es necesario un desplazamiento de aproximadamente un 10% del diámetro (D) de los pilotes hincados y de hasta un 30% de D para pilotes colados en el lugar y pilas.

La carga de fluencia de las pruebas de carga controlada con incrementos de tiempo constantes de 15 min, corresponde a los que produce al radio de curvatura mínimo en la gráfica carga vs asentamiento de fluencia que se desarrolla en los últimos tres minutos.

En las pruebas cíclicas la carga de fluencia usualmente se defina como la carga máxima del intervalo de carga que provoca una pendiente de 2 mm de asentamiento de 15 ciclos de carga en la gráfica número de ciclos vs asentamiento.

### **Variación de la capacidad de carga con el tiempo**

Cuando se realizan pruebas de carga en pilotes, debe considerarse el tiempo entre su hincado y la ejecución de la prueba, ya que la capacidad de carga puede variar considerablemente cuando el subsuelo está formado por arcillas, limos no plásticos y arenas finas.

En el caso de arcillas, el hincado produce un remoldeo del suelo alrededor del pilote, además de un aumento significativo de esfuerzos; conforme pasa el tiempo la arcilla tiende a reestructurarse debido a sus propiedades tixotrópicas y a consolidarse en la vecindad del pilote, disminuyendo así el exceso de presión de poro inducido; lo anterior provoca un aumento de capacidad de carga. En la mayoría de los casos es suficiente un lapso de 3 a 30 días entre el hincado y prueba del pilote para que se desarrolle la mayor parte de este efecto.

Cuando se trate de limos no plásticos y arenas finas, durante el hincado puede provocarse un aumento considerable de presión de poro, que se refleja en un aumento de la resistencia a la penetración del pilote; este efecto puede producir una interpretación equivocada de la resistencia del estrato de desplante del pilote, la cual disminuirá conforme se disipe la presión de poro. En estos casos es recomendable realizar pruebas de rehincado en que se mida la recuperación elástica para determinar:

- Si es necesario llevar al pilote a mayor profundidad
- El tiempo de espera previo a la ejecución de la prueba de carga.

### **Capacidad de carga admisible**

La capacidad de carga admisible de un pilote o pila debe determinarse considerando un margen de seguridad razonable con respecto a la falla del suelo de soporte y del material de fabricación del elemento; asimismo, dicha capacidad está condicionada por los asentamientos totales que puede soportar la estructura.

En todos los casos debe tomarse en cuenta que para extrapolar los resultados de prueba al grupo de pilotes o pilas, se debe considerar la información geotécnica, los registros de hincado

y la relación entre el número de elementos probados y la cantidad de pilotes o pilas que formarán parte de la cimentación.

## **6.2 CARGA LATERAL**

El objetivo de estas pruebas es la determinación del comportamiento de un pilote o pila vertical sometido a una secuencia de cargas horizontales; en el caso de pilotes inclinados, estas cargas generalmente se aplican en dirección perpendicular a su eje longitudinal.

### **- Prueba de carga estática**

La carga se aplica en incrementos iguales de aproximadamente el 20% de la carga lateral de diseño  $Q_{LD}$ , hasta alcanzar una carga máxima de prueba ( $Q_L$  máx) de por lo menos 2  $Q_{LD}$ .

Los incrementos de carga se aplican una vez que:

- La velocidad de deflexión lateral se haya reducido a un valor mínimo, que puede ser de 0.25 mm/hr
- Ha transcurrido un intervalo de tiempo, del orden de 1 hr, que se mantiene constante para todos los incrementos de carga; este criterio se utiliza cuando el anterior provoca un tiempo de prueba excesivo (del orden de 2 días).

En ambos casos, la lecturas de la deflexión lateral en cada incremento se toman a cada 10 min; la descarga se efectúa en decrementos de 0.25  $Q_L$  máx a cada 20 min, midiendo la recuperación de la deflexión lateral a los 5, 15 y 30 min de haber descargado totalmente, y si es posible, durante más tiempo.

### **- Prueba cíclica de carga y descarga**

Se carga el pilote en incrementos, con lapsos constantes de 15 min, hasta la carga lateral de diseño  $Q_{LD}$ , para después efectuar dos o más ciclos de carga y descarga, en el último ciclo, la carga total aplicada  $Q_L$  máx será por lo menos igual a 2  $Q_{LD}$ ; la descarga final se efectúa como en la prueba estática.

Los ciclos se llevan a cabo con uno de los siguientes criterios:

- Cargando hasta alcanzar  $Q_{LD}$  y descargando totalmente en incrementos de 0.25  $Q_{LD}$  a cada 15 min; las lecturas de carga y deflexión lateral se hacen a cada 3 min.
- Induciendo en el pilote un movimiento lateral cíclico de amplitud igual a una fracción del diámetro (D) y con una frecuencia definida.

En este caso, el efecto de la carga cíclica se determina comparando las lecturas de carga y deformación del primero y último ciclos; para efectuar este tipo de prueba se requiere de un disco excéntrico conectado a un motor con velocidad variable, que permita controlar el movimiento lateral del pilote.

### **- Instalación para una prueba de carga lateral**

Las características y requisitos que deben cumplir los elementos para la ejecución de una prueba con carga lateral son similares a los necesarios para una prueba estática, los descritos

a continuación son aquellos aspectos propios de las pruebas con carga lateral que pueden influir significativamente en los resultados.

### Sistema de reacción

El apoyo necesario para el equipo de carga puede provenir de:

- Otros pilotes de la cimentación
- Estructuras existentes o bloque de concreto.

En ambos casos debe verificarse que los niveles de carga previstos en la prueba no sobrepasen la capacidad de carga lateral permisible de la estructura de reacción.

- Otros pilotes de la cimentación. Este sistema consiste en colocar el equipo de carga entre dos pilotes contiguos, para así obtener la reacción de uno contra el otro; es conveniente una separación de 10 diámetros entre centros para minimizar la interacción entre los pilotes. Este sistema tiene la ventaja de que permite ensayar simultáneamente ambos pilotes.
- Estructuras existentes o bloques de concreto. Con este sistema se simplifica la ejecución de pruebas de carga aplicada perpendicularmente al eje de pilotes inclinados, ya que permite restringir el movimiento del equipo de carga en forma más segura que con los pilotes de reacción.

### Equipo de aplicación de la carga

La secuencia de carga de prueba se aplica con un sistema hidráulico, que se coloca entre pilote y la estructura de reacción.

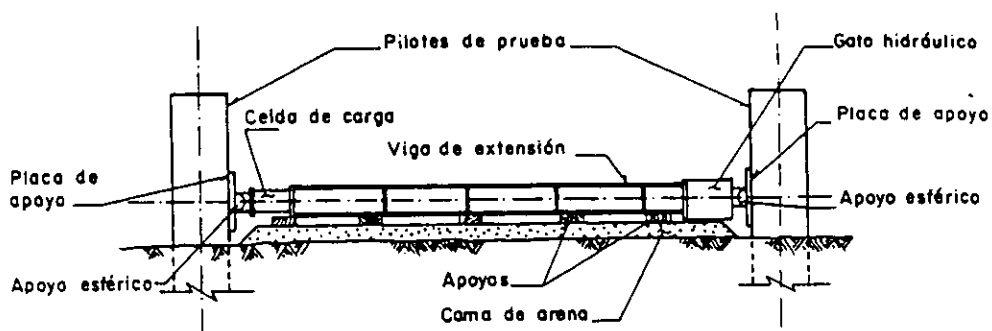


Fig. 6.8 Equipo de aplicación de carga y sus accesorios

También es necesario contar con los siguientes dispositivos:

- a) Viga de extensión. Reduce la interacción entre el sistema de reacción y el pilote de prueba, ya que permite transmitir la carga a distancia. La viga debe alinearse con el eje del pilote para evitar excentricidades en la aplicación de la carga; bajo la viga se colocan apoyos sobre una cama nivelada de arena, para impedir flexiones que transmitan esfuerzos cortantes al pilote. Siempre debe verificarse que exista un factor de seguridad adecuado contra la falla de la viga por pandeo.
- b) Apoyos esféricos. Se utilizan para evitar excentricidades de la carga aplicada; se colocan entre el gato hidráulico y el sistema de reacción y entre la viga de extensión y el pilote de prueba.
- c) Placas de apoyo. Se utilizan para evitar una concentración de esfuerzos en el punto de aplicación de la carga. Estas placas se adhieren con mortero a la superficie lateral del pilote; su resistencia al aplastamiento debe ser mayor a la carga máxima de prueba.

### Dispositivos de medición

Durante una prueba en pilotes o pilas convencionales debe medirse la magnitud de la carga aplicada, la deflexión lateral y la inclinación del tramo superior del pilote, en cimientos instrumentados se mide además la distribución de esfuerzos de deflexión y de deformaciones laterales a lo largo de su eje.

Por otra parte conviene tener un sistema de medición adicional para comprobar las lecturas instrumentadas; generalmente se utiliza una escala graduada en milímetros adherida al pilote o pila, la cual se lee con un tránsito topográfico o en su defecto un cable tensado, en el primer caso pueden medirse deflexiones e inclinaciones, mientras que con el cable, sólo el movimiento lateral de la cabeza del cimiento.

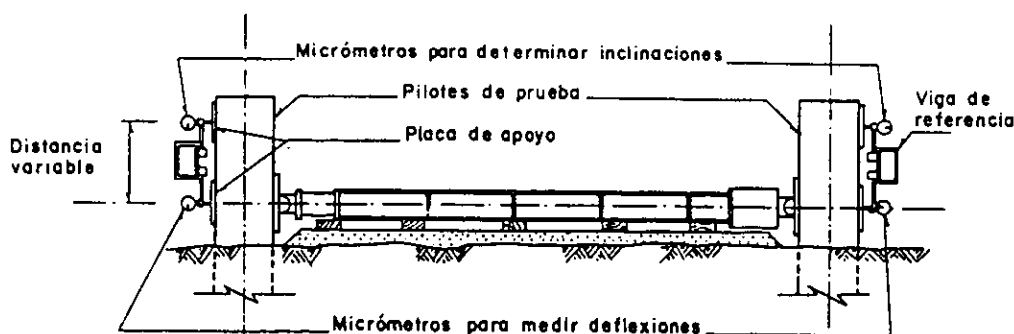


Fig. 6.9 Dispositivos de medición

## Presentación de los resultados

La información obtenida durante la prueba de carga lateral se debe presentar en forma gráfica para facilitar su interpretación, las gráficas básicas necesarias son:

- Penetración vs número de golpes
- Recuperación elástica
- Carga vs deflexión lateral
- Carga y deflexión lateral vs tiempo
- Deflexión lateral vs número de ciclos

### Carga vs deflexión lateral

Se dibuja la deflexión lateral máxima correspondiente a cada nivel de carga aplicado para las etapas de la carga y descarga; en el caso de una prueba cíclica con carga controlada, se graficarán todos los ciclos efectuados.

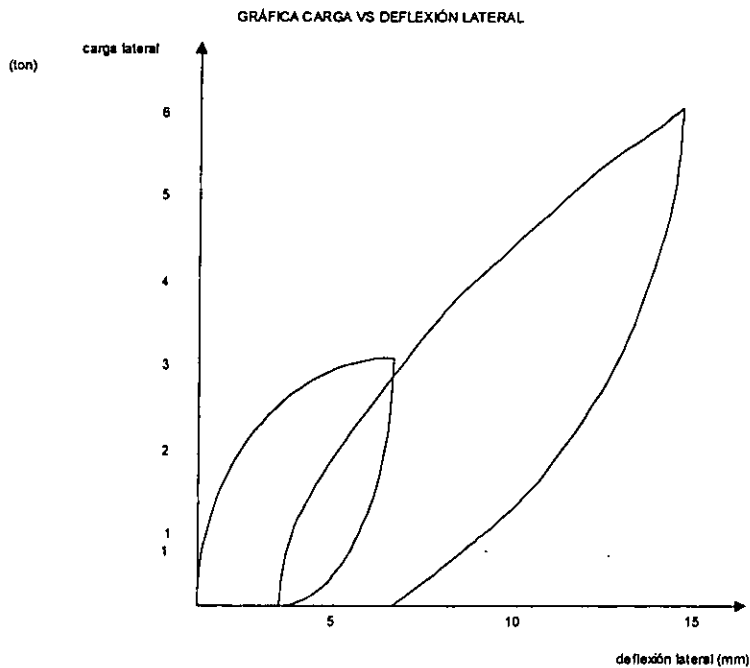


Fig. 6.10 Gráfica carga vs deflexión lateral

## **Carga y deflexión lateral vs tiempo**

La carga y la deflexión lateral se dibujan en el eje de la ordenadas, a la misma escala de la gráfica carga vs deflexión lateral; para el tiempo se utiliza una escala que permita representar la duración total de un ciclo de prueba en 5 a 10 cm.

## **Deflexión lateral vs número de ciclos**

En pruebas cíclicas con carga controlada, se dibuja la gráfica que muestra las deflexiones laterales correspondientes a cada uno de los ciclos efectuados.

### **- Interpretación de la prueba**

El análisis de los resultados obtenidos durante la prueba se enfoca hacia dos aspectos esenciales:

- La determinación del módulo de reacción lateral del suelo para los niveles de carga aplicados
- La evaluación del procedimiento constructivo utilizado.

Conviene enfatizar que la prueba no es representativa del comportamiento del cimiento cuando:

- El movimiento de su cabeza está restringido, ya que disminuye la deflexión lateral bajo una carga aplicada
- Forma parte de un grupo ya que la interacción entre pilotes que forman parte de un grupo es esencialmente nula cuando el espaciamiento en la dirección de la carga es cuando menos  $8D$ , siendo  $D$  el diámetro del pilote
- Se le somete a carga sostenidas, cíclicas o de impacto; en carga sostenida la deflexión lateral aumenta con el tiempo por efecto de la consolidación y el comportamiento viscoplástico del suelo, en carga cíclica o de impacto, la deflexión lateral para 50 o más ciclos de carga es aproximadamente el doble de la correspondiente a un solo ciclo.

## **6.3 INSPECCIÓN Y VERIFICACIÓN**

La función de la inspección y la verificación es garantizar que la cimentación profunda, ya sea a base de pilas o pilotes, se construya conforme a las especificaciones de diseño y siempre dentro de las tolerancias y en caso de que estas tolerancias sean violadas, tener la capacidad de aplicar medidas correctivas.

Es importante señalar que un buen comportamiento corresponde a una buena instalación, entendiendo por instalación: la construcción, equipo constructivo, materiales, una buena mano de obra así como un excelente control en cada una de estas etapas. Es por esto que tanto la verificación como la inspección sean de tal relevancia.

La inspección debe realizarse de preferencia por el proyectista, contando con colaboradores de amplia experiencia en los trabajos de cimentaciones profundas. La inspección debe ser continua durante la construcción de todos los elementos, la cual debe:

- Reconocer procedimientos de construcción deficientes
- Interpretar correctamente los registros de hincado de pilotes, aun si estos se apoyan en roca
- Evaluar adecuadamente las condiciones reales del subsuelo, en el caso de pilas coladas en el lugar.

La inspección y verificación de pilas incluye entre otros aspectos:

- a) La verificación de su localidad
- b) La inspección directa en la excavación
- c) La protección de la perforación así como de las construcciones vecinas
- d) La verificación de la verticalidad del barreno y de las dimensiones del fuste y de la campana
- e) La confirmación de la profundidad de desplante adecuada y de la capacidad de carga del estrato de apoyo
- f) La verificación de la calidad de los materiales usados para concreto
- g) La verificación de que los procedimientos de colocación del concreto sean adecuados

Además de la información general sobre secuencia estratigráfica, tipos de suelos y su resistencia al corte, el estudio geotécnico previo a la construcción de las pilas deberá poder definir los siguientes aspectos:

- a) Presencia de estratos permeables de grava, arena o limo; localización y espesor de dichas capas; niveles piezométricos con tales estratos
- b) Nivel piezométrico en la roca de apoyo si las pilas se desplantan sobre ella
- c) Gasto del agua que fluye de los estratos de apoyo hacia el barreno
- d) Presencia de obstrucciones grandes arriba del nivel de desplante y procedimientos de remoción de las mismas
- e) Presencia de gas natural en el suelo o roca
- f) Análisis químico del agua freática
- g) Caudal de descarga de las bombas de achique, cuando se usen y determinación del porcentaje de finos arrastrados por el agua.

Entre los conceptos que conviene verificar durante la excavación se encuentran los siguientes:

- a) Información general: fecha, condiciones atmosféricas, identificación general, hora de inicio y terminación, equipo utilizado, etc
- b) Localización de la pila
- c) Conformidad del procedimiento de excavación según las especificaciones
- d) Verticalidad y dimensiones adecuadas de la excavación a intervalos regulares
- e) Registro de los estratos del suelo atravesados durante la excavación
- f) Profundidad de empotramiento en la roca sana
- g) Calidad del estrato de apoyo
- h) Limpieza durante la excavación
- i) Gasto de infiltración durante la excavación
- j) Calidad del lodo bentonítico
- k) Otras según cada caso específico

Después de haber inspeccionado y aprobado la excavación, se procede a la colocación del acero de refuerzo y concreto, entre los aspectos a verificar encontramos los siguientes:



- a) Información general
- b) Calidad del concreto, se deberá tomar cilindros de cada olla, y cuando menos tres de cada pila
- c) Que el método de colocación y posicionamiento correcto del tubo o canalón de descarga de concreto sean los correctos
- d) Observar la condición del fondo del agujero inmediatamente antes de colocar el concreto
- e) Observar las condiciones de las paredes del agujero así como del ademe de acero
- f) Observar si el acero de refuerzo está limpio y colocado en su posición correcta
- g) Observar la colocación del concreto, realizando pruebas de calidad
- h) Verificar la localización correcta de la pila terminada

Los criterios de aceptación son los siguientes:

**Localización:** En el posicionamiento en la cabeza de la pila, la desviación aceptada debe ser menor del 4% del diámetro de la pila o de 8 cm en cualquier dirección, cualquiera que sea el valor más bajo.

**Verticalidad:** La tolerancia permisible está comprendida entre 1 y 2% de la longitud final de la pila, pero sin exceder el 12.5% del diámetro de la pila o 38 cm en el fondo, cualquiera que sea el valor más bajo.

**Campanas:** El área del fondo de la campana no será menor del 98% de lo especificado. En ningún caso la inclinación del talud de las paredes de la campana será menor al 55% con la horizontal y arranque vertical de la campana deberá tener cuando menos 15 cm de altura. El talud vertical de la campana deberá ser preferentemente una línea recta o en su defecto cóncava hacia abajo. En ningún caso deberá ser cóncava hacia arriba en más de 15 cm medidos en cualquier punto a lo largo de una regla colocada entre sus extremos.

**Limpieza:** Se deberá remover todo el material suelto y de azolve en el fuste y de la campana antes de colar el concreto. En ningún caso el volumen de tales materiales excederá al equivalente del que fuera necesario para cubrir 5% del área en un espesor de 5 cm.

**Concreto.** El tamaño máximo del agregado deberá ser menor de 1/5 del diámetro de la pila o de 3/4 partes de la abertura del acero de refuerzo.

**Ademes:** Los ademes deberán manejarse y protegerse evitando que se ovalen más de  $\pm 2\%$  del diámetro nominal

**Acero de refuerzo:** La separación mínima entre varillas no debe ser mayor de 1.5 veces del diámetro de la varilla ni menor de 1.5 el TMA.

Para los informes el inspector deberá entregarlos diariamente con la información relevante de la clasificación de la pila, de los estudios geotécnicos, de su diseño, su construcción y todo lo relevante en cuanto a las pruebas de carga.

Durante la verificación y la inspección encontramos varias causas por las cuales las pilas se consideran como defectuosas, entre las cuales encontramos: formación de huecos en el fuste debido a la extracción inadecuada del ademe, localización incorrecta, falta de verticalidad o refuerzo inadecuado, segregación y contaminación del concreto, así como mal proporcionamiento y por lo tanto mala calidad del anterior, y falla en las dimensiones de la pila.

En cuanto a pilotes; antes de proceder al hincado se tiene que definir el lugar del mismo, localizándolo con precisión y tener sumo cuidado en el hincado de los pilotes, poniendo atención al equipo, que cumpla con las características especificadas y necesarias, que el tipo del pilote sea el especificado y que las operaciones durante el hincado se lleven a cabo según lo previsto.

Para la aceptación del producto terminado encontramos tolerancias, dichos criterios de aceptación son:

- En la fabricación: longitud  $\pm 10$  mm por cada 3 m de longitud, sección transversal llena de 6 a 13 mm, desviación con respecto a la línea recta no más de 3 mm por cada 3 m de longitud; localización del acero de refuerzo, recubrimiento del armado principal de  $-3$  a  $+6$ , paso de la espiral  $\pm 13$  mm.
- Durante el hincado: Es común especificar una tolerancia de 2% de la longitud final, en lo referente a la verticalidad de los pilotes, sin embargo en suelos difíciles resulta más real una tolerancia de 4%.

## CONCLUSIONES

Para lograr la mejor y más eficiente cimentación se requieren de estudios e investigación, en el caso específico, las cimentaciones profundas en general se recomiendan en el caso en que se requiera apoyar una estructura cuando los esfuerzos inducidos en el suelo por las sollicitaciones a las que quedará sometida exceden la capacidad de soporte de los estratos más superficiales, o cuando las restricciones de funcionamiento y operación obliguen a dicha solución.

El análisis de una cimentación profunda se inicia con la selección de aquellos elementos constructivos que sean compatibles con la estratigrafía y propiedades mecánicas de los suelos o rocas del sitio, a partir de la cual se defina la profundidad de cimentación.

Los métodos de exploración del subsuelo para estimar el carácter de los depósitos naturales, así como las pruebas de laboratorio necesarias para determinar las propiedades físicas y mecánicas de los suelos que intervienen en el cálculo de la capacidad de carga y de asentamientos de cimentaciones profundas, son generalmente similares a los empleados en otros tipos de cimentaciones. En los últimos años se ha ganado experiencia en el empleo de penetrómetro dinámico para suelos granulares y del estático para suelos finos; por sus características, es de esperarse que en el futuro estas herramientas se utilicen tanto para la exploración como para el diseño de las cimentaciones profundas.

Como resultado del estudio de los perfiles de suelos de las características de los depósitos, se puede seleccionar el o los estratos de apoyo; estimando la longitud necesaria de penetración en dichos estratos, se puede definir la longitud probable de los pilotes o pilas. En los casos en donde los sondeos muestren la presencia de rocas o un estrato duro o bien definido que esté a una profundidad económicamente estable, será admisible transmitir la carga por elementos trabajando por punta, cuya longitud puede determinarse con precisión siempre y cuando no exista asentamiento regional.

En casos donde se utilicen pilotes hincados a través de suelos cohesivos o donde la punta de los pilotes está subyacida por este tipo de suelos, se debe definir el tipo y longitud de los pilotes así como la geometría de la estructura para tener un mínimo de asentamientos.

Debe considerarse en el análisis que la instalación de pilotes o pilas altera los esfuerzos iniciales, la resistencia al corte y las propiedades de deformación de la masa de suelo; cuando se trata de pilotes hincados; las propiedades del suelo que gobierna la capacidad de carga y el asentamiento pueden resultar muy diferentes de las condiciones originales.

La definición preliminar del tipo de cimentación profunda más adecuado se debe efectuar con base en el estudio de las condiciones de apoyo, los principios de la

mecánica de suelos y en la experiencia local de este tipo de cimentaciones; en cada caso deberá considerarse el equipo de construcción disponible y las restricciones prácticas impuestas por la localización de la obra, como colindancias y accesos.

A partir de esta información, podrán definirse uno o varios procedimientos constructivos económicamente factibles, que deberán estudiarse en detalle, para finalmente elegir el más adecuado.

Las observaciones efectuadas durante la fabricación e hincado del pilote o la fabricación de la pila tiene como objetivo confirmar o modificar las recomendaciones del procedimiento constructivo, a fin de asegurar el comportamiento adecuado de la cimentación y su bajo costo; sin embargo el análisis económico, que depende del equipo y materiales de construcción disponibles, deberá siempre tomarse en cuenta.

Cuando se utilicen pilotes prefabricados deberán satisfacerse los siguientes puntos:

- La cama de colado será una losa de concreto armado y nivelada
- Las etapas de fabricación que deben supervisarse con detalle son: la colocación del acero de refuerzo, la colocación de los puntos de izaje y el vaciado y vibrado de concreto
- Los pilotes que se fabrican en dos o más tramos , se colocarán alineados longitudinalmente
- Las barras de anclaje de las juntas de acero de dos tramos de pilote se soldarán adecuadamente para alcanzar los esfuerzos de trabajo
- El tiempo de curado de los pilotes deberá permitir su manejo preliminar para almacenarlos antes del hincado; con vapor podrá reducirse ese tiempo
- Los apoyos de los pilotes durante su almacenamiento deberán asegurar que la flecha sea mínima
- Los pilotes podrán hincarse sólo cuando alcancen la edad de 28 días como mínimo
- La localización de los puntos de hincado del pilote deberá coincidir con el plano de la cimentación ; la tolerancia admisible la definirá el ingeniero que diseñó
- El diámetro de la perforación previa deberá ser el de diseño, salvo que se demuestre que no es el adecuado
- La capacidad del martillo será acorde al peso y geometría del pilote para evitar que se dañe durante su hincado
- La unión soldada de dos tramos de pilote se hará en poco tiempo para evitar que su hincado posterior se dificulte
- La profundidad de desplante de los pilotes de punta coincidirá con el estrato resistente, evitando el sobrehincado.

En el caso de pilotes colados en el lugar y pilas se verificarán los siguientes aspectos:

- La localización de las pilas coincidirá con el plano de la cimentación; la tolerancia admisible la definirá el ingeniero diseñador

- La perforación se iniciará con un emboquillado metálico, que estabiliza la parte superior de la perforación y facilita su verticalidad
- El lodo de perforación tendrá la densidad y viscosidad necesaria para el peso volumétrico del suelo que se excava; seguramente se necesitarán aditivos químicos cuando el agua del subsuelo sea salada
- El fondo de la excavación deberá quedar libre de azolves antes de efectuar el colado; debe evitarse el frecuente error de profundizar la perforación para ocultar los azolves
- El suelo del fondo de la perforación deberá permanecer inalterado para evitar asentamientos excesivos
- El acero de refuerzo se colocará con separadores que lo mantengan alejado
- De las paredes de la perforación
- La colocación del concreto se hará con trompa de colado para evitar su contaminación
- Durante el colado deberá evitarse cualquier interrupción que provoque su seccionamiento del pilote o pila así como su segregación.

Debido a la influencia significativa que tienen los procedimientos constructivos en el comportamiento de cimentaciones profundas, deberá concedérsele importancia a la labor de supervisión de los aspectos técnicos durante la construcción . Por otra parte siempre será recomendable efectuar pruebas de carga para verificar la validez del diseño , ya que el mejor método de cálculo todavía no es tan confiable como una prueba en el sitio.

Conviene tener presente que durante el diseño de una cimentación se pueden cometer errores, que pueden ser, entre otros, los siguientes:

- La carga supuesta es errónea
- Las condiciones del suelo son diferentes a las supuestas en el diseño
- La teoría utilizada para los cálculos es inadecuada o imprecisa
- Se define incorrectamente la susceptibilidad de la estructura a movimientos diferenciales
- Los defectos en la construcción de la cimentación pueden invalidar el diseño, aun cuando el conocimiento de cargas, condiciones del suelo y teorías sean perfectos.

La determinación preliminar de las características de los elementos de cimentación también puede hacerse estudiando la historia de las estructuras existentes cimentadas con pilotes o pilas que se localicen en la vecindad de la estructura por construir . En este caso se deben comparar las similitudes de dichas estructuras con la propuesta,

en lo referente al tamaño y geometría, condiciones de carga y tipos de suelos; en las zonas donde prevalezcan condiciones de cimentación similares, siempre debe tomarse en cuenta la práctica empleada a través de los años.

## BIBLIOGRAFÍA

- 1 "Canadian foundation engineering manual. Part 3: Deep foundations", Canadian Geotechnical Society, Montreal, 1978
- 2 Meyerhof, G.G., "Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings ASCE, Vol.82, No.SM1, Paper No.866, New York,1956
- 3 Vesić, A.S., "Investigations of bearing capacity of piles in sand", Soil Mechanics Laboratory Publication No.3, Duke University, College of Engineering, Durham, N.C.,1964
- 4 Meyerhof,G.G.,"Bearing capacity and settlement of pile foundations", Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings ASCE, Vol. 102, No.GT3, New York, 1976
- 5 Vesić, A.S., "Design of pile foundations", National Cooperative Highway Research Program, Synthesis of Highway Practice No.42, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.,1977
- 6 Simons, N.E. and Menzies, B.K., "A short course in foundation engineering", Newnes-Butterworths, London,1977
- 7 Terzaghi, K.and Peck, R.B., "Soil mechanics in engineering practice" , 2<sup>nd</sup>. Edition, J. Wiley and Sons, New York, 1967
- 8 Vesić, A.S., "Test on instrumented piles, Ogeechee River site", Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings ASCE, Vol.96, New York, 1970
- 9 Skempton, A.W., Yassin, A.A. and Gibson , R.E., "Théorie de la force portante des pieux dans le sable", Annales de L' Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, Paris, 1953
- 10 "Manual de diseño de Obras Civiles, Geotecnia,fascículo B.2.4.: Cimentaciones en suelos", Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas, México, D.F, 1981
- 11 Broms, B., "Lateral resistance of piles in cohesive soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings ASCE, Vol.90, No.SM2, New York,1964
- 12 Broms, B., "Lateral resistance of piles in cohesive soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings ASCE, Vol. 90, No. SM3, New York, 1964
- 13 Kézdi, A., "Filosofía de las cimentaciones profundas", Memorias de la Tercera Conferencia Nabor Carrillo, sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Guanajuato, 1976

- 14 "Manual de Diseño de Obras Civiles. Estructuras, fascículo C.2.2.: Diseño estructural de Cimentaciones", Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas, México, D.F., 1981
- 15 "Cimientos profundos colados en sitio", Memorias de la Reunión Conjunta ADSC-SMMS, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México, D.F., 1976
- 16 ASTM, "Standard method of testing piles under axial compressive load", Designation: D 1143-74
- 17 Royal Swedish Academy of Engineering Sciences, Commission on Pile Research, Recommendations for pile driving tests with subsequent load testing", Report 59, Stockholm, 1980
- 18 Vesic, A.S., "Load Transfer, lateral loads and group action of deep foundations", Performance of Deep Foundations, ASTM, Spec. Tech. Publication No.444, 1969.
- 19 Poulos, HG y Davis, EH, "Pile Foundations Analysis and Design" Wiley, 1980.
- 20 Juárez Badillo Eulalio y Rico Rodríguez Alfonso; "Fundamentos de la Mecánica de Suelos"; Edit. Limusa; México 1979.
- 21 Juárez Badillo Eulalio y Rico Rodríguez Alfonso; "Teoría y aplicación de la mecánica de suelos"; Edit. Limusa; México.
- 22 Joseph E. Bowles; "Foundation Analysis and Design"; Edit. McGraw-Hill Book; 4<sup>th</sup> edition, 1988.
- 23 Zeevaert Leonardo; "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions"; Second Edition; 1983.
- 24 Peck, Hanson, Thorburn; "Ingeniería de cimentaciones"; Edit. Limusa, octava edición; 1995.
- 25 Robert D. Chellis; "Pile Foundations"; Edit. Mac. Graw-Hill Book Company; Second Edition; New York, 1961.
- 26 Zaven Davidian; "Pilotes y Cimentaciones sobre Pilotes"; Editoriales Técnicos Asociados; Barcelona; 1980.
- 27 Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos; "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes"; Segunda reimpresión, México, 1989.