



58
291

**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**“TIPOS DE CIMENTACION Y PROCESOS
CONSTRUCTIVOS”**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A:
ARTURO JIMENEZ PERALTA



CIUDAD UNIVERSITARIA

1997

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



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
60-1-129/95

Señor
ARTURO JIMENEZ PERALTA
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**.

"TIPOS DE CIMENTACION Y PROCESOS CONSTRUCTIVOS"

- I. INTRODUCCION
- II. EXPLORACION DEL SUBSUELO
- III. ENSAYES DE LABORATORIO
- IV. TIPOS DE CIMENTACION
- V. PROCESOS CONSTRUCTIVOS
- V. CONCLUSIONES

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. Universidad, 19 de septiembre de 1995
EL DIRECTOR


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP*nll

DEDICO EL PRESENTE TRABAJO A LA MEMORIA DE

MI PADRE EL SR. JULIAN JIMÉNEZ VILLALOBOS

**A MI MADRE LA SRA. MARIA DOLORES PERALTA ESCANDON
POR HABERME IMPULSADO A LOGRAR UN OBJETIVO QUE
TANTO ANHELABA**

A MIS HERMANOS ENRIQUE Y OSCAR POR DARME SU APOYO

**A LA FACULTAD DE INGENIERÍA Y MIS MAESTROS POR LA
FORMACIÓN Y PREPARACIÓN RECIBIDA**

AGRADEZCO LAS ATENCIONES RECIBIDAS POR PARTE DEL
INGENIERO HÉCTOR SANGINES GARCÍA ,ASI COMO SU VA-
LIOSA COLABORACIÓN PARA LA REALIZACIÓN DE ESTA TESIS

ÍNDICE

I. INTRODUCCIÓN.....	2
II. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO.....	5
III. ENSAYES DE LABORATORIO.....	25
IV. TIPOS DE CIMENTACIÓN.....	34
V. PROCESOS CONSTRUCTIVOS.....	39
VI. CONCLUSIONES.....	48
VII. BIBLIOGRAFÍA.....	49

Desde hace por lo menos dos siglos ya se construían grandes obras de ingeniería que involucraban problemas serios del subsuelo; las obras casi siempre eran completadas, en ocasiones con dificultad, pero exitosamente y sin la ayuda de la mecánica de suelos moderna. Los ingenieros de esas épocas eran guiados principalmente por la experiencia tanto la propia, como la de sus contemporáneos y la de sus antecesores.

La mecánica de suelos moderna provee al ingeniero de datos cuantitativos y cualitativos de las características "esfuerzo-deformación-tiempo" de los materiales térrcos; tal conocimiento proporciona al ingeniero sensibilidad para entender el comportamiento del suelo ante condiciones ideales y lo guía para prever el que se tendrá bajo condiciones más complejas en el campo. La geología, por su parte, entra al ingeniero de los suelos de las desviaciones que pudieran tener sus hipótesis simplificadoras respecto a la realidad; además, de proporcionarle información valiosa en cuanto al conocimiento del terreno.

El ingeniero debe manejar con cierta soltura algunos conceptos del análisis y diseño estructural de cimentaciones, así como los procedimientos constructivos más usuales. Además, es claro que el ingeniero no puede confinarse únicamente a su especialidad; siempre existirá una interrelación con otras áreas de la ingeniería que lo llevarán a atacar, cada vez con mayor éxito, los problemas que representen las obras civiles en las que intervenga.

El objetivo principal de un estudio de mecánica de suelos para cimentaciones es definir la cimentación más apropiada de una obra civil, atendiendo a las condiciones del subsuelo, características del proyecto, aspectos constructivos y costos.

Los estudios comprenden, por tanto, la recopilación de información del proyecto y del subsuelo, los análisis y evaluación de las alternativas viables de cimentación, y las conclusiones y recomendaciones derivadas de esos análisis.

La magnitud y el alcance de un estudio del subsuelo dependerá de las características e importancia del proyecto, como de las condiciones del subsuelo, razón por la cual en todo caso es indispensable proporcionar los datos necesarios para el diseño estructural de las diferentes partes de la cimentación, así como los procedimientos constructivos apropiados y su orden de aplicación.

Al estudiar una cimentación es necesario el conocimiento de datos arquitectónicos y estructurales del proyecto tales como; localidad, características del predio, topografía, planta de conjunto, utilización y destino, tipo, forma, dimensiones, rigidez y sensibilidad de las estructuras, magnitud y distribución de las descargas al subsuelo.

En la exploración del subsuelo comprende los trabajos de campo con sus distintos tipos de sondeo (pozo a cielo abierto, penetración estándar, tubo Shelby, barril Denison, ver capítulo 1) y ensayos de laboratorio (prueba de consolidación, triaxiales, ver capítulo 2), que en conjunto son necesarias para definir la estratigrafía y cuantificar las propiedades mecánicas del subsuelo.

Los análisis que se realizan para la cimentación comprenden principalmente: el cálculo de la capacidad de carga admisible de los suelos de apoyo y determinación de las deformaciones que puedan generarse, tanto en la propia estructura, como en las colindantes.

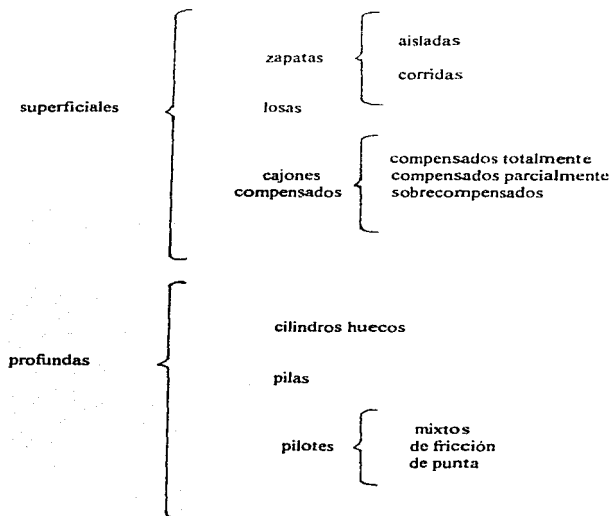
Para la realización de esos análisis, día a día aparecen nuevos criterios de solución y/o modificaciones de criterios anteriores. Muchos de ellos, sin embargo, carecen de verificación suficiente, de ahí que su utilización requiera siempre del buen juicio del ingeniero.

También en los últimos años se han venido desarrollando procedimientos y métodos numéricos que, apoyándose en el empleo de máquinas computadoras, permiten efectuar cálculos y simulaciones en forma aparentemente más completa. No debe perderse de vista el serio riesgo que puede involucrar su uso indiscriminado y sin control, sobre todo si se pasa por alto cómo y en que condiciones se obtuvieron los datos con los que se alimenta el procedimiento. Las recomendaciones, por su parte, van enfocadas a dos aspectos de la cimentación; su diseño y su construcción.

Finalmente todo esto en conjunto va enfocado a que una cimentación sea estable, funcional y económica, es decir, que el suelo no falle por resistencia al corte, que las deformaciones del suelo sean tolerables y que sea posible construirla en cuanto a tiempo y costo.

Una cimentación es la estructura que transmite las cargas al subsuelo.

En la actualidad existen una gran variedad de cimentaciones (ver capítulo 3), las cuales se pueden clasificar de la siguiente manera; superficiales hasta una profundidad de unos 5 m y las profundas con profundidades mayores a los 5 m.



La selección de algún tipo de cimentación debe tomar en cuenta el tipo de suelo que se tenga en el lugar, la magnitud de las descargas que se transmiten al subsuelo y el costo de la cimentación. Por ejemplo para suelos de baja resistencia y descargas no muy grandes posiblemente la cimentación sea de tipo superficial, y en cambio para suelo de baja resistencia y grandes descargas la cimentación apropiada sea una de tipo profundo.

El proceso constructivo de una cimentación está directamente relacionado con los costos y tiempos de ejecución de la misma, por lo que es muy importante determinar el proceso más adecuado para que los costos y tiempos de construcción sean los mínimos. Además de que el proceso constructivo debe alterar en lo menos posible las condiciones iniciales del subsuelo, así como, apegarse en lo más posible a las hipótesis de diseño.

En este capítulo se mencionan algunos métodos usados para la exploración del subsuelo, mencionando sus características, ventajas y procedimientos para realizar las pruebas.

Los métodos que se describen en este capítulo son:

Refracción sísmica
Resistividad eléctrica
Pozo a cielo abierto
Cono eléctrico
Penetración estándar
Tubo Shelby
Tubo dentado
Barril Denison

MÉTODO GEOFÍSICO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

Con este método se tratará de conocer las posibles características estratigráficas de un sitio y las propiedades mecánicas de los suelos, a partir de la interpretación de los tiempos de arribo de ondas refractadas en los estratos de mayor densidad.

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 la prueba debe necesariamente correlacionarse con la información de los sondeos convencionales, por que tiene la limitación de no detectar la presencia de estratos blandos que subyacen a otros duros, debido a las condiciones de refracción que se desarrollan.

Es recomendable realizar dos pruebas, una generando la onda en un extremo de la línea y otra en el lado contrario. Este método es poco confiable para detectar cavernas.

El equipo de medición consta de tres unidades básicas:

El mecanismo de generación de ondas, el conjunto de geófonos captadores y el aparato registrador. El mecanismo de generación de onda, es el más simple es un martillo pesado equipado con un microinterruptor montado en un mango, que al golpear una placa metálica asentada en la superficie genera la onda y simultáneamente opera al microinterruptor que a su vez activa al aparato registrador para indicar el inicio de la prueba. El martillo se usa para estudios someros (10 m), pero para estudios de mayor profundidad las ondas se generan con una pequeña explosión de dinamita colocada en una perforación de menos de 1 m de profundidad mediante un detonador eléctrico instantáneo. Los geófonos son dispositivos electromagnéticos que captan las oscilaciones del suelo y las transforman en señales eléctricas. Los geófonos comunes únicamente registran la componente vertical del movimiento y su sensibilidad varía entre 5 y 100 cps; su construcción es robusta y en el eje vertical tienen una punta para hincarse en el suelo.

El aparato registrador, es un oscilógrafo cuyos elementos sensibles (canales) son de 2 a 12 pequeños galvanómetros que vibran al recibir la señal de los geófonos. Los galvanómetros llevan adheridos pequeños espejos, en los que inciden rayos de una fuente luminosa fija y los reflejan en papel fotosensible con una escala de tiempo, registrándose así el arribo de las ondas. Existen oscilógrafos que registran el fenómeno ya sea en cinta magnética, en pantalla luminosa o digitalmente.

El procedimiento de la prueba es el siguiente

En una línea de medición usualmente se colocan de 6 a 12 geófonos alineados, en un extremo se ubica el aparato que genera la onda y en el opuesto se coloca el oscilógrafo. La longitud total de la línea de geófonos (L) se condiciona a 3 veces la profundidad (D) a la cual interesa hacer la exploración; los geófonos se ubican equidistantes entre sí, o bien, mas cercanos en el extremo en el que se generan las ondas (pero a no menos de 2 m) y a distancias mayores en la parte más alejada (pero a no más de 20 m). En condiciones estratigráficas simples, en que las fronteras entre estratos sean paralelas a la superficie, una sola prueba podrá dar información suficiente, pero es recomendable realizar una segunda prueba.

Finalmente los resultados que se obtienen son velocidades de propagación de las ondas en el subsuelo las cuales se comparan con velocidades de propagación de ondas longitudinales de casos conocidos, para poder identificar los tipos de suelo o roca que podamos tener.

Para poder conocer la estratigrafía tendremos que basarnos en la ley de refracción de las ondas en medios elásticos, de la cual se deducen las siguientes expresiones;

Para el caso de dos capas paralelas y $V_2 > V_1$, el espesor h será:

$$h = \frac{d_0}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}}$$

do; distancia horizontal aparente entre el origen y el cambio de velocidad

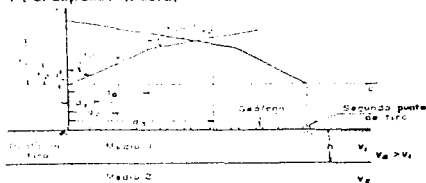


FIG. 1.1 GRÁFICA DISTANCIA-TIEMPO PARA DOS CAPAS PARALELAS

Un parámetro importante que se puede obtener con las velocidades de propagación de las ondas longitudinales, es el módulo de elasticidad dinámica del medio, considerando un valor probable de la relación de Poisson;

$$V_L = \sqrt{\frac{E_{din} (1 - \mu)}{P (1 + \mu) (1 - 2\mu)}}$$

V_L ; velocidad de las ondas longitudinales (m/s)

V_T ; velocidad de las ondas transversales (m/s)

μ ; relación de Poisson

P; densidad del material (t/m^3)

E_{din} ; módulo de elasticidad dinámica (t/m^2)

Si se emplean velocidades transversales:

$$V_T = \sqrt{\frac{E_{din}}{2P (1 + \mu)}}$$

Intervalo aproximado de la velocidad de onda longitudinal para diversos materiales	
materiales	velocidad (m/s)
suelo orgánico	170 a 500
arcilla	1000 a 2800
arcilla limosa	975 a 1100
arcilla arenosa	1160 a 1280
limo	760
arena seca	300
arena húmeda	610 a 1830
basalto	2000 a 4000
agua	1430 a 1680

MÉTODO GEOFÍSICO DE RESISTIVIDAD ELÉCTRICA

Este método trabaja básicamente con la resistividad media de los suelos, para que con ellas podamos deducir las posibles características estratigráficas de un sitio y la posición del nivel freático. 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 detectar la posición del nivel freático y detectar estratos blandos.

En la búsqueda de cavernas con esta técnica se incurre en errores, por que las anomalías que se producen en zonas con diferente contenido de agua pueden fácilmente interpretarse como cavernas.

El equipo de medición está compuesto por una fuente de poder, un voltímetro, un amperímetro, cuatro electrodos y cables conductores, algunos equipos comerciales integran la fuente de poder con el voltímetro y el amperímetro en una unidad compacta, los electrodos son varillas usualmente de bronce de 2 cm de diámetro y de 50 cm de longitud, con un extremo en punta para hincarse en el terreno. Los cables de conexión son de cobre con forro de neopreno.

Para la exploración geoelectrónica se han desarrollado diversos métodos, pero el más utilizado es el denominado arreglo de Wenner, presenta dos técnicas; la del sondeo eléctrico, que estudia la estratigrafía según una vertical, y rastreo eléctrico, que lo hace conforme una horizontal a cierta profundidad; combinando ambas técnicas se puede tener una idea clara de las condiciones del subsuelo del sitio.

El campo eléctrico se induce al terreno con dos electrodos, denominados de corriente, que se hincan y conectan mediante el cable a la fuente de poder y el amperímetro; entre estos electrodos se hincan dos de potencial conectados al voltímetro. Con el amperímetro se mide la intensidad de la corriente inducida al terreno y con el voltímetro la diferencia de potencial entre los electrodos centrales. Las distancias entre electrodos pueden variarse dando lugar a diferentes arreglos, el más usual, conocido como Wenner, los electrodos se instalan

alineados con separaciones equidistantes h ; con este arreglo la medición hecha es representativa del material a la profundidad h .

El sondeo eléctrico se realiza manteniendo el centro del arreglo Wenner fijo e incrementando la separación h ; en cambio en el rastreo eléctrico únicamente se cambia de lugar el arreglo (de igual h) sobre una retícula trazada en la superficie.

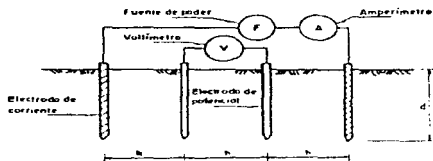


FIG. 1.1. ARREGLO WENNER

Los resultados que se obtienen son datos de resistividad que pueden interpretarse cualitativamente construyendo diagramas de isoresistividades aparentes, para poder realizar una clasificación tentativa de los materiales se hace una comparación de la resistividad eléctrica de dichos materiales con la resistividad eléctrica conocida de algunos materiales.

Para el cálculo de la resistividad aparente, el arreglo Wenner genera un campo eléctrico con profundidad h , ancho $0.75h$ y longitud $4.5h$. De la prueba se obtiene la diferencia de potencial V y la intensidad de la corriente I ; la resistividad aparente se obtiene mediante:

$$P_a = 2h^2 V / I$$

P_a : resistividad aparente a la profundidad h (ohms-m)
 V : diferencia de potencial en volts
 I : intensidad de la corriente en amperes
 h : distancia entre electrodos en metros

Cuando se usan equipos portátiles que miden la resistencia se puede sustituir la relación V/I por R , resistencia en ohms

Resistividad eléctrica de distintos tipos de roca y suelos	
material	resistividad (ohm-m)
suelo fino	1 a 10×10^{-4}
arenas	2.2 a 4×10^{-2}
depósito glacial	5×10^{-2}

POZO A CIELO ABIERTO

El pozo a cielo abierto es una técnica de exploración y muestreo que puede clasificarse como excelente, ya que nos permite observar directamente las características estratigráficas de los suelos y rescatar muestras inalteradas de los estratos principales. Esta técnica de exploración es recomendable para suelos secos y duros, en suelos secos es la única confiable, ya que los métodos de perforación y muestreo convencionales que emplean agua o lodos como fluido de perforación pueden provocar cambio en sus propiedades mecánicas. Hay factores que tienen que tomarse en cuenta para la selección del pozo a cielo abierto tales como; la profundidad máxima que puede alcanzarse, el tiempo y costo de ejecución y que el nivel freático esté profundo.

El equipo que se requiere para realizar la excavación puede ser de dos tipos, el que se requiere para la excavación manual y el de excavación con maquinaria. El equipo que se requiere para la excavación manual está formado por picos, palas, cables de manila, botes, un malacate mecánico, escaleras, y herramienta para carpintería y albañilería. Si el nivel freático está cercano a la superficie, se requerirá una bomba eléctrica, es posible además que se utilicen martillos eléctricos o neumáticos, para atravesar suelos duros.

Para la excavación manual el pozo puede excavar con sección cuadrada o circular, la forma está en función de la técnica de estabilización de las paredes de la excavación. Si se utilizan tabloncillos y marcos estructurales, la forma cuadrada es la adecuada, por otra parte, la forma circular es conveniente cuando las paredes se estabilizan con tubo de lámina corrugada o con ferrocemento. Esta última solución es muy empleada por su sencillez y bajo costo.

Consiste en colocar anillos de malla electrosoldada a una separación de por lo menos 2 cm de la pared de la excavación, la malla se fija con varillas hincadas a percusión, y después se aplica el mortero manualmente con un espesor mínimo de 4 cm.

El equipo que es necesario para realizar la excavación con maquinaria, es una máquina perforadora a rotación como la que se emplea para la construcción de pilas de cimentación. El tipo de máquina está en función de la profundidad que se requiera alcanzar. Por ejemplo para suelos duros perforando en seco la Cadweld perfora hasta 15 m en diámetros de 0.8 m, la Watson o Soilmec, aproximadamente 30 m, con diámetros de 1 a 1.5 m.

La perforación mediante máquina rotatoria puede presentar paredes inestables, por lo que habrá que perforar en tramos cortos y estabilizarlos con anillos de malla de acero y mortero. Las zonas de tobas duras, donde las perforaciones pierden velocidad de avance, se acostumbra atravesarlas agregando agua para ablandar los materiales; esta práctica es inadecuada porque altera las propiedades de los suelos.

Para el labrado y protección de las muestras inalteradas se requieren espátulas, cinceles, martillos, brochas, estufa, manta de cielo, parafina y brea. Para obtener una muestra en la excavación se deja un escalón, en el cual se limpia un área de unos 50 cm de diámetro, en seguida se marca la sección y se labran los lados del cubo (de 25x25 cm). Posteriormente, la muestra se envuelve con manta de cielo, que se impregna con una mezcla caliente de parafina y brea mediante una brocha. Se identifica la muestra con una etiqueta en la parte superior, anotando la descripción y clasificación del estrato, indicando la profundidad. Así mismo, conviene registrar los valores de resistencia al corte determinados en las paredes y fondo del pozo con forcómetro y penetrometro portatil.

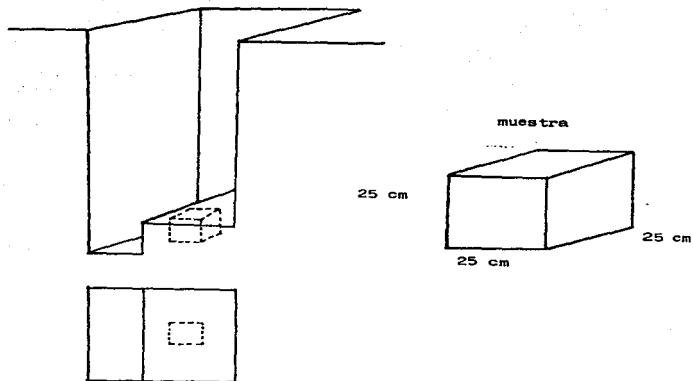


FIG 1.3 LABRADO DE MUESTRAS

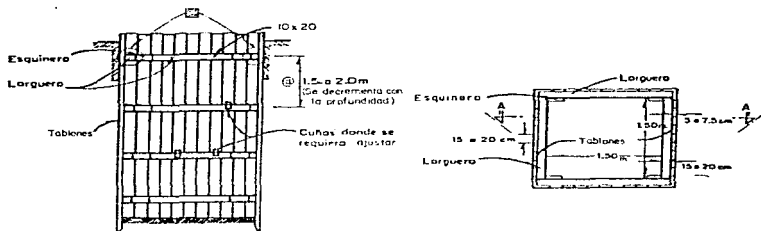


FIG 1.4 ADEMADO PARA UN POZO A CIELO ABIERTO

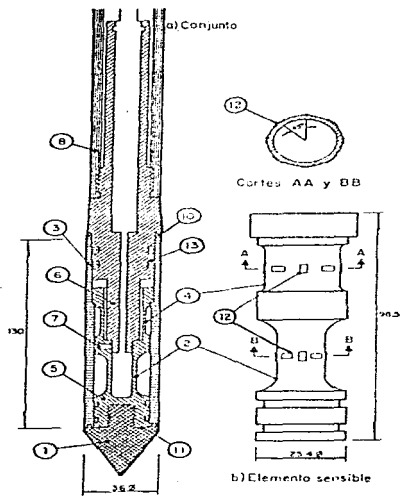
PRUEBA DE CONO ELÉCTRICO

El cono eléctrico determina la variación con la profundidad de la resistencia a la penetración de punta y fricción del cono, la interpretación de estos parámetros permite definir con precisión cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas. La prueba de penetración con cono es la técnica de exploración de suelos más eficiente y económica de que se dispone actualmente. Cabe mencionar que cuando se trata de suelos duros el cono eléctrico tiene mayor precisión que el cono mecánico. El cono deberá calibrarse después de cada diez sondeos a fin de comprobar su confiabilidad.

El cono eléctrico es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformímetros eléctricos (Strain gages), usualmente tienen 2 t de capacidad de carga y resolución de ± 1 kg, pero en el caso de suelos duros podrá alcanzar una capacidad de 5 t y resolución de ± 2 kg, generalmente tienen 3.6 cm de diámetro exterior, aunque para suelos blandos se han utilizado hasta de 7 cm.

La fuerza que se desarrolla en la punta cónica se mide en la celda inferior, y la que se desarrolla en la funda se mide en la celda superior. La señal de salida del cono se transmite con cables a la superficie la cual es recibida por un aparato receptor y la transforma en señal digital, impresión numérica ó directamente en una gráfica.

El cono se hincia en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, usualmente de 3.6 cm de diámetro exterior, por cuyo interior sale el cable que lleva la señal a la superficie. La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico con velocidad de penetración controlada. La velocidad de hincado del cono es usualmente de



- 1 Cono (60° , $\varnothing 36\text{mm}$, $10\text{ l}0\text{ cm}^2$)
- 2 Caida de punta
- 3 Funda de friccion ($\varnothing 36\text{mm}$, 14.702 cm)
- 4 Calda de friccion
- 5 Elemento sensible (bronce SAL-G4)
- 6 Pieza de empuje
- 7 Perno de succion ($3.5\text{ }120^\circ$)
- 8 Cable conductor a la tuberia EW
- 9 Cable conductor blindado de 8 huecos
- 10 Sello de silicon blanda
- 11 Randaña de bronce
- 12 Deformametros electricos
- 13 Ara-sello

Acotaciones, en mm

FIG 1.5 CORTE TRANSVERSAL DEL PENETRÓMETRO ELÉCTRICO

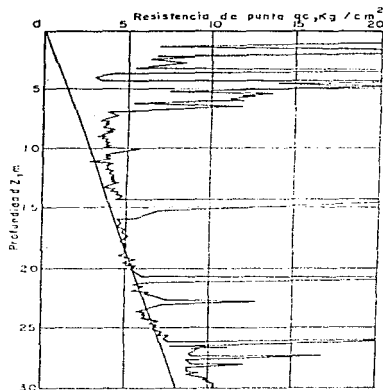


FIG 1.6 VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA DE PUNTA CON LA PROFUNDIDAD

2 cm/s, sin embargo, es muy importante que durante la prueba la velocidad de penetración se mantenga constante, ya que es posible que en las capas duras el cono pierda velocidad de penetración y al pasarlas se acelere.

La identificación indirecta de los suelos se hace mediante correlaciones empíricas.

El parámetro de resistencia de un suelo cohesivo (resistencia al corte) en condiciones no drenadas se puede obtener aproximadamente con la expresión;

$$C_{uu} = qc/Nk$$

C_{uu} , resistencia al corte no drenada (t/m^2)
 qc ; resistencia de punta de cono (kg/cm^2)
 Nk ; coeficiente de correlación.

Para suelos friccionantes la correlación entre la resistencia de punta del cono y la compacidad relativa de arenas finas se muestra en la fig. 1.7. Para determinar el valor del ángulo de fricción interna, ϕ , se emplean las fórmulas de capacidad de carga, empleando la capacidad de carga última y la estimación del peso volumétrico.

Para suelos cohesivos-friccionantes, en este caso se resuelve considerando dos valores de la resistencia de punta cercanos, que correspondan a un mismo estrato (qc_1 , qc_2). Así se pueden plantear dos expresiones de la capacidad de carga última, que al considerarlas simultáneamente resultan;

$$C = \frac{(qc_1 + qc_2) \cdot r \cdot Nq (1 + \tan \phi) (Z_1 + Z_2)}{2Nc(1 + (Nq/Nc))} \quad (1.1) \quad \phi = \tan^{-1} \left[\frac{qc_2 - qc_1}{(Z_2 - Z_1) Nq r} \right]^{-1} \quad (1.2)$$

C, ϕ ; parámetros de la resistencia al corte
 qc_2, qc_1 ; valores de la resistencia de punta ($qc_2 > qc_1$)
 Z_1, Z_2 ; profundidades de medición
 Nc, Nq ; coeficientes de capacidad de carga

Para determinar el valor de ϕ se deben resolver por aproximaciones sucesivas las ecuaciones 1.2 y 1.3.

$$Nq = \frac{qc_2 - qc_1}{r(1 + \tan \phi)(Z_2 - Z_1)} \quad (1.3)$$

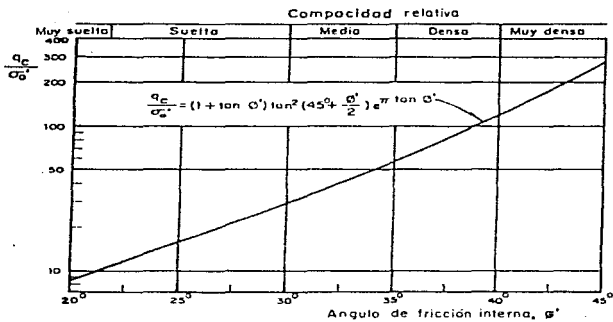


FIG 1.7 CORRELACIÓN DE LA RESISTENCIA DE PUNTA Y EL
ANGULO ϕ' DE ARENAS

PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

La prueba de penetración estándar permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesarios para hincar el penetrómetro estándar, y obtener muestras alteradas para identificar los suelos del sitio. Con estas pruebas se pueden conocer las condiciones estratigráficas del sitio, además de que las muestras se pueden aprovechar para determinar las propiedades índice y estimar la resistencia al corte, mediante correlaciones empíricas con el número de golpes.

Esta técnica es útil en suelos granulares, en los que el muestreo inalterado es casi imposible, en suelos blandos no es recomendable, porque las correlaciones con el número de golpes son poco confiables.

Cabe mencionar que la información que proporciona, carece de confiabilidad necesaria para definir con precisión los parámetros de resistencia de los suelos, por lo tanto no debe aplicarse para el diseño geotécnico definitivo.

El penetrómetro estándar es básicamente un tubo de acero con un extremo afilado, el tubo debe estar cortado longitudinalmente para facilitar la observación de las muestras. La válvula en la cabeza del muestreador permite la salida de azolve y evita que la muestra se salga fácilmente del tubo, una válvula se introduce desde la superficie, una vez hincado el muestreador. Este segundo tipo de válvula permite utilizar el penetrómetro como herramienta de lavado. Además, para poder llevar acabo la prueba se emplean barras de acero (AW ó BW), martinete golpeador de 64 kg y 75 cm de caída y una cabeza de gato que es un malacate de fricción que levanta el martinete a la altura de caída con un cable de manila de 3/4 pulg. Para sostener el cable, se requiere un tripí o una torre equipada con una polea.

La prueba de penetración estándar consiste en hincar el penetrómetro de 45 cm con la masa de 64 kg, dejada caer desde 75 cm de altura, durante el hincado se cuenta el número de golpes que corresponden a cada uno de los tres avances de 15 cm. La resistencia a la penetración estándar se define como el número de golpes, N , para penetrar los últimos 30 cm (de 15 a 45 cm), los golpes en los primeros 15 cm se desprecian, por que se consideran no representativos por la alteración inducida a causa de la perforación.

En caso de que el número de golpes llegue a 50 y el muestreador ya no penetre se suspenderá la prueba. En la operación del martinete debe vigilarse que su altura de caída sea constante y que el cable de manila tenga un máximo de dos vueltas en la cabeza del gato, para lograr el efecto de caída libre sin fricción.

Las muestras deben conservarse en frascos o en bolsas herméticas que mantengan constante el contenido de agua, los envases se colocan en un lugar fresco y protegidos de los rayos del sol.

La interpretación de la prueba de penetración estándar se hace siempre a partir de relaciones empíricas. Por lo anterior, las correlaciones que se describen a continuación deben aplicarse con las debidas reservas, ya que se desconoce su orden de precisión y tampoco se sabe la tendencia del signo de cada correlación, por ejemplo podría subestimarse sistemáticamente la resistencia.

Para la correlación de N en suelos cohesivos se basa uno en la tabla 1.5, con la cual se deduce el valor de la resistencia a la compresión simple (q_u) y el correspondiente a la

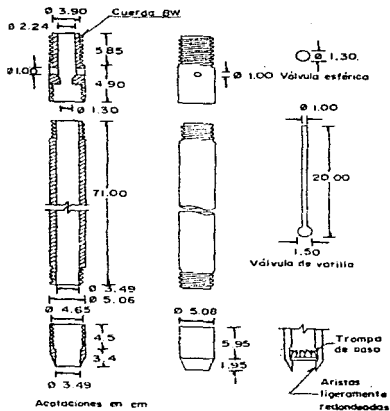


FIG 1.8 PENETRÓMETRO ESTÁNDAR

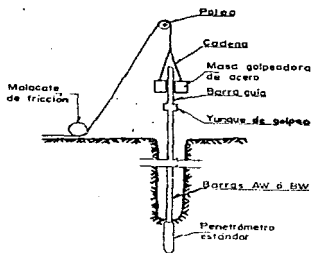


FIG 1.9 PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

resistencia al corte ($C = qu/2$). Para la correlación de N en suelos granulares, usualmente se estima la compacidad relativa con la ayuda de la tabla 1.6.

Tabla 1.5

Consistencia	N	qu
muy blanda	2	25
blanda	2 a 4	25 a 5
media	4 a 8	5 a 1
dura	8 a 15	1 a 2
muy dura	15 a 30	2 a 4
durísima	30	4

Tabla 1.6

Numero de golpes	compacidad relativa
0 a 4	muy suelta
4 a 10	suelta
10 a 30	media
30 a 50	densa
50	muy densa

N , número de golpes en la prueba de penetración estándar
 qu ; resistencia a la compresión simple en $kg\ cm^2$

TUBO DE PARED DELGADA (SHELBY)

Permite obtener muestras del subsuelo relativamente inalteradas, esta técnica debe aplicarse selectivamente para suministrar al laboratorio especímenes, en los cuales se determinan las características de resistencia y compresibilidad que se requieren para el diseño geotécnico. Estudios recientes señalan que para lograr un muestreo inalterado de calidad en suelos blandos cohesivos debe recurrirse al uso de tubos de pared delgada con pistón fijo.

El muestreador está constituido por un tubo de acero o latón, con el extremo inferior afilado y unido en la parte superior con la cabeza muestreadora, a su vez montada al final de la columna de barras de perforación, con las que se hince al muestreador desde la superficie.

La figura 1.11 presenta los dos tipos de unión tubo-cabeza usuales, el primero con tres tornillos opresores allen y el segundo con cuerda repujada, que ha probado ser más confiable que el primero, aún operando en suelos duros. La cabeza tiene perforaciones laterales y una válvula esférica de pie que abre durante la etapa de hincado, para permitir el alivio de la presión del interior del tubo. Posteriormente se cierra para proteger la muestra de las presiones hidrodinámicas que se generan durante la extracción del muestreador.

La figura 1.10 corresponde a un muestreador con válvula deslizante, en la que se sustituye la válvula esférica de los muestreadores anteriores por un mecanismo. El cople de unión a la columna de barras de perforación tiene un tramo cuadrado al que se entrosa una barra circular que termina en una ampliación con un aro sello, en dicha barra desliza la pieza a la que se fija el tubo muestreador y que tiene perforaciones para la extracción del fluido de perforación del interior del tubo. En la figura 1.12 se anotan las dimensiones que necesariamente deben satisfacer estos muestreadores para los diámetros usuales de 7.5 cm y 10 cm.

El procedimiento de afilado del tubo necesita ser lo suficientemente preciso para que se obtengan tubos con las dimensiones especificadas. Otro cuidado que debe tenerse con los

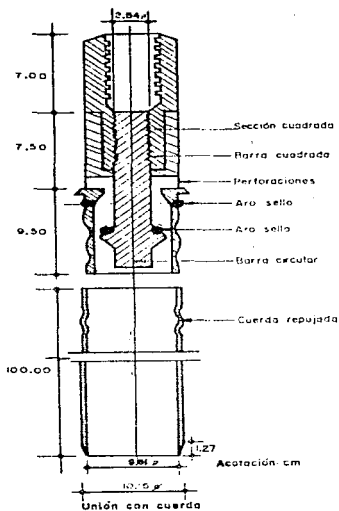


FIG 1.10 MUESTREADOR DE PARED DELGADA CON VÁLVULA DESLIZANTE

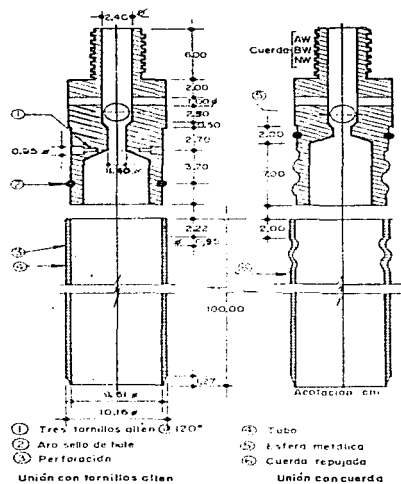
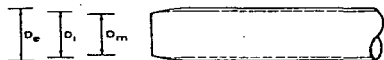
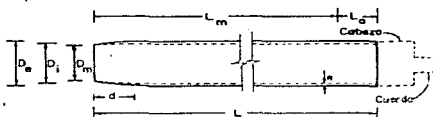


FIG 1.11 MUESTREADOR DE PARED DELGADA CON VÁLVULA ESFÉRICA DE PIE



Relación de áreas	$\frac{D_e^2 - D_i^2}{D_m^2} \times 100 < 10\%$
Relación de diámetros	$0.7\% < \frac{D_i - D_m}{D_m} \times 100 < 1.5\%$

D_e Diámetro exterior
 D_i Diámetro interior
 D_m Diámetro de la muestra



Diámetro nominal (cm)	D_e en cm	D_i en cm	D_m en cm	e	d en cm	L en cm	L_m en cm	Cuerdo de unión
7.5	7.62	7.22	$\frac{7.11}{7.17}$	0.20	1.27	75	60	AW / H
10.0	10.16	9.76	$\frac{9.61}{9.69}$	0.20	1.20	90	75	BW / H

D_e Diámetro exterior d Longitud aguada
 D_i Diámetro interior L Longitud de tubo
 D_m Diámetro de muestra L_m Longitud de muestra recomendada
 e Espesor L_g Espacio para atornillo ($L_g = L - L_m$)

FIG 1.12 DIMENSIONES DE LOS TUBOS DE PARED DELGADA

muestreadores es el de pintarlos interiormente para reducir la corrosión de la lámina que induce cambios fisicoquímicos en el suelo muestreado. Una alternativa para eliminar la corrosión y reducir además la fricción tubo-suelo al extraer las muestras, es recurrir a tubos de aluminio o de plástico PVC, pero la solución más confiable es un muestreador de acero con camisa interior de aluminio o plástico y zapata de acero en su extremo de ataque.

Las muestras de suelo blandas que se obtienen con tubos Shelby, utilizando técnicas de perforación a rotación o por lavado, frecuentemente resultan fisuradas, las muestras fisuradas no son útiles para obtener las propiedades mecánicas de los suelos. Para reducir la influencia que induce la técnica de perforación, se requiere el empleo de la posteadora-rimadora, combinando su aplicación con la broca de aletas, de acuerdo con la siguiente secuencia; a) perforar con la broca de aletas hasta llegar 1 m arriba de la profundidad de muestreo, b) perforar con la posteadora-rimadora el tramo faltante de 1 m, y c) muestrear con el tubo de pared delgada.

El muestreador Shelby se debe hincar con velocidad constante entre 15 y 30 cm/s una longitud de 75 cm; está es, queda sin muestra una longitud mínima de 15 cm donde se alojan los azolves que pudieran haber quedado dentro del tubo. Después del hincado se deja el muestreador en reposo durante tres minutos, para que la muestra se expanda en el interior y aumente su adherencia contra la pared, en seguida se corta la base del espécimen girándose el muestreador dos vueltas, se saca al exterior, se limpian sus extremos y se identifica el tubo.

TUBO DENTADO

Esta herramienta permite obtener muestras de arcilla duras y limos compactos o cementados con un mínimo de alteración; en estos materiales presenta clara ventaja de operatividad y costo sobre muestreadores de barril doble. Este tubo dentado frecuentemente recupera muestras de mejor calidad que el muestreador de barril Denison. Cuando se emplea deben revisarse las muestras inmediatamente para asegurarse que se está operando correctamente. La velocidad de rotación, el tamaño y la forma de los dientes son las variables que deberán ensayarse en cada tipo de suelo, hasta lograr muestras aceptables.

El muestreador lo constituye un tubo de acero, unido en su extremo superior con la cabeza muestreadora que, a su vez, va montada al final de la columna de barras de perforación con las que se hinca y se da rotación al muestreador desde la superficie; la parte inferior del tubo tiene ocho dientes de corte dispuestos simétricamente, que miden de 0.8 a 1 cm de altura y 3 cm de base. La sierra se forma con la alternaciones de un diente recto y otro doblado 0.2 cm hacia el exterior, con objeto de reducir la fricción entre el muestreador y el suelo. El diámetro del tubo debe ser de 10 cm y su longitud de 100 cm.

En la figura 1.13 se presenta el muestreador con los dos tipos de unión tubo-cabeza usuales; el primero con tres tornillos allen y el segundo con cuerda repujada. La cabeza tiene perforaciones laterales y una válvula esférica de pie que se abre durante la etapa de muestreo para permitir el alivio de la presión del interior del tubo. Posteriormente se cierra para proteger a la muestra.

La figura 1.14 corresponde a un muestreador de válvula deslizante, en el que se sustituye la válvula esférica de los muestreadores anteriores por un mecanismo. El cople de unión a la columna de barras de perforación tiene un tramo cuadrado al que se enrosca una barra

circular que termina en una ampliación con un aro sello; sobre esta barra desliza la pieza, a la que se fija el tubo muestrador y que tiene horadaciones para extracción del fluido de perforación del interior del tubo. Es imprescindible pintar interiormente el muestrador para reducir el fenómeno de corrosión de la lámina.

Este muestrador se hinca operándolo a rotación con velocidades menores de 100 rpm y presión vertical para que avance con velocidad constante de 1 cm/s, hasta penetrar 75 cm; de esta manera queda sin muestra una longitud mínima de 15 cm donde se alojan los azolves. Después del hincado se deja el muestrador en reposo tres minutos a fin de que la muestra se expanda en el interior y aumente su adherencia con la pared, enseguida se corta la base del espécimen, girando dos vueltas el muestrador y se procede a sacarlo al exterior, donde se limpian sus extremos e identifican. Las muestras obtenidas con esta técnica presentan alteraciones en un anillo perimetral de 2 a 4 mm de espesor.

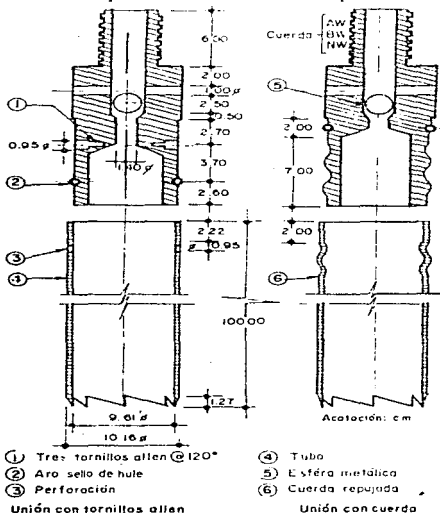


FIG. 1.13 MUESTRADOR DE TUBO DENTADO
CON VÁLVULA ESFÉRICA DE PIE

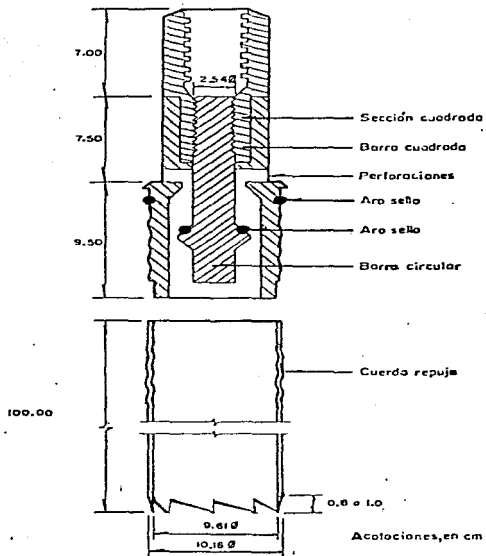


FIG 1.14 MUESTREADOR DE TUBO DENTADO CON VÁLVULA DESLIZANTE

BARRIL DENISON

Con el muestreador de barril Denison, que opera a rotación y presión, se obtienen especímenes de arcilla duras, limos compactos y limos cementados con pocas gravas, localizados abajo del nivel freático; las muestras siempre presentan cierto grado de alteración. Cuando se muestrean estos suelos arriba del nivel freático, las muestras se contaminan con agua o lodo de perforación, por lo cual su aplicación se condiciona al empleo de aire como fluido de perforación. Es necesario revisar las muestras recuperadas antes de considerarlas como inalteradas. El ingeniero supervisor debe comprobar que el tubo interior permanezca estático cuando gira el exterior, y que la separación entre el tubo exterior del interior sea adecuada; esto último, además de la velocidad de rotación, son variables que deben definirse durante el proceso de muestreo.

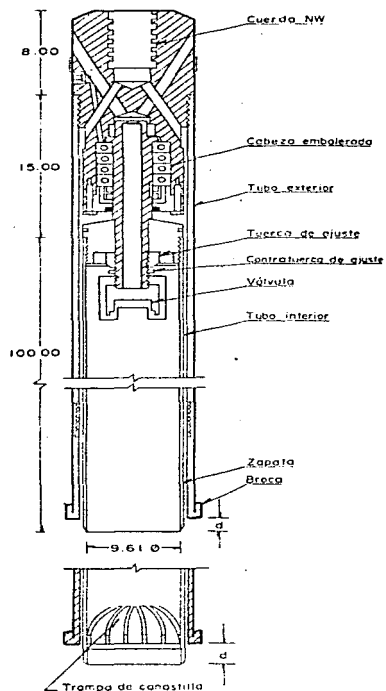
El muestreador tipo Denison consiste en dos tubos concéntricos; uno interior, que penetra en el suelo a presión, y rescata la muestra, mientras que el exterior gira y corta el suelo circundante. Para operar este muestreador se requiere de fluido de perforación (agua, lodo o aire) que se hace circular entre ambos tubos.

En la figura 1.15 se presenta el diseño actualizado de este muestreador, se observa como los tubos concéntricos se acoplan a la cabeza con baleros axiales, que sirven de unión con la columna de barras de penetración y permiten que el tubo interior se hinque a presión en el suelo, sin inducir esfuerzos de torsión a la muestra. La cabeza del muestreador tiene una tuerca de ajuste que controla la posición relativa entre ambos tubos, así, durante el muestreo, el tubo interior penetra en el suelo una distancia "d" antes que la broca, para proteger a la muestra de la erosión y contaminación que le puede ocasionar el fluido de perforación. La broca de corte es una pieza de acero con pastillas de carburo de tungsteno que protegen las zonas de mayor desgaste.

Para el muestreo de materiales granulares conviene adaptarle una trampa de canastilla, formada por lengüetas de lámina de acero flexible.

Antes de introducir el muestreador al sondeo se debe ajustar la distancia d , entre el tubo interior y la broca, de acuerdo con el material que se va a muestrear; también se necesita verificar que la cabeza esté limpia, engrasados los baleros y que la válvula opere correctamente. A continuación se baja el muestreador al fondo de la perforación y se hinca a la profundidad "d", para evitar que el tubo interior gire al iniciar la rotación del tubo exterior. Durante el muestreo, la máquina perforadora transmite, a través de la columna de barras, rotación y fuerza vertical; la primera varía entre 50 rpm para materiales blandos y 200 rpm para los duros. En cuanto a la fuerza vertical puede ser hasta de 1 t.

Una vez que se ha penetrado la longitud prevista o que el muestreador no puede avanzar, se suspende la rotación y la fuerza axial y se deja reposar tres minutos a fin de permitir que la muestra expanda; después se gira para romper el espécimen por la base y posteriormente extraer el muestreador. La extracción del material que corta la broca, así como el enfriamiento de la misma se hace con un fluido de perforación que circula por el espacio anular que dejan los dos tubos.



Ajuste d , entre broca
y tubo interior

Tipo de suelo	d , en cm
Blando	2
Duro	0.5
Muy duro	0 o el menor

FIG 1.15 MUESTREADOR DENISON

Una etapa importante para determinar las propiedades de los suelos es el laboratorio, en el cual se podrán emplear diferentes pruebas para la determinación de las propiedades índice y mecánicas de los suelos.

En este capítulo se describen las siguientes pruebas:

Contenido de agua

Límite líquido

Límite plástico

Prueba de torcómetro

Prueba de consolidación

Triaxial rápida (UU)

CONTENIDO DE AGUA

El contenido de agua de un suelo es el coeficiente del peso de agua que contiene entre el peso de su fracción sólida se identifica con el símbolo w , y usualmente se expresa en porcentaje. La cantidad de agua en los suelos tiene una influencia directa en el comportamiento de los mismos, por ello es importante cuantificarla.

El método para poder cuantificar el contenido de agua consiste en determinar el peso de agua removido por secado en un horno con temperatura constante de $110 \pm 5^\circ \text{C}$, por diferencia de peso inicial del espécimen húmedo y su peso seco, el secado de la muestra generalmente es de un día.

El equipo que se necesita en el laboratorio es el siguiente; horno, balanza, recipientes para muestras (aluminio o vidrio), muestra de suelo, la cantidad de material dependerá del tamaño máximo de partículas.

El procedimiento de ensaye es el siguiente; después de anotar la identificación del espécimen, se registra el número y peso del recipiente, así como el peso del conjunto recipiente con el suelo húmedo. Luego se introducen espécimen y recipiente en el horno y se mantienen ahí hasta alcanzar un peso constante. Una vez que se sacan del horno se espera que se enfríen para poder pesarse, para determinar el peso del agua perdida durante el secado.

El tiempo de secado depende del tipo de suelo y de tamaño del espécimen, así como del tipo y capacidad del horno. Para arenas y gravas limpias, el tiempo mínimo será de 4 hrs, en tanto para la mayoría de los suelos (arcillas o limos) será de 24 hrs.

La determinación del contenido de agua de un suelo es la prueba más simple y la que con más frecuencia se realiza en un laboratorio de mecánica de suelos; la variación del contenido de agua con la profundidad es siempre parte de un perfil estratigráfico típico.

El contenido de agua de un suelo da una idea a cerca de sus probables propiedades mecánicas. Particularmente en los suelos finos, y junto con los límites de plasticidad, el contenido de agua constituye un buen índice de la consistencia del suelo. El contenido de agua también nos puede dar una idea de la estratigrafía, los valores bajos del contenido de agua deben corresponder a las capas limo-arenosas o de vidrio volcánico; por el contrario, en capas compresibles arcillo-limosas se tendrán valores altos de w y bajas resistencias. Cabe mencionar que para poder afirmar lo anterior es necesario haber realizado un buen número de contenidos de agua, por lo menos, a cada 25 cm.

LÍMITE LÍQUIDO

La consistencia de los suelos finos, entendida como el grado de rigidez y plasticidad que estos exhiben en estado remoldeado, cambian con el contenido de agua, desarrollándose diferentes estados de consistencia. Los contenidos de agua que definen las transiciones entre un estado de consistencia a otro, se llaman límites de consistencia, siendo los más importantes, los límites líquido y plástico. El límite líquido w_l corresponde aproximadamente a la resistencia al corte del suelo de 25 g/cm². La finalidad de determinar los límites de consistencia es clasificar a los suelos finos y servir de índice para estimar sus propiedades geotécnicas.

El equipo convencional desarrollado por A. Casagrande para determinar el límite líquido, está siendo sustituido por el cono de penetración libre, que es un aparato que proporciona valores equivalentes del límite líquido. La copa de Casagrande consta de una base con una copa desmontable de latón, en la que se coloca la muestra de suelo remoldeado y un ranurador plano.

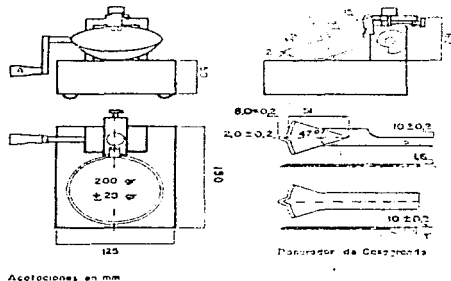


FIG. 2.1 COPA DE CASAGRANDE Y RANURADORES

Adicionalmente para realizar la prueba se requiere: recipiente para remoldear el suelo, espátula con hoja de 2x7 cm, piseta de plástico con agua destilada, recipiente para contenido de agua, balanza con precisión de 0.01 g y horno. Cuando se ensayan suelos con fracción gruesa se necesita también; mortero con pisón cubierto de hule y malla No. 40.

Para obtener el límite líquido con la copa de Casagrande es necesario emplear aproximadamente 200 grs de suelo, el suelo se remoldea en un recipiente con la espátula agregando un poco de agua, una vez que se remoldeo se coloca un poco en la copa de manera que en la parte inferior de la copa y en la zona central quede una capa de suelo con espesor aproximado de 8 mm, ya colocado el suelo se pasa el ranurador por la parte central de la copa y se procede a contar el número de golpes con el cual la parte ranurada cierra, se

hacen varios ensayos procurando que el número de golpes para que cierre este comprendido entre 10 y 50, para cada ensayo independientemente de su número de golpes se determinará su contenido de agua, con estos datos y en una gráfica semilogarítmica se grafican contenidos de agua contra número de golpes, se procura que sea una línea recta la que una a estos puntos, una vez trazada esta línea se procede a identificar cual es el contenido de agua para 25 golpes que corresponde al límite líquido de la muestra.

Los valores del límite líquido, junto con el contenido de agua in situ y el límite plástico, se acostumbra a graficarlos con respecto a la profundidad. La variación con la profundidad del contenido de agua respecto a los límites del estado de consistencia plástico, es un indicador de las propiedades mecánicas del suelo.

LÍMITE PLÁSTICO

El límite plástico es por definición el contenido de agua a partir del cual el suelo se empieza agrietar y a desmoronar cuando se remoldea manualmente en forma de rollito de 3 mm de diámetro.

El comportamiento plástico de un suelo fino está limitado por el límite plástico, wp, de manera muy simple, el límite plástico permite distinguir entre un suelo plástico, una arcilla, por ejemplo, y otro no plástico, como un limo.

Por lo general el límite plástico se determina cuando se efectúa el límite líquido. El equipo que se emplea es muy simple; placa de vidrio, espátula, y un cilindro metálico de 3 mm de diámetro que servirá de comparador.

Del material remoldeado preparado para determinar el límite líquido se toma una porción de 20 a 40 grs y se extiende sobre la placa para que pierda agua. Cuando el espécimen alcanza una consistencia plástica no pegajosa, se levanta y se divide en dos o tres porciones, con cada una de las cuales se forma un rollito de 30 mm de diámetro. El rolado debe hacerse con movimientos de la mano, hacia atrás y hacia adelante, de tal forma que todo el rollito alcance un diámetro uniforme, la presión se debe ajustar para reducir el diámetro del rollito.

El procedimiento anterior se repite hasta que el suelo se ha secado al punto en que habiendo alcanzado el diámetro de 3 mm, se agrieta y se disgrega en pedazos y se determina su contenido de agua, que corresponde precisamente con el límite plástico wp.

Lo descrito anteriormente se repite con las otras porciones plásticas iniciales, y el valor que resulta de wp es el promedio de tales determinaciones siempre y cuando estos valores no difieran entre sí en más de 5 % del promedio.

Conocidos los límites de consistencia, wl y wp, el intervalo en el que el suelo muestra propiedades plásticas se conoce como índice plástico Ip: $Ip = (wl - wp)$

Con el índice de plasticidad y el límite líquido, puede uno definir el tipo de suelo que se trata con la ayuda de la carta de plasticidad.

Otro parámetro importante que facilita la interpretación es el de la consistencia relativa Cr;

$$Cr = (w - w_i) / Ip$$

Una muestra que contenga consistencia sólida ($Cr > 1$) es no plástica y exhibe una falla frágil con una deformación pequeña. Un espécimen con consistencia plástica ($0 < Cr < 1$) es remoldeable y conserva su forma después de la deformación.

PRUEBA DE TORCÓMETRO

El objetivo de la prueba es estimar de manera expedita la resistencia al esfuerzo cortante no drenada de los suelos arcillosos, ya sea en el campo o en el laboratorio. En la práctica se suelen emplear dos tipos de torcómetros; el torcómetro manual y el torcómetro de banco.

Tanto el torcómetro manual como el de banco emplean un dispositivo provisto de un juego de navajas, que por el momento torsionante aplicado manualmente provoca la falla del suelo en la superficie que generan las orillas de las navajas. El torcómetro está equipado con un resorte calibrado y una manecilla, con la que se mide y señala directamente la resistencia no drenada, el intervalo de medición es de 0 a 2.5 kg/cm^2 .

El torcómetro se emplea profusamente en el campo; con él se estima la resistencia en los extremos de muestras arcillosas saturadas contenidas en tubos Shelby. Para hacer una medición se deberá enrasar la superficie de la muestra, a continuación de hincá cuidadosamente el torcómetro, cuidando que este quede perpendicular a la superficie del suelo. Enseguida, se ejerce una presión normal y uniforme y se gira lentamente su maneral con una velocidad constante. La velocidad de rotación recomendada para alcanzar la falla del suelo es de 360 /min.

Al fallar el suelo, la manecilla indicadora conserva la lectura máxima que corresponde a la resistencia no drenada ($S=Cu$) en kg/cm^2 .

Debe tenerse presente que la medición con torcómetro generalmente subestima la resistencia por los siguientes factores; el suelo que se ensaya es remoldeado y por que los torcómetros tienen navajas de espesor grueso y sin filo en sus orillas.

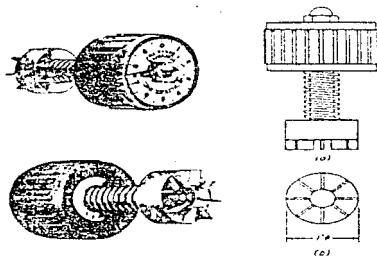


FIG. 1.1. TORCÓMETRO MANUAL

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

Las pruebas de consolidación se realizan para estimar la magnitud de los asentamientos de una estructura con una presión dada, debido a la consolidación del subsuelo y para saber como será la evolución de sus asentamientos a través del tiempo.

La precisión de la prueba está relacionada directamente con la calidad de las muestras ensayadas por ello debe tenerse mucho cuidado en seleccionar la muestra, así como en las etapas de montaje y ensaye de la muestra.

La realización de la prueba de consolidación unidimensional permite obtener una curva de compresibilidad de esfuerzos efectivos-relación de vacíos o deformaciones unitarias y las curvas de consolidación, deformación-tiempo, para los incrementos de carga que se apliquen. Con esta información se puede estimar la magnitud de los asentamientos y el tiempo para que ocurran.

El equipo que se necesita para realizar la prueba; consolidómetro (de anillo flotante o de anillo fijo), anillos de consolidación; pueden ser de acero inoxidable o de plástico, el diámetro más usual es el de 7.5 cm, piedras porosas, sistema de carga; usualmente es de tipo mecánico con un sistema de palanca, dispositivo para el labrado de la muestra, pesas (500 o 1000 grs).

Una vez labrada la muestra se coloca en el anillo con sus piedras porosas en la parte inferior y superior, las piedras se saturan, posteriormente se monta en el consolidómetro.

La prueba de consolidación unidimensional consiste en aplicar una secuela establecida de cargas verticales a un espécimen confinado por los anillos, y medir la deformación que sufre.

El procedimiento convencional para cargar al espécimen consiste en aplicar durante 24 hrs un cierto incremento que al día siguiente se duplica y así sucesivamente. Generalmente se aplican 0.125, 0.25, 0.5, 1, 2, 4 kg/cm². Por otra parte en la descarga se hace en tres o cuatro decrementos.

La información obtenida durante el ensaye permite graficar la curva de compresibilidad, la cual se recomienda dibujar a escala logarítmica. El coeficiente de compresibilidad (av), es la pendiente de la curva de compresibilidad ($av = -\Delta e / \Delta \sigma'$).

El coeficiente de consolidación, Cv, que es el parámetro que permite estimar el tiempo necesario para alcanzar diferentes grados de consolidación; se calcula:

$$C_v = \frac{K(1+em)}{av\gamma_w}$$

K; coeficiente de permeabilidad
em; relación de vacíos media
 γ_w ; peso volumétrico del agua

Existen casos en que cuando se analizan estructuras importantes, es recomendable corregir los resultados experimentales, por el efecto de perturbación provocada durante el muestreo de campo y labrado de las muestras. La prueba de consolidación convencional tiene un inconveniente que es el tiempo en que se realiza, el cual es del orden de 10 días. Por ello se han desarrollado procedimientos alternativos como,

- a) el de velocidad de carga uniforme
- b) el de velocidad constante de deformación

En el de velocidad de carga uniforme, la duración de cada incremento es de 2.5 a 3 hrs con tres incrementos en un día. El esfuerzo axial máximo de la prueba se conserva de un día para otro.

En el de velocidad de deformación constante una curva de compresibilidad se puede obtener en sólo tres días, así como los parámetros para estimar el tiempo de consolidación.

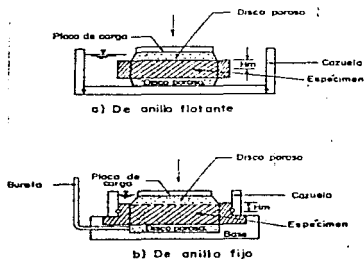


FIG 2.3 ESQUEMA DE CONSOLIDOMETROS

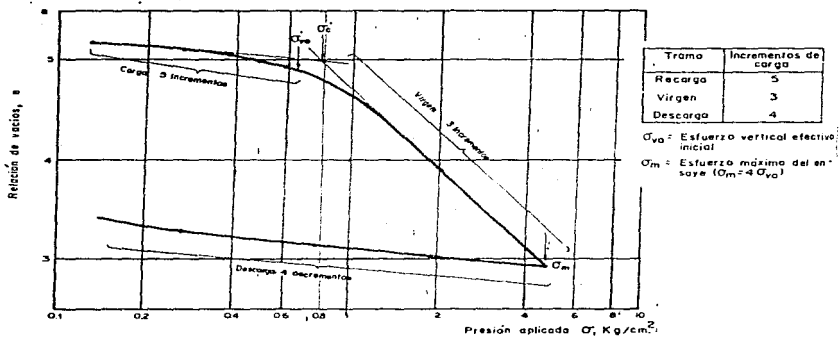


FIG 2.4 CURVA DE COMPRESIBILIDAD TÍPICA DE UNA ARCILLA BLANDA

PRUEBA TRIAXIAL RÁPIDA (UU)

Es una prueba con la cual nosotros podemos determinar las características esfuerzo-deformación y de resistencia al corte de especímenes arcillosos inalterados bajo condiciones no drenadas, mediante ensayos triaxiales no consolidados no drenados.

Los ensayos en el laboratorio deben reproducir de la mejor manera posible el estado de esfuerzos a los que estarán sometidos los suelos.

El equipo que se necesita para realizar las pruebas es;

- a) Cámara triaxial
- b) Sistema de aplicación de la presión confinante
- c) Sistema de aplicación de la carga axial
- d) Micrómetros
- e) Horno
- f) Pesas
- g) Cronómetro
- h) Membranas
- y) Vernier

Los especímenes para los ensayos deben tener 3.6 cm de diámetro y 8.5 cm de altura, además, de que el corte y labrado de la muestra se debe realizar dentro de un cuarto húmedo, se debe hacer la identificación y descripción, así como sus dimensiones y peso.

Para ensayar un espécimen se coloca dentro de la cámara en el pedestal, se le pone encima el cabezal y se cubre con la membrana. A continuación se arma la cámara triaxial y se coloca en el mecanismo de carga axial. Es necesario realizar tres ensayos con especímenes sometidos a presiones confinantes diferentes, cuya magnitud depende de las presiones esperadas en el campo; la máxima presión confinante debe ser mayor a la presión normal máxima de campo.

Al aplicar la presión confinante se deberá sujetar el pistón y compensar la presión que actúa en el área transversal. Al llevar este al contacto con el cabezal, el ensaye estará listo para aplicar el esfuerzo desviador.

Los primeros cuatro incrementos de esfuerzo desviador serán de aproximadamente 10 % de la carga de falla estimada y los subsecuentes incrementos hasta alcanzar la falla deberán reducirse a la mitad o a la cuarta parte de los primeros. En todos los incrementos de carga se deberán registrar las deformaciones axiales con el tiempo para el esfuerzo aplicado y cada minuto se incrementará la carga y así hasta la falla.

Una vez que el espécimen ha fallado, se descarga y se elimina la presión confinante. Se dibuja un esquema de la falla y se descubre el espécimen, para determinar su contenido de agua.

Para cada incremento de esfuerzo desviador de un ensaye, se mostrará el desarrollo de deformaciones axiales con el tiempo en diagramas semilogarítmicos o con escalas naturales. También se grafican las curvas esfuerzo-deformación, con estas curvas se calcula el módulo de deformación tangente inicial (M_0).

Con base en datos de presión confinante \bar{V}_3 , y del esfuerzo desviador ($V_1 - \bar{V}_3$) se determinan los esfuerzos principales de falla, con los que se dibujan los círculos de Mohr, en términos de esfuerzos totales. Al trazar una envolvente a estos círculos se define la ordenada al origen que es la cohesión aparente no drenada (C_u). Para suelos parcialmente saturados,

la pendiente determina un ángulo, ϕ , con la horizontal que resulta ser el ángulo de fricción, para arcillas saturadas este ángulo debe ser cero. El conocimiento de la cohesión, C_u , bajo condiciones no drenadas permite analizar las condiciones de estabilidad de problemas a corto plazo o fin de construcción.

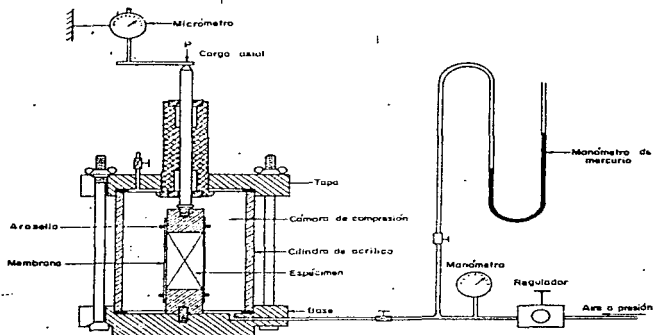


FIG 2.5 ESQUEMA DE CAMARA TRIAXIAL Y SISTEMA DE APLICACIÓN DE PRESIÓN Y CARGA

La selección adecuada de una cimentación, para algún tipo de estructura es un aspecto importante para el buen comportamiento de la misma.

En nuestro medio existen varios tipos de cimentación. Nos enfocaremos básicamente a:

- Zapatas aisladas
- Zapatas continuas
- Losa de cimentación
- Cajones compensados
- Pilas
- Pílotos
- Cilindros huecos

ZAPATAS AISLADAS

Una zapata es una ampliación de la base de una columna, que tiene por objeto transmitir la carga al subsuelo a una presión adecuada a las propiedades del subsuelo. La profundidad a la que se desplanta una zapata, depende de las características del subsuelo, de la carga que debe soportar y del costo de la cimentación. Ordinariamente, la zapata se desplanta a la profundidad en que pueda encontrarse un material que tenga la capacidad de carga adecuada y que los asentamientos no sean muy grandes.

En algunos casos, si se encuentra un estrato especialmente firme a mayor profundidad, puede ser más económico desplantar la zapata a una profundidad menor y aumentar el área de la zapata.

Las zapatas aisladas están formadas por una base rectangular rígida de mampostería o de concreto de dimensiones; ancho B y largo L, en el cual la relación L/B no debe exceder de 1.5.

La cimentación con zapatas aisladas, en general, se usan solamente en suelos de baja compresibilidad y en estructuras donde los asentamientos diferenciales entre las columnas se pueden controlar por la flexibilidad de la estructura, o incluir en el diseño del edificio juntas o articulaciones que tomen los asentamientos diferenciales y/o rotaciones, respectivamente.

La rigidez o flexibilidad de una zapata es un factor muy importante, que influye en la distribución de los asentamientos y en la distribución de presiones de la zapata.

En zapatas al igual que en cualquier tipo de cimentación existe un doble aspecto a considerar; por una parte la capacidad de carga y por otra el aspecto de los asentamientos, según el cual las zapatas no deben sufrir hundimientos o expansiones que pongan en peligro la funcionalidad de la estructura o que sean mayores que aquellos considerados como tolerables en el proyecto estructural.

Las zapatas aisladas pueden ser de tres formas distintas, cuadradas, rectangulares y circulares, la elección de alguna de ellas dependerá de las características del proyecto y de las condiciones geotécnicas.

Las zapatas como ya se dijo, pueden construirse de mampostería o de concreto reforzado. Por lo general las zapatas de mampostería se emplean cuando el subsuelo presenta una resistencia adecuada y las descargas de la estructura no son muy grandes. Las zapatas de concreto se emplean cuando no existe mampostería y las descargas son grandes.

ZAPATAS CONTÍNUAS

La cimentación a base de zapatas continuas o corridas es otro tipo de cimentación superficial que es parecido al de las zapatas aisladas. Este tipo de cimentación se emplea para soportar muros o conjunto de columnas alineadas, su construcción es a base de concreto o de mampostería.

Cuando es necesario el control dentro de ciertos límites de la magnitud de los asentamientos diferenciales entre las columnas soportadas en zapatas y cuando los depósitos de suelo de media y baja compresibilidad son encontrados, es recomendable el uso de zapatas corridas. Se pueden definir como varias columnas unidas por contrarabes.

Las zapatas corridas son un arreglo de dos o más columnas unidas por contrarabes. Los asentamientos diferenciales se pueden controlar con la rigidez de la contrarabe. La selección de las contrarabes, en una u otra dirección a lo largo de las filas de columnas, dependerá de la disposición de las columnas y de los requerimientos funcionales concernientes a la estructura y a la arquitectura del diseño del proyecto. Las contrarabes son diseñadas con la rigidez necesaria para cumplir con los requerimientos de los asentamientos diferenciales.

Cuando las zapatas aisladas en suelos compresibles ocupan más del 30% del área de cimentación o cuando los asentamientos diferenciales permitidos no son satisfactorios, es más económico y conveniente el uso de zapatas corridas.

Los asentamientos diferenciales entre las columnas son reducidos dando la suficiente rigidez a las contrarabes y de esta manera transmitir grandes cargas hacia lugares de menor carga, provocando una mejor distribución de las reacciones debajo de la zapata.

Este tipo de cimentación se puede emplear por lo general en cualquier tipo de suelo; arcillas, arenas y roca. La determinación final dependerá de las descargas de la estructura y de las características del suelo en cuanto a su comportamiento.

LOSA DE CIMENTACIÓN

La losa de cimentación cubre toda el área que queda debajo de una estructura, soporta todos los muros y columnas que se apoyan en ella.

Cuando las cargas del edificio son tan pesadas o la presión admisible en el suelo es tan pequeña que las zapatas individuales van a cubrir más de la mitad del área del edificio, es probable que la losa de cimentación sea más económica.

La carga total en este caso se puede considerar uniformemente distribuida en el área cubierta por el edificio. La reacción del suelo está determinada en base de la capacidad de carga. Los asentamientos totales o diferenciales se pueden investigar considerando la rigidez de la placa o losa de cimentación.

Este tipo de cimentación se puede usar generalmente en depósitos de suelos de alta compresibilidad.

Las cargas que obran hacia abajo sobre la losa son las de las columnas individuales o las de los muros. Si el centro de gravedad de las cargas coincide con el centroide de la losa, se considera que la reacción hacia arriba es una presión uniforme igual a la suma de las cargas hacia abajo dividida por el área de la losa.

Las losas de cimentación se usan también para reducir el asentamiento de la estructura situada sobre depósitos muy compresibles.

CAJONES COMPENSADOS

Los cajones de cimentación se emplean en terrenos de mediana, alta y muy alta compresibilidad y con baja capacidad de carga, ya que, reducen la descarga neta y de esta manera evitan incrementos de presión en la masa de subsuelo que pudieran producir asentamientos intolerables.

Este tipo de cimentación requiere de una caja monolítica, formada en conjunto por; losa de cimentación, losa tapa, retícula de trabes y muros de contención. En ocasiones la losa de cimentación se sustituye por cascarones cilíndricos invertidos.

Para el diseño de los cajones de cimentación es necesario llevar en mente que el suelo es considerado como un material de dos fases; una sólida y otra líquida. Por lo tanto, en un cajón de cimentación la compensación es hecha por la suma de los efectos; sustitución de peso sumergido de los suelos y por el efecto de flotación por el peso del líquido desplazado.

Ambos efectos son usados para igualar el peso total del edificio. El volumen de concreto del cajón de cimentación y el sótano desplazan a un peso de líquido, que de acuerdo al principio de Arquímedes, contribuyen a la flotación de la cimentación, reduciendo la carga aplicada a la fase sólida. La carga tomada por la fase sólida, sin embargo, deforma al suelo por el cambio en los esfuerzos efectivos inducidos en el suelo por la estructura.

Un cajón de cimentación está diseñado usualmente como una cimentación rígida; por lo tanto los asentamientos diferenciales son controlados bastante bien. La cimentación es diseñada como un sistema de losa plana o un sistema losa-viga, unidas las columnas con trabes en ambas direcciones.

La carga de un edificio puede ser compensada por medio de una excavación para permitir la obtención de la capacidad necesaria de carga y la reducción de los asentamientos verticales, hasta magnitudes que puedan ser satisfactorios.

Existen tres tipos de cajones que están en función de las descargas que se hagan al terreno: cajón totalmente compensado, es aquel en el que el volumen de terreno excavado es igual al peso del edificio, debido a las cargas permanentes, es decir, la descarga neta se hace igual a cero; cajón parcialmente compensado, es aquel en el que la descarga neta es sólo una fracción del peso del edificio, la descarga neta se calcula en tal forma que el incremento de presiones en la masa de suelo, producida por la carga, sólo ocasione asentamientos iguales o menores que los tolerables; en algunos edificios ligeros con sótanos o en estructuras totalmente enterradas, donde el peso del terreno excavado es mayor que el de la estructura, las presiones efectivas sufren decrementos y por lo tanto se tendrá una cimentación sobrecompensada.

PILAS

Una pila es un miembro estructural subterráneo, que tiene la función de cualquier cimentación, es decir, transmitir la carga a un estrato capaz de soportarla, sin peligro de que falle, ni de que sufra un asentamiento excesivo. Sin embargo, en contraste con una zapata, la

relación de la profundidad de la cimentación al ancho de la base de las pilas es usualmente mayor que cuatro, mientras que para zapatas, esta relación es comúnmente menor.

Las pilas son elementos de dimensiones mayores que las de los pilotes, siendo por lo tanto, de una capacidad de carga más alta. Son elementos prismáticos colados en una perforación y que se apoyan en roca, suelos compactos o duros. Generalmente en su extremo inferior tienen una ampliación que se denomina campana, la cual sirve para aumentar la capacidad de carga de la pila. Las condiciones del subsuelo y los procedimientos constructivos son factores determinantes para decidir su uso.

Las pilas suelen ser preexcavadas a mano o con maquinaria especial, pues sus dimensiones prohíben su hincado.

Las pilas de cimentación son usadas para soportar cargas muy pesadas, las pilas son enterradas en depósitos de suelo con muy poca compresibilidad. Su capacidad de carga es función de las propiedades mecánicas del suelo que se encuentra debajo de la base de la pila y de la configuración de esfuerzos en los estratos.

En muchos casos las pilas soportan cargas muy grandes, por lo tanto la compresibilidad del depósito en que se apoyan debe ser muy baja. Las pilas pueden ser de casi de 1 m de diámetro. La capacidad de carga y las dimensiones de la base son función tanto del proceso constructivo como de las condiciones hidráulicas.

PILOTES

Un pilote puede definirse como un miembro estructural rígido y resistente, que pueden ser hechos de acero, concreto y madera, son de grandes longitudes y su costo es mayor que el de las cimentaciones superficiales.

Cuando el suelo situado al nivel en que se desplantaría normalmente una zapata o una losa de cimentación, es muy compresible, formado por arcillas muy blandas, suelos orgánicos, turba, limo y arenas en estado suelto, es recomendable utilizar pilotes, que por ser elementos alargados transmiten parte o toda la carga de un edificio a estratos profundos resistentes o menos compresibles que los superiores.

Los pilotes son miembros estructurales con un área de sección transversal pequeña, comparada con su longitud, usualmente se instalan utilizando una piloteadora.

Los pilotes pueden dividirse en dos tipos principales, según la forma en que transmiten las cargas al subsuelo: pilotes de punta, transmiten las cargas a un estrato resistente utilizando su base de apoyo y los pilotes de fricción transmiten las cargas por medio de la adherencia que se desarrolla entre la superficie del pilote y el subsuelo.

Los pilotes de cimentación se utilizan:

1. Cuando las capas superiores del subsuelo son altamente compresibles y las cargas transmitidas por la estructura son altas. Los pilotes son usados para transmitir las cargas de suelos poco resistentes a capas de suelo más resistentes. Cuando el apoyo no está localizado a una profundidad razonable debajo de la superficie firme del terreno, los pilotes son usados para transmitir la carga de la estructura gradualmente al suelo, en este caso la resistencia depende principalmente de la resistencia de fricción.
2. Cuando existen fuerzas laterales, los pilotes de cimentación pueden resistir flexión, mientras soportan la carga vertical de la estructura. Este tipo de situación se presenta

comúnmente en el diseño y construcción de estructuras de retención de tierras y en cimentaciones estructuras altas que están sujetas a viento o sismo.

3. En algunos casos se tiene suelos expansivos en el sitio propuesto para la estructura. Estos suelos se pueden extender a gran profundidad debajo de la superficie del terreno. La expansión o contracción de un suelo expansivo depende del incremento o decremento de su contenido de agua. Las presiones por expansión en los suelos pueden ser considerablemente altas. Si las cimentaciones superficiales son usadas en semejantes circunstancias, las estructuras pueden sufrir severos daños. No obstante, los pilotes de cimentación pueden ser considerados como una alternativa cuando los pilotes se extienden fuera de la zona activa.

4. Para cimentar algunas estructuras, tales como torres de transmisión, plataformas en zonas costeras, que están sujetas a fuerzas de levantamiento. Los pilotes son usados alguna vez para resistir fuerzas de levantamiento inducidas por las acciones de las estructuras.

CILINDROS HUECOS

Los cilindros son estructuras de concreto reforzado o de acero, huecas. Su diferencia con los cajones de cimentación es que tienen un área más pequeña. Se construyen huecos para ahorrar material, ya que, son elementos con dimensiones muy grandes. Se emplean principalmente en la cimentación de puentes.

los cilindros pueden ser de dos tipos: abiertos o neumáticos con aire comprimido. Los primeros están abiertos tanto en el fondo como en la superficie y el material se extrae con draga de succión o con cucharón de almeja.

En el caso en que se requiere inspeccionar el suelo o roca de apoyo, profundizarse en esta o efectuar un buen colado, inspecciones que se dificultan en los cajones abiertos debido a la presencia del agua, se utilizan cajones neumáticos que permiten trabajar desde su interior. Estos poseen por lo menos dos cámaras de compresión y descompresión; una para el personal y otra para herramientas y materiales. Para presiones hasta de 2.5 atmósferas el hombre puede trabajar prácticamente en condiciones normales, sin embargo, para presiones mayores el cansancio es inmediato. La profundidad en que se usa este método oscila ente 10 y 30 m .

En la actualidad se han desarrollado una gran variedad de procesos constructivos para los diferentes tipos de cimentación.

En este capítulo se mencionan algunos de estos procesos:

Zapatas

Losa de cimentación

Cajón con pilotes

Pilas

Cilindros huecos

PROCESO CONSTRUCTIVO DE ZAPATAS

El proceso constructivo de zapatas corridas y aisladas es muy similar, ya que, en algunas ocasiones las zapatas aisladas son unidas por medio de contrarabes, por lo cual, es necesario hacer excavaciones adicionales para unir las zapatas aisladas.

Para comenzar se tiene que hacer una limpieza del terreno, despallar, demoler construcciones existentes si es necesario, es decir, retirar todo lo que estorbe en las maniobras de construcción. Posteriormente se procede al trazo de los ejes de las zapatas, cuando se realicen las excavaciones en donde van a ir alojadas las zapatas se tendrá que dejar una cierta holgura para colocar la cimbra de estos elementos. El ancho y la profundidad de desplante de la zapata será el indicado en los planos de proyecto.

La selección del equipo adecuado de excavación dependerá principalmente de la dureza del material, del la profundidad de desplante y del tamaño de la obra. Los suelos blandos o sueltos, tales como, arenas, limos, arcillas pueden ser atacados con facilidad mediante pala de mano, pala mecánica de cualquier capacidad. Para suelos duros o compactos, tales como, rocas y arenas compactas, etc, se recomienda usar taladros o martillos neumáticos.

Las excavaciones poco profundas pueden hacerse sin sostener el material circunvecino, si existe el espacio adecuado para construir taludes que puedan soportar al material, así como, también si no existen construcciones vecinas que pudieran afectarse debido a la excavación. La inclinación de los taludes es función del tipo, características del suelo, profundidad y del tiempo que la excavación vaya a permanecer abierta. Los taludes se hacen tan parados como el material lo permita, por que la ocurrencia de pequeño derrumbes generalmente no tienen importancia, ya que, el costo de extraer el material afectado por los derrumbes puede ser considerablemente menor que el de la excavación adicional necesaria para tener taludes menos inclinados.

Cuando se tienen áreas construidas cercanas a la excavación de la zapata, la excavación debe hacerse verticalmente y reforzarla con un ademe. Si la profundidad de la excavación no es mayor de 4 m, comúnmente se acostumbra hincar tablones verticales alrededor del límite de la excavación propuesta. La profundidad a la que se hinea el tablón se mantiene cerca del fondo al avanzar la excavación. El tablón se mantiene en su lugar por medio de vigas horizontales, llamadas largueros, que a su vez están soportadas generalmente por puntales horizontales que se extienden de costado a costado de la excavación.

Una vez que se llega a la profundidad de proyecto se construye una plantilla de concreto pobre de unos 5 cm en toda el área de apoyo de la zapata. Una vez que a fraguado el

concreto de la plantilla, se procede a armar la zapata, se cuela la base y se vibra, posteriormente se cuela la trabe armada, habiendo colocado previamente la cimbra. En el caso de que los puntales de la excavación pudieran estorbar en el armado y colado de la trabe, estos se dejan que atraviesen la trabe siempre y cuando estos sean de metal. Cuando las paredes de la excavación pueden sostenerse solas no existirá el problema de los puntales y la zapata se podrá armar y colar fácilmente.

Cuando la zapata ha adquirido la resistencia adecuada se procede a descimbrar. Como modo de protección contra la humedad, en algunos casos se construyen drenes en las zapatas que pueden consistir en tramos cortos de tubo de barro, colocados no a tope, sino con holguras de 6 mm entre los tramos, protegidas con una tira de filtro para impedir la entrada del suelo. También, se pueden emplear tubos de metal corrugado o de plástico perforados. Los drenes se tienden en zanjas que se rellenan con material de filtro.

PROCESO CONSTRUCTIVO DE LOSAS

Por lo general las losas de cimentación son de profundidad somera, esto se debe a que la resistencia del suelo en el cual se apoya es adecuada, por lo tanto, no se requerirán hacer grandes excavaciones.

Dado que el nivel de desplante de una losa no es muy profundo, generalmente no se tendrán problemas de estabilidad de las paredes del suelo.

Un proceso constructivo adecuado podría ser el siguiente: se limpia el terreno de todo objeto que pudiera dificultar las maniobras de construcción, una vez limpio el terreno se procede a trazar el área de la losa, para posteriormente realizar la excavación correspondiente. Generalmente para la excavación se emplean retroexcavadoras.

La presencia de agua en una excavación siempre provocará ciertas molestias y problemas en el proceso constructivo, por lo cual es necesario controlarlas por medio de procedimientos para el control y abatimiento del nivel freático, los métodos más usados son el de pozos filtrantes que es adecuado para suelos arenosos y el electromóxico para suelos arcillosos.

Una vez que se ha llegado al nivel de desplante de la losa, se coloca una plantilla de unos 5 cm de espesor de concreto simple con una resistencia de proyecto de 100 kg/cm^2 . Una vez que fraguo el concreto de la plantilla, se procede al armado de la losa de cimentación, para luego colar utilizando el concreto especificado en el proyecto. Cuando se está colocando el concreto es importante vibrar, para asegurarse que hay continuidad en el concreto.

Con el objeto de garantizar el buen comportamiento de la cimentación, es de suma importancia que durante su construcción y después de ella, se efectúe un control adecuado de todos los factores que intervienen en su comportamiento, mediante el uso e instalación de algunos instrumentos tales como bancos de nivel, inclinómetros, para medir movimientos verticales y horizontales.

Como medida de protección deberán de instalarse señales y barreras, para impedir el paso a la zona de colado de personas y vehículos no autorizados; así como, andamios, barandales y plataformas para la seguridad del personal.

El espesor y rigidez de la cimbra deberán ser tales que la cimbra conserve su forma y posición durante su uso. Al mismo tiempo, las formas estarán proyectadas para desmantelarse con facilidad, para no dañar el concreto durante su retiro.

PROCESO CONSTRUCTIVO DE CAJÓN CON PILOTES

Los cajones al igual que cualquier tipo de cimentación siempre requerirá de excavaciones, dependiendo de las características del proyecto estas excavaciones podrán ser profundas o someras.

Cuando la losa de fondo deba estar apoyada en pilotes, se tendrá previamente que hincar los pilotes a la profundidad de proyecto, cuidando que las maniobras de hincado, así como, las tolerancias estén de acuerdo con lo previsto en el proyecto

El equipo y herramientas utilizadas para la ejecución de las excavaciones dependerán de las posibilidades de la empresa, de la importancia de la obra, de las exigencias e imperativos impuestos por la propia mano de obra. El equipo que más se emplea en estos trabajos son: cargadores frontales, excavadoras, compresoras, perforadoras y camiones

Muchas veces los cajones de cimentación para edificios se prolongan hasta los linderos de la propiedad, cuando no existen construcciones vecinas que pudieran afectarse durante la excavación, el suelo ofrece buena estabilidad y la excavación no es muy profunda, la excavación puede hacerse sin ademe. En algunos casos será necesario emplear ademe en excavaciones no muy profundas, esto será a base de tabloncillos verticales que se hincan alrededor del límite de la excavación, se mantendrán cerca del fondo al avanzar la excavación, para darles mayor rigidez se le colocan largueros que a su vez serán soportados por puntales.

Cuando la profundidad de la excavación es mayor y existe agua, se hincan tablestacas de acero alrededor del límite de la excavación. Al ir extrayendo el suelo del lugar formado por las tablestacas, se insertan largueros y puntales, los largueros comúnmente son de acero y los puntales pueden ser de acero o de madera. Prosigue luego la excavación a un nivel inferior y se instala otro juego de largueros y puntales, y así sucesivamente continúa hasta que se llega a la profundidad de proyecto. Es aconsejable que las tablestacas se hincen varios metros abajo del fondo de la excavación para evitar los bufamientos locales, el pateo de la tablestaca y la infiltración de agua.

En algunos casos, puede exponerse una cara vertical de varios metros cuadrados de suelo sin peligro de que el terreno sufra colapso. Entonces, puede ser posible eliminar las tablestacas, para reemplazarlas con una serie de pilotes H colocados con una separación de 1 a 3 m. Estos pilotes se hincan con sus patines paralelos a los costados de la excavación, al quitar el suelo cercano a los pilotes, se insertan tablas para que funcionen como cuñas entre el suelo y el pilote.

Si el ancho del cajón es demasiado grande para que permita el uso económico de puntales a través de toda la excavación, pueden usarse puntales inclinados, siempre que existe el apoyo adecuado para ellos. En algunos casos es posible excavar la porción central del lugar a su máxima profundidad y colar parte de la cimentación. Después la parte terminada de la cimentación sirve de apoyo a los puntales inclinados.

Otra alternativa para estabilizar las paredes de la excavación, consiste en usar anclas o tirantes, para los cuales al ir excavando, sobre las paredes se hacen agujeros inclinados con una perforadora especial. Luego se coloca el refuerzo que va a trabajar a la tensión y se rellena de concreto la perforación, para darle mayor estabilidad a la pared se coloca malla

electrosoldada con una capa de concreto lanzado. De esta manera se procede hasta alcanzar la profundidad deseada.

En algunas ocasiones se emplean los muros colados in situ o muros Milán, los cuales se construyen en una zanja llena de lodo bentonítico que estabiliza las paredes de la zanja y permite la excavación sin necesidad del ademe. Las armaduras del refuerzo se bajan en el lodo que se desplaza con concreto colocado con trompa de elefante. Una vez que a fraguado el concreto se procede a excavar el lugar en que va a estar colocado el cajón.

Cuando la profundidad de la excavación sea mayor que la del nivel freático, se tendrá que prevenir un sistema de drenaje, para que permita la construcción de la cimentación en seco.

Para excavaciones profundas se pueden emplear los siguientes sistemas de control y abatimiento del nivel freático:

1. Utilizando un sistema de escalones, consiste en la instalación de varias hileras de pozos punta a distintos niveles. Estas hileras suelen colocarse en bermas dejadas expuestas en el talud de la excavación a cada 4.5 m de desnivel, los pozos punta son tubos perforados de longitud aproximada de 90 cm y de 38 mm de diámetro, dicho tubo tiene una extensión que lo conecta a un colector que con la ayuda de una bomba aspirante extraerá y conducirá el agua a otro lugar.

2. Utilizando el sistema de pozos profundos, consiste en instalar bombas sumergibles dentro del tubo ademe y filtro, cerca del fondo de los pozos, razón por la cual el diámetro de los mismos deberá ser suficientemente grande. Las bombas sumergibles serán montadas en ejes verticales y operadas eléctricamente desde la superficie. los espaciamientos entre pozos profundos varían normalmente entre 5 y 50 m, la profundidad dependerá del grado que se quiera abatir el nivel freático.

3. Abatimiento electrosmótico, consiste en instalar dos electrodos y se hace pasar una corriente eléctrica entre ellos, el agua del subsuelo emigra del polo positivo (ánodo) hacia el negativo (cátodo), el cátodo constituye un pozo filtro, en el cual el agua que llega es removida por bombeo. La instalación consiste en una serie de pozos de bombeo generalmente dispuestos en hilera, a manera de crear una pantalla de captación de flujo. La separación entre los pozos es variable, el diámetro es del orden de 20 cm y alcanzan una profundidad de hasta 15 ó 20 m. Dentro de cada pozo se instala un tubo de hierro, se rellena con arena y gravilla el espacio entre el tubo y la perforación. El agua que se acumula en los pozos cátodo, como consecuencia del flujo electrosmótico es eliminado por bombeo.

Una vez que la excavación está terminada y el flujo de agua controlado, se procede al armado y colado del cajón de cimentación.

En cuanto a la construcción de los pilotes existe una gran variedad de tamaños, formas y materiales que pueden adaptarse a diversas circunstancias. Desde el punto de vista de materiales, los podemos tener de madera, acero y concreto.

Los pilotes de madera actualmente son usados muy poco, debido a que tienen limitaciones en cuanto a las dimensiones y esfuerzos de trabajo, los pilotes de madera por lo general son de sección circular, su longitud está limitada por la altura de los árboles (12 a 18 m), el hincado se hace por medio de una piloteadora, cuando se tienen suelos medianamente resistentes a los pilotes de madera se les coloca un regatón de acero en su punta. Se debe controlar el número de golpes del martillo para no dañar al pilote. Aunque los pilotes de madera pueden durar indefinidamente cuando están rodeados por suelos saturados. Para

proteger al pilote de madera debido a los cambios de humedad se le puede colocar resinas que ayudan a disminuir los efectos del interperismo.

Los pilotes de concreto pueden dividirse en dos categorías principales, colados en el lugar y precolados. Los colados en el lugar pueden subdividirse en pilotes con ademe y sin ademe.

El concreto de un pilote con ademe se cuela dentro de un molde, que usualmente consiste en un forro de metal o tubo delgado, deben tener la resistencia suficiente para que no sufra colapso bajo la presión del terreno que lo rodea antes de que se llene de concreto. Los forros muy delgados y los tubos no pueden hincarse sin estar soportados en el interior por un mandril.

Para pilotes de concreto sin ademe tenemos el tipo Franki, el cual, se deja caer directamente un martinete de gravedad en una masa de concreto en la parte inferior del tubo hincado; el rozamiento entre el concreto y el tubo, hinca el tubo en el terreno. Cuando se ha alcanzado la profundidad necesaria, se levanta ligeramente el tubo de hincado y se sostiene para que no penetre más, en tanto que el martillo sigue golpeando para que el concreto penetre en el suelo y forme un pedestal. Luego se saca el tubo progresivamente mientras se inyectan cantidades adicionales de concreto, compactándolo para ir formando el fuste del pilote, que presenta una superficie exterior áspera donde queda en contacto con el suelo. La variante con ademe, se forma de la misma manera hasta que se crea el pedestal. Luego se inserta un forro de acero corrugado en el tubo para hincar, se coloca un tapón de concreto en el fondo del forro, sobre el pedestal y se hinca para que lo arrastre al fondo dentro de la parte superior del pedestal aun sin fraguar. Se saca el tubo para hincar y el resto del forro se llena de concreto.

La instalación de pilotes colándolos en perforaciones previas es semejante al proceso constructivo de las pilas, que ya se trato anteriormente.

Los pilotes de concreto precolados se fabrican de muchas formas. Estos pilotes debe reforzarse para soportar el manejo hasta que están listos para hincarse y además deben reforzarse para soportar los esfuerzos de hincado. El hincado de estos pilotes es comúnmente por medio de un martinete, ocasionalmente se emplean generadores de fuerzas vibratorias. Las piloteadoras están equipadas con martillos que caen desde el extremo superior de las guías a la cabeza del pilote, el martillo puede ser de caída libre o martillo de impacto (vapor o diesel).

Cuando los pilotes precolados se hincan através de arcillas plásticas saturadas, desalojan un volumen de suelo que puede ser igual al de los pilotes. Este desalojamiento usualmente produce una elevación del terreno que puede levantar las estructuras adyacentes o a los mismos pilotes ya hincados. Para evitar este tipo de problemas es conveniente hacer perforaciones previas con una herramienta cortadora o con una máquina rotatoria combinada con chiflones de agua que transforman la arcilla en la que va a hincarse el pilote.

Se utilizan mucho como pilotes los tubos de acero, que usualmente se llenan de concreto después de hincarlos. Para el hincado de los pilotes de acero se emplean las piloteadoras de martillo. El diámetro de los pilotes de tubo varia usualmente de 25 a 75 cm , con espesores de 2.5 mm . Los pilotes se pueden hincar con el extremo abierto, una vez que el pilote se ha hincado a la profundidad deseada se debe limpiar su interior, para posteriormente llenarlo de concreto y vibrarlo. Los pilotes de acero están sujetos a la corrosión, para prevenir esto se le coloca una capa de resinas epóxicas que son efectivas y no se dañan con facilidad con el hincado.

PROCESO CONSTRUCTIVO DE PILAS

El método más usado para la construcción de pilas, es el de colado en sitio excavando un pozo hasta el nivel de desplante de la pila, para posteriormente introducir el armado de la pila y por último colar y vibrar el elemento.

Usualmente durante la excavación, las paredes de la perforación deben adermarse para evitar derrumbes antes del colado del elemento. Estas perforaciones se dicen ademadas, el ademe puede ser forro metálico en forma de cilindro o de tablestacas. Algunas veces se estabiliza la perforación por medio de un líquido espeso llamado lodo bentonítico.

Si la superficie del terreno está debajo del agua, la estructura que encierra el terreno que va a ocupar la pila se llama ataguía. Bajo la protección de la ataguía se hace la excavación hasta el nivel deseado y se construye la pila.

Para las pilas que se construyen con perforaciones ademadas, el método más empleado es el de Chicago. Es particularmente adecuado para arcillas sin inclusiones de agua. En el método Chicago, se hace una perforación circular a mano que dependerá del diámetro que vaya a tener la pila, con una profundidad que varía de 0.5 a 2 m, lo cual depende de la consistencia de la arcilla. Se ademan luego las paredes del agujero con tablas verticales, conocidas como forros. El forro se mantiene en su sitio por medio de dos anillos de acero. Luego se continúa la excavación, hasta que se instalan otras tablas de forro y anillos. Cuando el agujero llega al estrato en el que se van a apoyar las pilas, puede ampliarse el fondo o acampanarse para aumentar el área de apoyo. Los anillos y las tablas del forro se dejan en su lugar cuando el agujero se llena de concreto.

En la actualidad, la mayor parte de las pilas que pasan a través o penetran en suelos cohesivos, se excavan por medio de máquinas montadas en camiones o en orugas, equipadas con barrenas rotatorias o cangilones provistos de cuchillas. Por medio de este procedimiento se han hecho agujeros de 0.3 a 3.5 m de diámetro, a profundidades que sobrepasan los 30 m. Cuando las perforaciones se llenan directamente de concreto se llaman pilas coladas en el lugar.

Si las condiciones del subsuelo son tan desfavorables que no permiten la instalación de cimientos por cualquier de los métodos antes mencionados, pueden instalarse tubos de acero de gran diámetro, por un procedimiento en que se combinan los métodos de hincado de pilotes y las excavaciones abiertas. Los tubos se hincan con los extremos abiertos, unos cuantos metros cada vez y se limpian por medio de chorros de aire, agua o herramientas con cables semejantes a las que se usan en la perforación por percusión. Estas perforaciones casi siempre se llevan hasta la roca. Comúnmente se continúa en ella por percusión o por rotación, antes de limpiar finalmente el agujero y llenarlo de concreto.

Cuando se van a construir en agua las pilas y la profundidad no excede de 2 ó 3 m, pueden construirse ataguías hechas de tablestacas de madera, las tablestacas pueden ser de varias formas, se hincan alrededor del área en que se va a extraer el agua y se apuntalan cerca del nivel del agua por medio de largueros y puntales. Las partes inferiores de las tablestacas se apoyan en el suelo en el que se hincan.

Para mayores profundidades, se emplean tablestacas de acero. Las tablestacas se hincan hasta que sus extremos inferiores se encajan y se sellan, en el suelo inferior. Ordinariamente

se prolongan cuando menos a toda la profundidad que va a tener la pila. Antes de checar el agua de la ataguía, se instala un conjunto de puntales, precisamente arriba del nivel del agua. Luego se hace descender dicho nivel hasta que llegue al correspondiente a otro conjunto de puntales. Se continúan los descensos sucesivos del nivel del agua y la instalación de puntales hasta que se agote el agua, después, el resto de la excavación se hace completamente en seco.

Si la profundidad de la ataguía llega a ser muy grande, puede resultar impracticable abatir el nivel del agua lo suficiente sin riesgo de provocar falla de fondo. Mediante dragado pueden hacerse excavaciones más profundas bajo el agua. En este caso se cuela en el fondo un tapón de concreto lo suficientemente pesado como para resistir la subpresión antes de desaguar la ataguía.

Cuando los pozos se mantienen abiertos y permanecen secos hasta que se a terminado de colar el concreto, la pila se puede construir rápidamente y con un costo aceptable. De otra manera deben tomarse medidas para mantenerla abierta.

El uso de lodos bentoníticos en la construcción de pilas es un factor de suma importancia, ya que, nos permite estabilizar las paredes de la perforación y además impide la entrada de agua y de los materiales adyacentes.

Cuando se tienen suelos cohesivos combinados con suelos sin cohesión sumergidos, que se derrumbarían. La perforación se hace en seco hasta la zona de derrumbes. Antes de penetrar en esa zona, se llena de bentonita y agua, en tales proporciones, que se forme un líquido espeso, viscoso, que se mezcla haciendo girar la barrena, subiéndola y bajándola simultáneamente. Cuando el líquido adquiere la consistencia adecuada, se atraviesa la zona sin cohesión. El lodo estabiliza las paredes del agujero, impidiendo la entrada del agua subterránea. Al ir profundizando el agujero, se añade lodo para mantener su superficie cerca del nivel del terreno. Cuando se ha pasado el manto que se derrumba, se inserta un ademe.

No deben intentarse formar campanas para la ampliación de la base de las pilas, a menos que el suelo sea lo suficientemente cohesivo para permitir que el techo no se desplome durante el tiempo entre la excavación, limpieza del fondo y colado de la pila.

Las campanas pueden excavar a mano, como en el método Chicago, pero generalmente se forman conectando un cucharón especial a la cabeza giratoria, en lugar de la barrena helicoidal. El cucharón consta de un cilindro con dos cuchillas articuladas en el extremo superior, que se cierran dentro del cilindro cuando se hace descender el cucharón por la perforación. Cuando el cucharón llega al fondo de la perforación, se sacan las hojas por unas ranuras verticales del mismo; se hace girar el cucharón y el suelo que cortan las cuchillas cae dentro de él. Después de unas cuantas revoluciones, las cuchillas se retraen y el cucharón se eleva y se vacía. El procedimiento se repite tantas veces como sea necesario. Si la campana se derrumba, la perforación deberá profundizarse a un nivel en el que se pueda formar otra.

Cuando las pilas se cuelean en seco, nunca se deja caer libremente el concreto desde la superficie del terreno. Ya que, ocurre una segregación perjudicial del cemento y el agregado, si el concreto cae contra los lados de la excavación; por lo tanto si es de diámetro pequeño, usualmente se coloca un tubo vertical corto como guía en el centro de la perforación donde se introduce el concreto una vez colocado el refuerzo. Usualmente solo se requiere vibrar en los 2 ó 3 m superiores de la perforación.

Si las filtraciones son demasiado grandes para que se pueda colar en seco, puede permitirse que el nivel del agua suba libremente hasta que llegue al equilibrio, siempre que el agua no transporte una cantidad perjudicial de material suelto a la perforación.

Después de que se han tapado las filtraciones, el concreto puede colarse con trompa de elefante (Tremie), que es una especie de embudo largo, cuyo extremo debe quedar inicialmente a una distancia no mayor de 30 cm del fondo de la perforación. El embudo se va subiendo conforme se va colando el concreto, pero su extremo debe permanecer siempre 30 cm dentro del mismo.

Debido a que los detalles de construcción tienen una influencia decisiva en el comportamiento de las pilas coladas sin molde, el ingeniero debe asegurarse que los cuerpos de las pilas estén dentro de las tolerancias de verticalidad y de dimensiones, que en las paredes de la perforación no se tengan derrumbes, que el fondo antes del colado esté limpio, que la campana esté correctamente formada.

Durante la perforación, debe comprobarse continuamente la consistencia del lodo. Para la inspección de la campana se deben tomar medidas adecuadas en cuanto a la seguridad de la persona que hara la inspección, ya que, frecuentemente se acumulan en el fondo de las perforaciones gases explosivos o venenosos, por lo que se deben tener los medios para descubrirlos y la ventilación adecuada.

PROCESO CONSTRUCTIVO DE CILINDROS HUECOS

Los cilindros huecos, usualmente se hincan por dragado. Por lo tanto, deben estar provistos de varios pozos, por los cuales pueda hacerse el dragado. Los pozos deben ser lo suficientemente grandes como para permitir el fácil paso de los cucharones para excavar. En cilindros pequeños se usa un solo pozo central. En cilindros grandes se emplean varios pozos.

El peso de los cilindros debe ser siempre suficiente para contrarrestar la fricción lateral contra la estructura. En algunos casos, deben añadirse cargas y usarse chiflones para obligar a bajar el cilindro.

Conforme se va hundiendo el cilindro, se coloca el acero de refuerzo, procediéndose al colado y vibrado del concreto; una vez fraguado y descimbrada la sección se excava por el hueco interior del cilindro, provocando con ello la falla del material donde se apoya y permitiéndole bajar aprovechando su peso propio, hasta que el brocal de la parte colada queda un poco arriba del nivel del terreno natural con objeto de permitir trabajar cómodamente en el armado, cimbrado y colado del siguiente tramo.

Repetiéndose este mismo proceso hasta llegar a la profundidad prevista para su desplante. Cuando se está hincando el cilindro se debe cuidar su verticalidad por lo cual el dragado debe hacerse lo más uniforme posible.

Dadas las diferentes calidades del material del subsuelo, se podran requerir una serie de maniobras auxiliares, así como, equipo adicional tales como arietes, chiflones, equipo de buceo, lastres, etc.

Una vez que el cilindro se encuentra a la profundidad de proyecto, se procede a limpiar el fondo con un cucharón de almeja u otro equipo, una vez limpio el fondo se procede a colar el tapón inferior, el espesor del tapón puede variar según las características del proyecto, por lo general el espesor del tapón es de 2 m. Cuando el colado se realiza bajo agua, es

necesario el empleo de tubos "Tremie" o trompa de elefante. El concreto se deja reposar durante siete días por lo menos para darle tiempo de fraguar y después se desagua si es que existe esta por medio de botes accionados por dragas para retirar el material contaminado y poder llevar a cabo una inspección. Una vez aprobado e inspeccionado el cilindro se procede al colado del tapón superior.

El éxito ó fracaso de una cimentación, está directamente relacionado con los factores que se tomaron como base para la selección del tipo de cimentación; propiedades mecánicas del suelo, cargas estimadas y construcción de la cimentación.

Se debe proveer un margen adecuado pero no excesivo de seguridad contra la falla de capacidad de carga y mantener los asentamientos dentro de los límites tolerables y realistas.

Para tener éxito se debe estar bien apoyado en la teoría, para poder resolver las demandas de problemas presentes y futuros, el conocimiento de las propiedades del suelo deben perfeccionarse para permitir el entendimiento del comportamiento del suelo bajo condiciones más realistas. Esto incluye al laboratorio que es el que determina dichas propiedades, así como a la exploración y la obtención de muestras.

Las cargas deben ser estimadas lo más realistas posible, ya que una sobrestimación repercutiría en una cimentación costosa y una subestimación se reflejaría en la falla de la cimentación.

El buen comportamiento de una cimentación depende en gran medida de su construcción. La selección correcta del procedimiento y equipo de construcción, una buena mano de obra y un control estricto de todo el proceso de construcción, son factores importantes en los cuales hay que tener un cuidado especial para seleccionar el más adecuado.

La elección, análisis y solución de cada uno de los problemas debe considerar tanto el comportamiento individual de la obra en cuestión, como su influencia en el comportamiento del conjunto, principalmente en las estructuras e instalaciones inmediatas, incluyendo la de las colindancias del predio.

BIBLIOGRAFÍA

- Enrique Tamez, Enrique Santoyo, Federico Mooser , Carlos E. Gutierrez
" Manual de Diseño Geotécnico "
Edita Comisión de Vialidad y Transporte Urbano
Ciudad de México, 1987
- Eulalio Juárez Badillo, Alfonso Rico Rodríguez
" Teoría y Aplicación de la Mecánica de Suelos "
Editorial Limusa
Ciudad de México, 1980
Segunda edición
- Leonardo Zeevaert
" Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions "
Van Nostrand Reinhold Company
New York, 1973
- M J Tomlinson
" Foundation Design and Construction "
Longman Scientific Technical
Singapore, 1988
Fifth Edition
- Ralph B. Peck, Walter E. Hanson, Thomas H. Thornburn
" Ingeniería de Cimentaciones "
Editorial Limusa
Ciudad de México, 1990
Segunda edición

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA