

20  
76



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

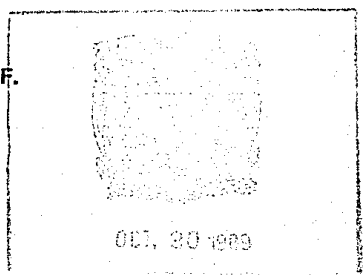
**PRINCIPALES TIPOS DE CIMENTACIONES PARA  
EDIFICIOS Y SU PROCEDIMIENTO  
CONSTRUCTIVO**

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
**I N G E N I E R O C I V I L**  
P R E S E N T A :  
**ALEJANDRO HERNANDEZ ESCOTO**

MEXICO, D. F.

1989

**FALLA DE ORIGEN**





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

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

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

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

# I N D I C E

CAPITULO 1.-INTRODUCCION 1

CAPITULO 2.-ESTUDIOS PREVIOS

2.1.-Clasificación de los suelos	6
2.2.-Exploración del subsuelo	14
2.3.-Análisis de capacidad de carga	22
2.4.-Compresibilidad de los suelos	32

CAPITULO 3.-CLASIFICACION DE CIMENTACIONES

3.1.-Cimentaciones superficiales	41
A.-Zapatas aisladas	41
B.-Zapatas corridas	43
C.-Losas	45
3.2.-Cimentaciones profundas	45
3.2.1.-Según como transmiten las cargas al subsuelo	49
A.-Pilotes de Punta	49
B.-Pilotes de punta con empotramiento	51
C.-Pilotes de fricción	51
D.-Pilotes de punta-fricción	51
E.-Pilotes de anclaje	54
F.-Pilotes con carga horizontal	54
G.-Pilotes inclinados bajo cargas horizontales	57
3.2.2.-Según el material con el que están fabricados	57
A.-Pilotes de concreto (prefabrica dos y colados in situ)	57
B.-Pilotes de acero	63

C.-Pilotes mixtos de concreto y acero	66
D.-Pilotes de madera	66
3.2.3.--Según su procedimiento constructivo	68
3.3.-Pilas	68
3.4.-Cilindros	71
3.5.-Cimentaciones combinadas	72
3.5.1.-Cajones	72
3.5.2.-Especiales	73
A.-Compensación parcial más pilotes de fricción	73
B.-Compensación parcial más pilotes de punta	76
C.-Pilotes entrelazados	80

#### CAPITULO 4.-PROCESO CONSTRUCTIVO

4.1.-Preparación del lugar	86
A.-Carreteras temporales	86
B.-Drenaje del lugar de construcción	87
4.2.-Preparación del lugar en áreas urbanas	88
A.-Trazo	89
B.-Nivelación	89
4.3.-Excavaciones	90
4.3.1.-Clasificación de excavaciones	91
4.3.2.-Excavaciones voluminosas	92
4.3.3.-Excavaciones con talud	99
4.3.4.-Excavaciones ademadas	101
A.-Excavaciones poco profundas	103

B.-Excavaciones profundas	106
4.4.-Estabilidad del fondo de la excavación	116
4.5.-Control de filtraciones	118
4.5.1.-Métodos de drenaje	122
A.-Zanjas colectoras	122
B.-Pozos de punta	124
C.-Pozos profundos	128
D.-Electrosmósis	129
4.5.2.-Métodos de impermeabilización	131
A.-Inyección de lechada	131
B.-Inyección de arcilla	132
C.-Inyección de productos químicos	132
D.-Proceso de congelación	133
E.-Tablaestaca	133
4.6.-El concreto y sus elementos - constructivos para cimentaciones	134
4.6.1.-Requisitos para el concreto	137
4.6.2.-Refuerzo	140
4.7.-Cimbras para cimentaciones de concreto	142
4.8.-Procedimiento de construcción de pilas	144
4.8.1.-Equipo	144
A.-Grúas	144
B.-Perforadoras	147
C.-Excavadoras de almeja	149

D.-Vibrohincadores	150
E.-Herramientas para pilas	151
4.8.2.-Perforación	152
4.8.3.-Acero de refuerzo	160
4.8.3.1.-Traslapes	160
4.8.3.2.-Ganchos y dobleces	161
4.8.3.3.-Recubrimientos y espaciamientos	161
4.8.4.-Concreto	163
4.8.5.-Colado de concreto	164
4.9.-Construcción de pilotes	167
4.9.1.-Pilotes de concreto precolados	167
4.9.1.1.-Equipo	167
A.-Martillos	168
B.-Herramientas para pilotes	169
4.9.2.-Perforación guía	172
4.9.3.-Fabricación de pilotes de concreto	172
4.9.4.-Hincado	180
4.9.5.-Prevención de daños ocasionados por el pilote durante su hincado.	181
4.9.6.-Pilotes de concreto presforzados	183
4.9.7.-Pilotes de acero	186
4.10.-Daños a Estructuras Vecinas	187

ANEXO 4.1.--Clasificación de pilotes según su procedimiento - constructivo.	191
4.A.1.--Con desplazamiento	192
A.--Pilotes hincados a percusión	192
B.--Pilotes hincados a presión	194
C.--Pilotes hincados con vibración	194
4.A.2.--Con poco desplazamiento	196
A.--Pilotes hincados con perforación previa	196
B.--Pilotes hincados con chiflón	197
C.--Pilotes de área transversal pequeña	198
4.A.3.--Sin desplazamiento	198
A.--Pilotes y pilas de concreto colados en el lugar	198
CAPITULO 5.--CONCLUSIONES	199
BIBLIOGRAFIA	203

## **I.- INTRODUCCION**



## 1.-INTRODUCCION

Es evidente que para que una estructura ofrezca seguridad y trabaje correctamente, ha de llevar una cimentación adecuada. La organización de los elementos básicos de una cimentación y el estudio de cada una de sus partes suele a veces exigir del ingeniero mayor destreza y mejor criterio que el que normalmente necesita para redactar el proyecto. La construcción de una cimentación es, a veces, el trabajo más difícil de todos los que se presentan al realizar una obra.

La responsabilidad del buen funcionamiento de una cimentación recae sobre el que la estudia y proyecta. El constructor podrá tener dificultades para realizar lo que figura en los planos, pero no es responsable del mal criterio que se haya seguido para concebir y diseñar el proyecto. También quienes proyectan la estructura han de enfrentarse con problemas llenos de dudas y deben tomar decisiones vitales. La naturaleza ha dispuesto los materiales en el sitio en que se encuentran de una forma caprichosa. Es difícil averiguar cual será el comportamiento de estos materiales cuando sean sometidos a la acción de las cargas; las aguas pueden arrastrar el terreno o inundar la estructura, la masa de hielo en movimiento o vendavales pueden ejercer presiones de magnitud desconocida; las heladas pueden dar origen a levantamientos y a hundimientos. Igualmente la intervención de la mano del hombre puede agravar las dificultades y así es posible tropezar con un montón de escombros enterrados, con una vieja alcantarilla que atraviesa el lugar de ubicación bajo la superficie del terreno, o bien, encontrarse con que una parte del terreno está formado por materiales de relleno dudoso.

El ingeniero ante estas situaciones, lo que tiene que hacer; es obtener toda la información posible acerca de los problemas con que se enfrenta, determinar los procedi-

mientos que puede seguir, estudiar distintas variantes que pueda utilizar para soportar la estructura, prever la influencia probable de estas variantes, decidir sobre la viabilidad relativa de la construcción y aconsejar lo que él considere como mejor.

Así pues, las decisiones importantes deben estar fundadas en el buen criterio y sentido del ingeniero.

Al plantear y desarrollar un proyecto de una cimentación, debemos entender que es lo que se entiende por cada uno de estos conceptos.

-Plantear un proyecto es determinar si éste vale la pena de ser o no realizado, establecer cuales han de ser sus proporciones generales, acomodarlo de acuerdo con lo que exista a su alrededor, decir los requisitos que ha de cumplir para que sirva convenientemente, al fin para el que va destinado y decidir los materiales que habrán de emplearse en su construcción.

-Desarrollar un proyecto es el paso siguiente para perfeccionar el planteamiento. Esto es, determinar el esquema del entramado, elegir la disposición y tipos de elementos que componen la estructura, tomar sus dimensiones a escala para comprobar que el esquema es factible, decidir en que van a consistir todos los elementos secundarios que se prevean y acabar el trazado para asegurarse de que la estructura quede bien adaptada al proyecto. Las decisiones fundamentales sobre el proyecto se toman mientras se plantea y desarrolla. Si en estas decisiones se ha seguido un mal criterio, poco se puede remediar con afinar en las cosas poco importantes y detallar cálculo de tamaños y dimensiones. A veces se dice desarrollar un proyecto para indicar todos los trabajos de gabinete necesarios para su redacción por contraste con los trabajos de campo que se requieren para realizar dicho proyecto.

La palabra cimiento puede significar:

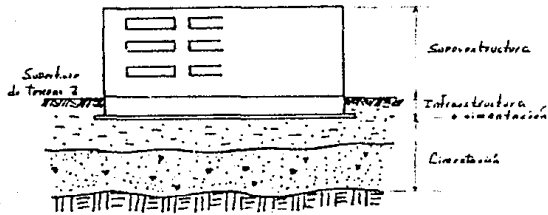
1) El terreno o roca in situ, sobre el que se transmiten las

fuerzas originadas por el peso propio de la estructura y sobrecargas que posteriormente actuarán sobre la misma, 2) El conjunto total de las partes estructurales de la infraestructura por intermedio de las cuales se transmiten al terreno o roca que las soporta, el peso propio de la superestructura y la fuerza debidas a las cargas que actúan sobre ella, o 3) La combinación de los dos conceptos anteriores.

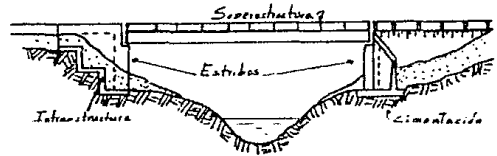
No se puede determinar con claridad, cuál es la línea de separación entre la superestructura y la infraestructura. Corrientemente se suelen definir dichas partes de la estructura, de acuerdo con la figura 1.1., de la forma siguiente:

1.-Superestructura, es la parte de la estructura que se constituye con el fin principal de ser utilizada por el hombre sin preocuparse de como será soportada. Por ejemplo, en el croquis (a), el propietario desea tener un edificio de dimensiones dadas para usos específicos; en el (b) y (c) quiere un puente que le permita cruzar el río; en el (d) piensa disponer de una carretera para paso de vehículos sin interrumpir el curso del agua de un arroyo. En general, estas superestructuras tienen ya su forma peculiar según el uso para el que van a ser destinadas, aunque las circunstancias locales, de muy diversa índole, pueden limitar los deseos de uno en relación con lo que pretende, si los objetivos se han de alcanzar con seguridad y economía.

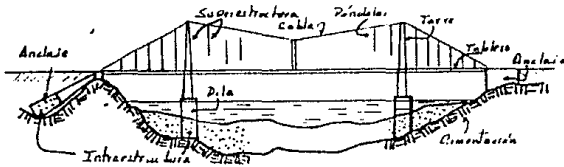
2.-Infraestructura, es la parte de una estructura que es necesaria para apoyar la superestructura en su emplazamiento y transmitir al terreno todas las fuerzas a que da origen dicha superestructura; la denominación se utiliza cualquiera que sea el material de sustentación. Así en el croquis (a), las zapatas y muros de cimientos reparten las fuerzas al terreno; en el (b), los estribos transmiten las reacciones del puente a la roca; en (c), las pilas y



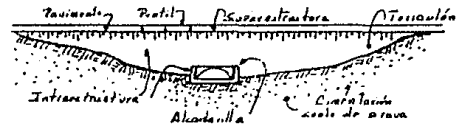
(a). EDIFICIO DE VARIAS PLANTAS



(L7). PUNTEO PUENTE DE VIAS RECTAS



(L). PUENTE COLGANTE



(d). TARDA DLEN DE CARRETERA

FIG. I.I. SUPERESTRUCTURAS, INFRAESTRUCTURAS Y CIMIENTACIONES.

anclaje mantienen al puente en su sitio, aún cuando los anclajes deben resistir solamente el deslizamiento y el empuje hacia arriba de los cables; en (d), el terraplén y su alcantarilla con sus zapatas, transmiten las cargas a la gravera. Un refinamiento para distinguir entre superestructura e infraestructura es cosa que no tiene importancia; sin embargo, lo que sí tiene gran importancia son los conceptos claros para plantear cada una de estas estructuras, prever la forma de construirlas, su funcionamiento y modo de comportarse la cimentación.

Al igual que en la estructura, un buen diseño de la cimentación requiere satisfacer requisitos de funcionamiento, seguridad y economía.

Para alcanzar tales requisitos, se analizan las fases principales que intervienen en la solución de un problema de cimentación de una estructura, como son:

-Estudios previos. Para poder determinar el tipo de cimentación requerido y la forma de construirla, será necesario conocer el terreno que servirá de apoyo.

-Clasificación de cimentaciones (selección). Con base al conocimiento de las diferentes características del suelo y conociendo también las de la estructura que se apoyará sobre él, se procede a seleccionar el tipo de cimentación más conveniente.

-Diseño Estructural. Dimensionamiento de los diferentes miembros estructurales de la cimentación.

-Procedimientos de Construcción. Cuando el diseño estructural de la cimentación ha sido concluido, se procede a elegir el procedimiento constructivo más adecuado.

## **2.- ESTUDIOS PREVIOS**

## 2.-ESTUDIOS PREVIOS

Entre las principales dificultades con que se tropieza quien se dedica al cálculo, como a la construcción de cimentaciones, es la de recabar datos que en primer lugar sirvan principalmente para el diseño y la selección del tipo de cimentación adecuada para la estructura que va a soportar, ya que no serán los mismos para un edificio que para estructuras mayores tales como: puentes y presas, además todos estos datos servirán para hacer recomendaciones al constructor durante el proceso constructivo.

### 2.1.-CLASIFICACION DE LOS SUELOS.

De una manera general, se ha encontrado que en los suelos y en menor grado las rocas, pueden clasificarse en grupos dentro de los cuales, las propiedades mecánicas sean algo parecidas. Consecuentemente, la correcta clasificación de los materiales del subsuelo es un paso importante para cualquier trabajo de cimentación porque proporciona los primeros datos sobre las experiencias que pueden anticiparse durante y después de la construcción.

El detalle con que se describen, se prueban y valoran las muestras, depende de la importancia de la obra, de consideraciones económicas y del tipo de suelo. Las muestras deben describirse primero sobre la base de una inspección ocular y de ciertas pruebas sencillas que pueden ejecutarse tanto en el campo como en el laboratorio, y así poder clasificar el material en uno o varios grupos principales. Después, si es necesario, pueden realizarse pruebas de laboratorio que nos permitan comprobar, además de su clasificación original, sus propiedades ingenieriles.

Entre los diversos estudios tendientes a encontrar un sistema de clasificación que satisfaga los distintos campos de aplicación de la mecánica de suelos, destacan los efectuados por el Dr. A. Casagrande en la Universidad

de Harvard, los cuales cristalizaron en el conocido Sistema de Clasificación de Aeropuertos, así llamado debido a que estaba orientado a aquel tipo de obras, este sistema ha sido ligeramente modificado para constituir el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). El Sistema de Clasificación de Aeropuertos, reconoce que las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos constituidos por partículas menores que la malla N° 200, pueden deducirse cualitativamente a partir de sus características de plasticidad. En cuanto a los suelos formados por partículas mayores que la malla mencionada, el criterio básico de clasificación es aún el granulométrico que, aunque no es lo determinante para el comportamiento de un material, si puede usarse como base de clasificación en los materiales granulares.

El sistema divide a los suelos en dos grandes fracciones:

-Gruesa.-Partículas mayores que la malla N° 200 (0.074 mm) y menores que la malla de 3" (7.62 cm).

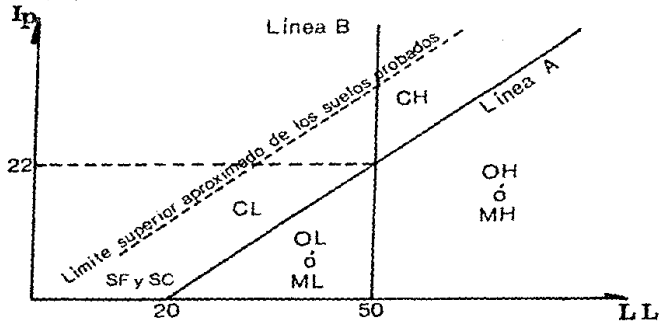
-Fina.-Partículas que pasan la malla N° 200.

La fracción gruesa se subdivide en gravas y arenas, teniendo de frontera la malla N° 4 (4.76 mm). Subdivisiones subsecuentes de esta fracción, toman en cuenta el contenido y la naturaleza de los finos, así como características de graduación.

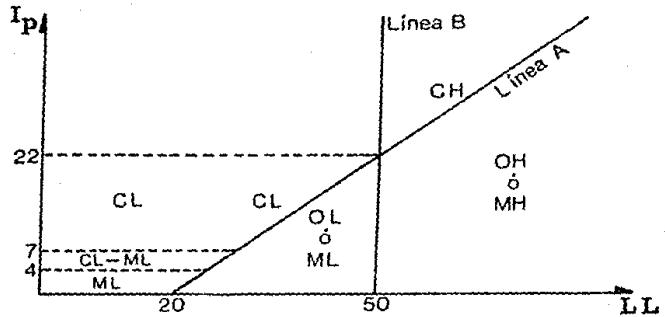
Subdivisión de la fracción fina.

En el Sistema de Clasificación de aeropuertos se usó la carta de plasticidad mostrada en la fig. 2.1. El principal uso de la carta de plasticidad está en situar en ella un suelo desconocido, por medio del cálculo de los parámetros que definen su plasticidad; la colocación del suelo en uno de los grupos definidos indicará que participa del conjunto de propiedades mecánicas e hidráulicas características de ese grupo; así, y más si se cuenta con cierta dosis de experiencia, se tiene un modo simple, rápido y económico de adquirir valiosa información básica sobre





ANTERIOR



ACTUAL

FIG. 2.1. CARTA DE PLASTICIDAD, COMO SE USO EN EL SISTEMA DE AEROPUERTOS Y TAL COMO SE USA ACTUALMENTE.

el suelo en cuestión.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos permite conocer, en forma cualitativa, las propiedades mecánica e hidráulica del suelo clasificándolo mediante criterios de tipo granulométrico (suelos gruesos) y características de plasticidad (suelos finos).

El SUCS divide a los suelos en gruesos y finos, distinguiendo ambos por el cribado de la malla N° 200 (0.074 mm); los suelos gruesos tienen partículas mayores que dicha malla y los finos menores. Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas y fino si más de la mitad de sus partículas en peso son finas.

Pero a la vez, un suelo grueso o fino se subdivide en:

- a) Suelo grueso.- Si más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla 4, el suelo es grava. Si más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla 4, es arena.

En caso de no contarse con la malla 4, visualmente puede considerarse 1/2 cm como equivalente a la abertura de la malla 4.

Las gravas y arenas se subdividen en cuatro tipos:

- 1) GW y SW (material limpio de finos, bien graduado).
- 2) GP y SP (material limpio de finos, mal graduado).
- 3) GM y SM (material con cantidad apreciable de finos no plásticos).
- 4) GC y SC (Material con cantidad apreciable de finos plásticos).

b) Suelo Fino.- Tendremos las siguientes divisiones:

- 1) Limos inorgánicos (M).
- 2) Arcillas inorgánicas (C).
- 3) Limos y arcillas orgánicas (O).

Cada uno de estos tres tipos de suelos se subdividen, según su límite líquido, en dos grupos: si es menor de 50% el suelo es de alta compresibilidad. Obteniéndose por esta combinación los grupos:

ML, CL y OL (Suelos de compresibilidad baja).

MH, CH y OH (Suelos de compresibilidad alta).

Los suelos finos de baja y alta compresibilidad también se pueden clasificar en función de su Resistencia en Estado Seco, Dilatancia y Tenacidad en Limos, Arcillas y Suelos orgánicos.

Los suelos altamente orgánicos, usualmente fibrosos, tales como turbas y suelos pantanosos, extremadamente compresibles, forman un grupo independiente de símbolo (Pt). En la fig. 2.2, se muestra un resumen de clasificación de suelos.

El SUCS no se concreta a ubicar el material dentro de uno de los grupos mencionados, sino que abarca además, una descripción del mismo, tanto alterado como inalterado. Esta descripción puede jugar un papel importante en la formación de un sano criterio técnico y, en ocasiones, puede resultar de fundamental importancia para poner de manifiesto características que escapan a la mecánica de las pruebas que se realizan.

Por otra parte, el terreno también exige ser clasificado en función de la dificultad del manejo del material durante la excavación.

El manejo del material del terreno depende de su comportamiento mecánico, fundamentalmente de su resistencia. En México, es común aceptar la clasificación que divide al material en:

- Tipo "A" o "I" "Suelo"
- Tipo "B" o "II" "Intermedio"
- Tipo "C" o "III" "Roca"

Material A.- Es el poco o nada cementado, que puede ser manejado eficientemente sin ayuda de maquinaria, aunque ésta se utiliza para obtener mayores rendimientos. Se considera como material A, a los suelos agrícolas, limos y cualquier material blando o suelto con partículas hasta de 7.5 cm.

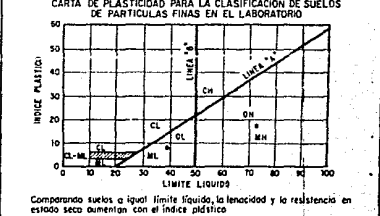


# SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (SUC)

INCLUYENDO IDENTIFICACION Y DESCRIPCION

PRINCIPALES TIPOS	PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO (Se incluyen los porcentajes mayores de 7.6 cm (3/4") y se basan los fracciones en pesos estimados.)	SIMBOLOS (DEL GRUPO) (*)	NOMBRES TIPICOS	INFORMACION NECESARIA PARA LA DESCRIPCION DE LOS SUELOS	CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO											
<b>SUELOS DE PARTICULAS GROSAS</b> Más de la mitad del material es retenido en la malla No. 200 (75 micras) y los pedruzcos vibran a temper. raso. (Para clasificación usual puede usarse y es retenido en la malla No. 4) (Para clasificación usual puede usarse y es retenido en la malla No. 4)	<b>ARENAS CON FINOS</b> (Para análisis de arena y finos)	GW GP GM GC	Arenas bien graduadas, medias de grava y arena, con pocas finas o ninguna Arenas mal graduadas, medias de grava y arena, con pocas finas o ninguna Arenas limosas, medias de grava, arena y limo Arenas arcillosas, medias de grava, arena y arcilla	Dése el nombre típico, indiquense los porcentajes consumados de grava y arena, tamaño máximo, angulosidad, características de la superficie y duras de los particulos gruesos, nombre local y geológico, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis.  Para los suelos mal graduados, agréguese información sobre estructura, consistencia, condiciones de humedad y características de drenaje.	Coeficiente de uniformidad (C <sub>u</sub> ), Coeficiente de curvatura (C <sub>c</sub> ) $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}, \text{ mayor de } 4; C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}}, \text{ entre } 1 \text{ y } 3$ No satisfacen todos los requisitos de graduación para GW											
						<b>ARENAS CON FINOS</b> (Para análisis de arena y finos)	SW SP SM SC	Arenas bien graduadas, arenas con grava, con pocas finas o ninguna Arenas mal graduadas, arenas con grava, con pocas finas o ninguna Arenas limosas, medias de arena y limo Arenas arcillosas, medias de arena y arcilla	Dése el nombre típico, indiquense los porcentajes consumados de grava y arena, tamaño máximo, angulosidad, características de la superficie y duras de los particulos gruesos, nombre local y geológico, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis.  Para los suelos mal graduados, agréguese información sobre estructura, consistencia, condiciones de humedad y características de drenaje.	No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW						
											<b>SUELOS DE PARTICULAS FINAS</b> Más de la mitad del material pasa la malla No. 200 (75 micras) y los pedruzcos vibran a temper. raso. (Para clasificación usual puede usarse y es retenido en la malla No. 4) (Para clasificación usual puede usarse y es retenido en la malla No. 4)	<b>ARCILLAS CON FINOS</b> (Para análisis de arcilla y finos)	ML CL OL MH CH OH	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arcillosos o arcillosos ligeramente plásticos Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas con arena, arcillas arenosas, arcillas raras, arcillas sales Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad Limos inorgánicos, limos mediacos o diatomeados, limos eólicos Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas Arcillas orgánicas de media a alta plasticidad, limos orgánicos de plasticidad media	Dése el nombre típico, indiquense el grado y carácter de la plasticidad, cantidad y tamaño máximo de los particulos gruesos, color del suelo húmedo, nombre local y geológico, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis.  Para los suelos mal graduados agréguese información sobre la estructura, estimulación, consistencia, condiciones de humedad y drenaje.	EQUIVALENCIA DE SIMBOLOS G-Grava M-Limo O-Suelos orgánicos W-Bien graduado L-Baja compresibilidad S-Arena C-Arcilla PT-Turba P-Mal graduado H-Alta compresibilidad
<b>SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS</b> Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y, frecuentemente, por su textura fibrosa	<b>ARCILLAS</b> (Para análisis de arcilla)	PI	Turba y otros suelos altamente orgánicos	Dése el nombre típico, indiquense el grado y carácter de la plasticidad, cantidad y tamaño máximo de los particulos gruesos, color del suelo húmedo, nombre local y geológico, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis.  Para los suelos mal graduados agréguese información sobre la estructura, estimulación, consistencia, condiciones de humedad y drenaje.	No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW											

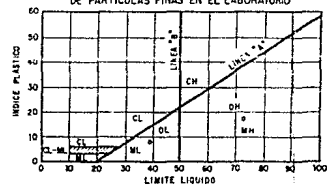
Diferencie los porcentajes de grava y arena de la curva granulométrica. Represente el porcentaje de finos (fracción que pasa la malla No. 200). Los suelos gruesos se clasifican como sigue:  
 Más de 50% - GW, GP, SW, SP  
 Menos de 50% - GM, GC, SM, SC  
 Si a 100%: Coef. de uniformidad requieren el uso de símbolos dobles



(\*) Clasificaciones de frontera - Los suelos que poseen las características de dos grupos se designan combinando dos símbolos, por ejemplo: GW-GC: mezcla de grava y arena bien graduado con cemento arcilloso.  
 (•) Todos los topes de los máximos son los U.S. Standard

# TEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (ISUCS)

INCLUYENDO IDENTIFICACION Y DESCRIPCION

CAMPO (n° 13 y 14) (s)	SIMBOLOS DEL GRUPO (n° 2)	NOMBRES TIPICOS	INFORMACION NECESARIA PARA LA DESCRIPCION DE LOS SUELOS	CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO	PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION PARA SUELOS FINOS O FRACCIONES FINAS DE SUELO EN EL CAMPO
contaminados	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, con pocos finos o ninguno	Debe el nombre típico, indicarse los porcentajes aproximados de grava y arena, también número, organización, características de la superficie y datos de los partículas gruesas, nombre local y geológico, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre parentesis	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ , mayor de 4; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ , entre 1 y 3  No satisfacen todos los requisitos de graduación para GW  Límites de plasticidad abajo de la línea A o $I_p$ menor de 4  Límites de plasticidad arriba de la línea A con $I_p$ mayor de 7  $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ , mayor de 6; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ , entre 1 y 3  No satisfacen todos los requisitos de graduación para GW	Estos procedimientos se ejecutan con la fracción que pasa la malla No. 40 (aproximadamente 0.3 mm).  Para fines de clasificación en el campo, si no se está a la mano la malla No. 40, se puede utilizar una malla de 0.25 mm.  <b>MOVILIDAD DEL AGUA</b>  Después de quitar los partículas mayores que el tamaño No. 40, presione una porción de suelo húmedo aquí o 10 cm, convenientemente, si es necesario, óvulo suficiente agua para obtener un suelo suave para su prueba.  Coloque el pistón en la parte de la mano y retirelo horizontalmente, operando vigorosamente contra la mano varias veces. Una reacción positiva consiste en la aparición de agua en la superficie de la muestra; el suelo cambia adquiriendo una consistencia de hongo; y se vuelve líquido. Cuando la muestra se quiebra entre los dedos, el agua y el suelo desaparecen de la superficie, y la muestra se vuelve seca y finalmente se desmenuza; se desmenuza. La rapidez de la aparición de agua, aumento de la plasticidad y de su desaparición durante el ensayo, sirve para identificar el carácter de los finos en un suelo.  <b>RESISTENCIA EN ESTADO SECO</b> (Características de compaction)
s, con	GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, con pocos finos o ninguno			
contaminados	GM	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo			
tipo CL	GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla	Para los suelos inalterados, agregue información sobre estratificación, consistencia, estado, condiciones de humedad y características de drenaje		
contaminados	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava, con pocos finos o ninguno			
s, con	SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava, con pocos finos o ninguno	<b>EJEMPLO:</b> Arenas limosas con grava, con 20% de grava de partículas duras angulosas y de 15 cm de tamaño máximo, arena gruesa a fina de partículas redondeadas a subredondeadas; director de 15% de finos no pasados de bajo retención en estado seco, contenido y humedad en el lugar; arena aluvial (SM)		
contaminados	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo			
tipo CL	SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla			
LA				<b>EQUIVALENCIA DE SIMBOLOS</b> G-Grava M-Limo O-Suelos orgánicos W-Bien graduada L-Baja compresibilidad S-Arena C-Arcilla PI-Turba P-Mal graduada H-Alta compresibilidad	
tercera del (12)	ML	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos	Debe el nombre típico, indicarse el grado y carácter de la plasticidad, cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas, color del suelo húmedo; dar nombre local y geológico (cuodquiera otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre parentesis	<b>CARTA DE PLASTICIDAD PARA LA CLASIFICACION DE SUELOS DE PARTICULAS FINAS EN EL LABORATORIO</b> 	Después de eliminar las partículas mayores que el tamaño No. 40, moldee una porción de suelo hasta obtener una consistencia de masa plástica; agregue agua si es necesario. Deje secar la muestra completamente en un horno, a 105 o 110°C y pruebe su resistencia remanece y determinación de los límites de plasticidad. Este ensayo se hace con una muestra de 100 g de fracción total que contiene el suelo. La resistencia en estado seco aumenta con la plasticidad.  Una muestra consistente en seco es caracterizada de los límites del grupo CH. Un limo inorgánico fino puede solamente mostrar resistencia a los esfuerzos limosos y los suelos limosos de alta compresibilidad, pero pueden distinguirse por el hecho de aumentar el contenido de humedad. Los suelos limos se vuelven granules mientras que en el estado de la muestra se vuelve de masa plástica.  <b>TENACIDAD</b> (Consistencia cerca del límite líquido)
tercera del (12)	CL	Arcillas inorgánicas de bajo a medio plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas débiles			
tercera del (12)	OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de bajo plasticidad			
tercera del (12)	MH	Limos inorgánicos, limos mucosos o diatomáceos, limos elásticos	Para los suelos inalterados agregue información sobre la estructura, estratificación, consistencia tanto en estado inalterado como remoldeado, condiciones de humedad y drenaje		
tercera del (12)	CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad arcillas francas	<b>EJEMPLO:</b> Limo arcilloso café, ligeramente plástico; porcentaje reducido de arena fino; numerosos agujeros verticales de raíces; firme y seco en el lugar; foresta (ML)		
tercera del (12)	OH	Arcillas orgánicas de medio a alta plasticidad, limos orgánicos de plasticidad media			
tercera del (12)	PI	Turba y otros suelos altamente orgánicos			

Los grupos se designan combinando dos símbolos, por ejemplo: GW-GC=mezcla de grava y arena bien graduada con componente arcilloso.

Material B.- Es el que pudiendo excavarse a mano, por sus características sólo puede ser excavado y cargado eficientemente con maquinaria. Se considera como material B, las rocas muy alteradas, las areniscas blandas, los tepetates y las piedras sueltas menores de 75 cm y mayores de 7.5 cm.

Material C.- Es el que sólo puede ser excavado mediante el empleo de explosivos. Se considera como material C, las rocas en general de un tamaño mayor de 75 cm.

Así por ejemplo, en la práctica se dice que se tiene un material "100-0-0", lo que significa que se tiene un suelo puro, o bien un material "0-0-100", lo que determina un macizo rocoso.

## 2.2.-EXPLORACION DEL SUBSUELO.

Conocer el terreno, de cualquier manera, es algo que se requiere siempre para cualquier obra de edificación. La investigación puede ser desde un simple examen superficial, con o sin pozos a cielo abierto, hasta un detallado estudio del comportamiento mecánico del suelo y del nivel de aguas freáticas a profundidades considerables, por medio de sondeos y pruebas en el terreno y en el laboratorio de las muestras obtenidas.

Los sondeos tienen por objeto determinar la naturaleza, espesor y estado del subsuelo de los terrenos, a fin de encontrar el suelo susceptible de soportar la edificación. El conocimiento preciso de las características de las diferentes capas atravesadas permite escoger la solución más segura, eficaz y económica.

En México no es costumbre efectuar sondeos y llevar a cabo pruebas de terreno para casas-habitación de uno o dos pisos, o edificaciones semejantes, puesto que por lo general se conocen suficientemente, las profundidades de cimentación requeridas y las cargas soportadas. La información suficiente, en estos casos, se puede obtener por medio de algunos pozos pequeños de prueba, o con perforaciones de barreno hechas a mano. Sólo si se encuentran penosas condiciones de cimentación tales como: presencia de cavernas o estratos de turba, sería necesario realizar sondeos profundos, posiblemente complementados con pruebas de laboratorio.

Para estructuras importantes, tales como edificios de un gran número de pisos, o plantas industriales, es necesaria una detallada investigación del suelo de apoyo, llevada a cabo por medio de sondeos y pruebas de laboratorio de las muestras del terreno. Además de obtener la información para el diseño estructural de la cimentación, proporcionan una serie de datos para conocer las condiciones del subsuelo y el nivel de aguas freáticas. De este modo



el proyecto resultará económico, al estar fundamentado en un adecuado conocimiento previo de las condiciones del terreno.

Existen varios procedimientos por medio de los cuales el ingeniero puede conocer el terreno en cuanto a sus propiedades mecánicas. Puede utilizar peones para que efectúen pozos a cielo abierto o perforaciones hechas a mano, o bien puede emplear un contratista para que efectúe sondeos y pruebas de laboratorio de las muestras obtenidas.

Al interpretar los datos obtenidos, al ingeniero proyectista le interesará principalmente definir la capacidad de carga del suelo, sus asentamientos durante la vida útil de la edificación y en algunos problemas será necesario conocer las características de permeabilidad (flujo de agua). Para el ingeniero constructor, la característica fundamental a definir, es la dificultad de manejar el material del terreno durante la construcción.

#### NUMERO Y PROFUNDIDAD DE SONDEOS

El número de sondeos requeridos será en función de la importancia de la obra, del tipo del suelo y estará estrechamente relacionado con los costos relativos de la investigación del proyecto para el cual se han de efectuar. Evidentemente cuanto mayor sea el número de perforaciones, más se conocerá sobre las condiciones del subsuelo y mayor será la economía que podrá lograrse en el proyecto de cimentación; además, los riesgos de encontrar condiciones ignoradas y problemáticas del suelo, que incrementarían extraordinariamente los costos de cimentación, disminuyen notablemente. Sin embargo, se alcanza un límite económico cuando el costo de las perforaciones sobrepasa cualquier ahorro en los costos de la cimentación, aumentando simplemente el costo total del proyecto. Los sondeos deben ser lo suficientemente próximos, de forma que permitan obtener un conocimiento preciso de la inclinación de las diferentes

capas, su variación eventual de espesor y además apreciar la dispersión geográfica de los resultados y obtener una visión de conjunto. Esta densidad de puntos de sondeo, será en general tanto menor cuanto más resistente sea el terreno.

Generalmente, se establece un programa de sondeos en función de los conocimientos que se poseen y eventualmente, se añaden algunas perforaciones suplementarias en zonas críticas. En un estrato homogéneo, el número de sondeos podrá reducirse y si es muy heterogéneo, serán necesarios más sondeos realizados por procedimientos baratos (penetración estandar por ejemplo), para obtener una idea general del subsuelo; la obtención de muestras en las que se puedan determinar las propiedades mecánicas en general, no resultará conveniente en este caso por la gran variación que es de esperar en dichas propiedades.

Una regla de orden práctico, dice que el sondeo debe llevarse hasta una profundidad comprendida entre 1.5 a 3 veces el ancho de la edificación, sin embargo, este criterio no puede resultar práctico, puesto que un almacén de un piso puede ser bastante ancho y tan sólo requerir una profundidad de 5 o 10 m., y lo opuesto, un edificio de 10 niveles con 10 m de ancho y ser necesario sondear hasta una profundidad de 40 m o más. La profundidad del suelo afectada por las cargas que soporta la cimentación; es necesario conocer la repartición de presiones sobre el suelo.

En la práctica, la profundidad del sondeo viene determinada a partir de la primera capa de terreno susceptible de resistir a la presión superficial, o bien a partir de la punta maciza de un pilote para un cuerpo de cimentación aislado, la profundidad será igual al triple de la anchura de la zapata, y para un conjunto de edificaciones cuyos efectos se superpongan en las capas profundas, o bien para una losa continua, será una y media o dos veces

la anchura del conjunto. Para cimentaciones sobre pilotes, será igual a dos veces como mínimo la anchura del macizo a partir de la punta del pilote. Estas indicaciones representan un orden de magnitud, que puede ser insuficiente en el caso de construcciones importantes. En realidad es en el laboratorio de mecánica de suelos en donde el proyectista ha de obtener los datos definitivos para su trabajo; primero al realizar las pruebas de clasificación, ubicará en forma correcta la naturaleza del problema que se le presenta y de esta ubicación podrá decidir, como segunda fase de un trabajo, las pruebas más adecuadas que requiere su problema particular, para definir las características de deformación y resistencia a los esfuerzos en el suelo con que haya de elaborar.

Pero para llegar en el laboratorio a unos resultados razonablemente dignos de crédito, es preciso cubrir en forma adecuada, una etapa previa e imprescindible; la obtención de las muestras del suelo apropiadas para la realización de las correspondientes pruebas. El muestreo debe estar regido ya anticipadamente por los requerimientos impuestos a las muestras obtenidas por el programa de pruebas en el laboratorio y a su vez, el programa de pruebas debe estar definido en términos de la naturaleza de los problemas que se suponga puedan resultar del suelo presente en cada obra, el cual no puede conocerse sin efectuar previamente el correspondiente muestreo. Un aspecto importante será siempre que la magnitud, tanto en tiempo como en costo del programa de exploración y muestreo, esté acorde con el tipo de obra por ejecutar.

De ésto, se desprende que mediante un estudio apriorístico del suelo, podremos llegar a un buen planteamiento del muestreo y estudio en el laboratorio de dicho suelo; de aquí que se generen dos tipos de sondeo: preliminares y definitivos, cada uno con sus métodos propios de muestreo.

#### Métodos de exploración de carácter preliminar.

- a) Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado e inalterado.
- b) Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares.
- c) Métodos de lavado.
- d) Método de penetración estándar.
- e) Método de penetración cónica.
- f) Perforaciones en boleas y gravas (con barretones, - taladros de acero duro, etc.).

#### Métodos de sondeos definitivos.

- a) Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado.
- b) Métodos con tubo de pared delgada.
- c) Métodos rotatorios para roca.

#### Métodos geofísicos.

- a) Sísmico.
- b) De resistencia eléctrica.
- c) Magnético y gravimétrico.

Otra recomendación práctica, es considerar que la profundidad del sondeo debe llevarse a una profundidad tal que un análisis del bulbo de presiones o de Boussinesq, el incremento de presiones debido a la carga de cimentación sea del orden del 5 al 10% de la carga de contacto. De hecho no debe dejar de mencionarse que la aplicación más frecuente en mecánica de suelos de las fórmulas de Boussinesq estriba en el cálculo de asentamientos de los suelos sujetos a consolidación, vale decir de arcillas y suelos compresibles.

En la tabla 2.1., se hace un resumen de los métodos comunes para la exploración del suelo y sus resultados.

TABLA 2.1. RESUMEN DE METODOS DE EXPLORACION DE SUELOS  
SIN MUESTRAS

- \*METODO: Geofísico: Sísmico.  
Eléctrico.
- \*PROFUNDIDAD: Generalmente menos de 35 m.
- \*APLICACION: Para localizar estratos firmes debajo de materiales suaves, por medio de la diferente velocidad de propagación de las ondas vibratorias de tipo sísmico a través de los diferentes materiales.  
Método de la resistividad eléctrica.-Este método se basa en el hecho de que los suelos, dependiendo su naturaleza, presentan una mayor o menor resistividad eléctrica cuando una corriente es inducida a su través. Se aplica para determinar la presencia de estratos de roca en el suelo.  
Métodos magnéticos y gravimétricos.- (El Magnetómetro mide la componente vertical del campo magnético terrestre en la zona considerada, en varias estaciones próximas entre sí).  
Gravimétricos.- (Mide la aceleración del campo gravitacional en diversos puntos de la zona).
- \*METODO: Prueba de la veleta (Resistencia al corte).
- \*PROFUNDIDAD: Limitada a la resistencia del instrumento.
- \*APLICACION: La prueba de veleta es un método utilizado para medir la resistencia al esfuerzo cortante de arcillas blandas en el campo. Dicha medición está basada en la hipótesis de que el corte ocurre sobre una superficie cilíndrica, sin cambio de volumen de la muestra ni de la estructura del suelo.

SIN MUESTRAS

- \*METODO: Prueba de carga.

- \*PROFUNDIDAD: Limitada a las dimensiones de la placa de prueba, (dos veces el ancho).
- \*APLICACION: Suelo con espesor de estrato suficiente para absorber la carga real de la obra.

#### MUESTRAS ALTERADAS

- \*METODO: Perforación manual (Posteadora, Barrenos helicoidales, etc.).
- \*PROFUNDIDAD: Depende del equipo y tiempo disponibles. Profundidad práctica arriba de 35 m.
- \*APLICACION: En estos casos, las muestras son cuando mucho, apropiadas solamente para pruebas de clasificación. Frecuentemente se hace necesario ademar el pozo de sondeo, lo que implica un mayor costo, por lo que se recomienda en cualquier suelo que sea capaz de mantener las perforaciones sin ademe.
- \*METODO: Perforación por rotación, lavado, percusión (Penetración estándar).
- \*PROFUNDIDAD: Depende del equipo, la mayoría puede perforar profundidades de 70 m. o más.
- \*APLICACION: Método de Lavado.- Procedimiento económico y rápido para conocer aproximadamente la estratigrafía del subsuelo. Alguna dificultad para suelos gravosos.
- Método de Penetración Estándar.- En suelos puramente friccionantes, la prueba permite conocer la compacidad de los mantos y el ángulo ó fricción interna. En suelos plásticos nos dá la idea de la resistencia a la compresión simple del suelo.
- Método de penetración Cónica.- Son estáticas y dinámicas según el hincado, son útiles en zonas cuya estatigrafía sea ya ampliamente conocida a priori y cuando se desee simplemente obtener información de sus características en un lugar específico.
- Métodos Rotatorios para Roca.- Cuando un sondeo alcanza una capa de roca, se hace indispensable recurrir al

empleo de máquinas perforadoras a rotación, con broca de diamantes o tipo cáliz (balines de acero).

- \*METODO: Pozos a cielo abierto.
- \*PROFUNDIDAD: Tanto como lo permita el tipo de suelo, usualmente menos de 6 m.
- \*APLICACION: Cualquier tipo de suelo. Permite examinar los diferentes estratos de suelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo. En ocasiones la profundidad estará en función del área disponible de excavar y del N.A.F.

#### MUESTRAS INALTERADAS

- \*METODO: Perforación por rotación y percusión (Shelby, Denison).
- \*PROFUNDIDAD: Depende del equipo; generalmente 70 m o más.
- \*APLICACION: Cualquier suelo. Muestreadores de tubo de pared delgada o con pistón, permiten recobrar muestras de los barrenos hechos por el avance de estos métodos. Muestras con diámetros de 5 a 10 cm.
- \*METODO: Pozos a cielo abierto.
- \*PROFUNDIDAD: Menos de 6 m.
- \*APLICACION: Muestras labradas a mano. Del cuidado del labrado y manejo de la muestra, dependerá el grado de alteración.

### 2.3.-ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA.

Es conveniente comentar que de las teorías existentes para determinar la capacidad de carga de un suelo, lo importante es conocer sus hipótesis, es decir, las suposiciones e ideales en que se basan y dar la explicación de los fenómenos, por lo que, cuando se conoce preliminarmente a un suelo y queremos estudiar su comportamiento, lo primero por hacer es comparar las condiciones que se tienen en las teorías con las existentes y aplicar la que resulte más conveniente.

La capacidad de carga es la máxima carga que puede aplicarse al suelo sin producir la falla. En donde la falla puede ser por rotura del suelo o por deformación excesiva del mismo.

La falla por rotura ocurre cuando la resistencia y esfuerzo cortante del suelo es sobrepasada por la carga de la edificación y la estructura gira en su base colapsándose rápidamente (de unos minutos a unas cuantas horas) y se asocia a problemas de resistencia.

El segundo caso se presenta cuando el subsuelo de la cimentación se deforma sin romperse, a tal grado que la estructura pierde su funcionalidad. Este tipo de comportamiento se asocia a problemas de compresibilidad y generalmente ocurre lentamente, (meses o años). Cuando se aplica una carga sobre un área limitada de la superficie del suelo, la superficie sufre un asentamiento.

La relación existente entre la carga y el asentamiento del suelo, puede representarse por una curva carga-asentamiento mostrada en la fig. 2.3. Si el suelo es bastante compacto, la curva carga asentamiento es similar a la curva 1 de la figura y la intersección de la tangente vertical a la curva, con el eje de las abscisas dará la capacidad de carga  $q_c$  del suelo en cuestión. Un caso diferente se trata de un suelo en estado suelto; la curva carga-asentamiento será la correspondiente a la curva 2 de



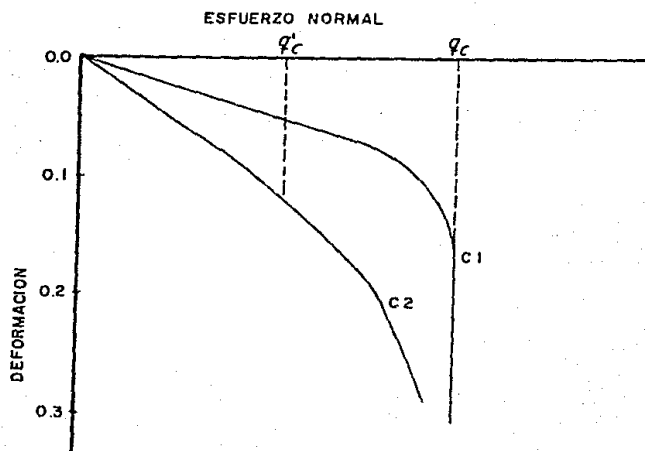


FIG. 2.3. CURVAS DE ESFUERZO DEFORMACION TÍPICAS PARA MECANISMO DE FALLA GENERAL (1) Y LOCAL (2). SEGUN TERZAGHI.

la figura; en esta situación, la capacidad de carga del suelo suelto  $q_c$  no está bien definida, un valor aproximado será el correspondiente al punto donde la curva se hace muy inclinada.

Si la falla del suelo se manifiesta como en la curva 1, se llamará falla general; si falla como en la curva 2, será falla local.

Los suelos están regidos en su resistencia por dos características fundamentales, la cohesión y la fricción interna. La ley de variaciones del esfuerzo cortante de los suelos, entonces incluirá estas propiedades:

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

En donde:

s: Resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

c: Cohesión.

$\sigma$ : Presión normal.

$\phi$ : Angulo de fricción interna.

En esta expresión se tienen dos condiciones límite, bien sea que la cohesión sea igual a cero (suelos puramente friccionantes) o que el ángulo de fricción interna sea igual a cero (suelos puramente cohesivos).

En las pruebas de laboratorio y campo, es posible determinar tanto la cohesión como el ángulo de fricción interna de los suelos.

Para el análisis de capacidad de carga del suelo, es necesario considerar las siguientes características básicas:

- 1.-Estratigrafía y propiedades del subsuelo hasta las profundidades afectadas por la cimentación.
- 2.-Parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del suelo: c y  $\phi$ .
- 3.-Peso volumétrico natural.
- 4.-Posición del nivel de agua freática.

Todas ellas necesarias, puesto que la ecuación fundamental para el cálculo de la capacidad de carga, propuesta por K.

Terzaghi, resulta ser:

$$q_c = cN_c + \gamma' D_f N_q + 1/2 \gamma' B N_\gamma$$

Donde:

- $q_c$ : Capacidad de carga última.  
 $c$ : Cohesión del suelo.  
 $\gamma', \gamma'_1$ : Peso volumétrico del suelo, por arriba y por abajo del nivel de desplante, respectivamente.  
 $D_f$ : Profundidad de desplante.  
 $B$ : Ancho del cimiento.  
 $N_c, N_q, N_\gamma$ : Factores de capacidad de carga, adimensionales que dependen del ángulo de fricción interna.

La capacidad de carga se obtiene en general por la suma de los tres componentes de la expresión anterior, que se calculan en forma separada y que representan, respectivamente, la contribución de:

- 1.-La cohesión y la fricción de un material sin peso que no lleva sobrecarga.
- 2.-La fricción de un material sin peso que soporta una sobrecarga ( $q$ ) aplicada en la superficie.
- 3.-La fricción de un material con peso que no soporta sobrecarga.

En la fig. 2.4. se representan en forma gráfica, los valores de  $N_c$ ,  $N_q$ , y  $N_\gamma$ , en función de  $\phi$  y en la fig. 2.5. el mecanismo de falla supuesto por K. Terzaghi.

De esta teoría han surgido otras semejantes que resultan ser modificaciones, cada una de las cuales se aplica a un caso especial. En la tabla 2.2. se presenta un resumen de las teorías de capacidad de carga.

Para encontrar la capacidad de carga a la falla, pueden emplearse las propiedades promedio del material de apoyo

Faja cargada, ancho B

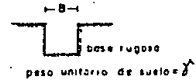
Carga por unidad de área de zapata

Rotura por corte general  $q_d = cnc + \sqrt{DINq} \cdot 0.5 \sqrt{Bq}$

Rotura por corte local  $q_d = 2/3 cnc + \sqrt{DINq} \cdot 0.5 \sqrt{BNq}$

Zapata cuadrada, ancho B

Carga unitaria  $q_{ds} = 1.2 cnc + \sqrt{DINq} \cdot 0.4 \sqrt{BNq}$



Resistencia unitaria al corte  $S = c + \gamma \tan \phi$

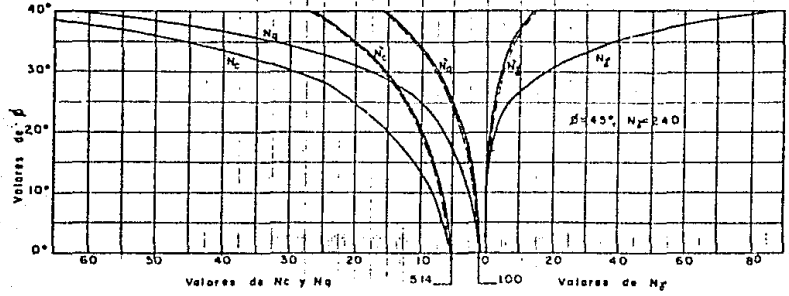


FIG. 2.4. RELACION DEL ANGULO DE FRICCION INTERNA ( $\phi$ ) CON LOS COEFICIENTES DE CAPACIDAD DE CARGA.

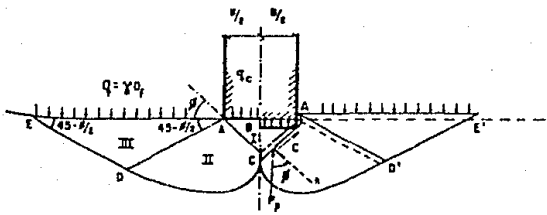


FIG. 2.5. MECANISMO DE FALLA DE UN CIMIENTO CONTINUO POCO PROFUNDO SEGUN TERZAGHI.

para depósitos uniformes de variación regular. Para depósitos de variación errática, un criterio puede ser el emplear en el análisis el valor de la resistencia más bajo obtenido. La capacidad de carga de la que hemos venido haciendo referencia, es la capacidad última ( $q_c$ ) y es aquella que resiste el suelo antes de romperse. Sin embargo, nuestro diseño de cimentación no lo haremos para que suceda la falla (por resistencia al corte y/o por deformación excesiva), sino que debemos valorar esa capacidad de tal forma que el suelo se comporte adecuadamente, es decir, que no sobrepase su resistencia al corte y/o no se deforme tanto que altere la obra en cuestión. Es por ello que esta capacidad de carga última se disminuye dividiéndola entre un factor mayor que la unidad, lo que comúnmente se conoce como factor de seguridad y la magnitud de éste, completa las incertidumbres acumuladas durante todo el proceso de cálculo, por ejemplo: en la determinación de las propiedades mecánicas del suelo, en la aplicabilidad de las teorías, en las cargas reales que actuarán en la cimentación, en el procedimiento constructivo, etc.

La mayoría de las fallas de cimentación, se debe a asentamientos excesivos a tal grado que la estructura pierde su funcionalidad. Son menos frecuentes las fallas por resistencia al corte de los suelos, pues desde este punto de vista se aplican márgenes de seguridad amplios.

TABLA 2.2. TEORIAS DE CAPACIDAD DE CARGA

TIPO DE SUELO	TEORIA	COMENTARIOS
Cohesivo-friccionante (Limo arenoso, arcillo arenoso, arenolimoso, arenarcilloso).	K. Terzaghi $q_c = cN_c + \gamma_1 D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma$	Suelo que exhibe la capacidad de carga más alta, sin embargo habrá que confirmar la conservación de la cohesión, bajo cambios eventuales en la cimentación (fusión del tiempo o cambios del nivel de aguas freáticas).
Cohesivo (Arcillas, arcillas limoplásticas).	Skempton $q_c = cN_c + \gamma_1 D_f N_q$	$N_q$ , implícitamente vale 1 y $N_c$ es función del ancho, profundidad y forma de la cimentación. El término $\gamma D_f$ sólo debe tomarse en cuenta cuando la cimentación es hueca.
Cohesivos (Arcillas, arcillas limoplásticas).	K. Terzaghi $q_c = cN_c + \gamma_1 D_f N_q$	Ya están restringidos los valores de $N_c$ y $N_q$ , para $\phi = 0$ .
Friccionantes (Arenas, gravas).	K. Terzaghi $q_c = \gamma_1 D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma$	El cambio de nivel de agua freática, afecta a $q_c$ debido a que $\gamma_1$ y $\gamma_2$ se toman como sumergidos cuando aumenta.

La teoría de Terzaghi es recomendable para toda clase de cimentaciones superficiales en cualquier suelo.

La teoría de Skempton es apropiada para cimientos en suelo cohesivo, sea superficiales o profundas (cilindros y pilotes).

continúa Tabla 2.2.

Meyerhof

Toma en cuenta los esfuerzos cortantes y superficies de deslizamiento desarrollados en el suelo arriba del nivel de desplante del cimiento. (Terzaghi en su teoría no lo toma en cuenta).

$$q_c = cN_c + p_o N_q + 1/2 \gamma' BN_r$$

En la teoría de Meyerhof persiste el defecto fundamental de que  $N_c$  y  $N_q$  se calculan con una cierta superficie de deslizamiento, en tanto que  $N_r$  se calcula a partir de otra determinada con independencia y que, en general, no coincide con la primera; esta segunda superficie determina de hecho, una zona plástica de menor extensión que la primera.

Para cimientos superficiales tendremos:

$$q_c = cN_c + \gamma' D_f N_q + 1/2 \gamma' BN_r$$

Donde:

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_q = e^{-\pi \tan \phi} N_r$$

$$N_r = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4 \phi)$$

La expresión  $q_c = cN_c + \gamma' D_f N_q + 1/2 \gamma' BN_r$ , no toma en cuenta la resistencia del suelo al esfuerzo cortante, arriba del nivel de desplante; por lo tanto, la capacidad de un cimiento real, desplantado bajo la superficie, será algo mayor que la dada por esta expresión: En cimientos superficiales, en que  $D < B$ , el incremento en la capacidad puede afinarse con los llamados factores de profundidad, por los que hay que multiplicar los respectivos factores de capacidad de carga. Dichos factores son  $d_c$ ,  $d_q$  y  $d_r$ .

Donde:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{N_r} D/B$$

$$d_q = d_p = 1, \text{ para } \phi = 0$$

$$d_q = d_p = 1 + 0.1 \sqrt{N_c} \quad D/B, \text{ para } \phi > 10^\circ$$

Para el caso de cimientos superficiales que han de soportar cargas inclinadas un ángulo  $\alpha$  con la vertical, Meyerhof propone estimar la componente vertical de la capacidad de carga con base en los siguientes factores, denominados de inclinación y dados por:

$$i_c = i_q = (1 - \alpha/90^\circ)^2$$

$$i_p = (1 - \alpha/\phi)^2$$

Estos números multiplicarán a los respectivos factores de capacidad, para obtener la capacidad reducida del cimiento. En resumen, la componente vertical de la capacidad de carga de un cimiento superficial, puede escribirse en el caso general, de cargas inclinadas y excéntricas, como:

$$q_c = Q/B'L' = d_c i_c c N_c + d_q i_q \gamma' D; N_q + d_p i_p 1/2 \gamma' B N_p$$

Capacidad de Carga por punta de un pilote aislado:

$$q_c = c N'_c + \gamma' D N'_q$$

Dónde:

$D$  = Profundidad del estrato resistente de apoyo.

$D'$  = Penetración del estrato resistente del pilote

$D' = 4B \operatorname{tg} (45^\circ + \phi/2)$

$N'_c$  y  $N'_q$  : Factores de capacidad de carga semi-empíricos y toman en cuenta el efecto de profundidad; corresponden a



pilotes hincados a golpe, de sección cuadrada o circular.

Valor ( $q_c$ ) que multiplicado por el área de la sección transversal de la base del pilote aislado, da su capacidad de carga portante total por punta a la falla.

#### 2.4.-COMPRESIBILIDAD DE LOS SUELOS.

Toda masa de suelo al someterla a un incremento de carga se comprime y deforma, pudiendo ocurrir la deformación a corto o a largo plazo, o bién, bajo ambas condiciones.

La deformación a corto plazo es de tipo elástico y se presenta inmediatamente después de aplicar la carga. Se le denomina deformación o asentamiento elástico inmediato. La deformación a largo plazo es debida a cargas de larga duración que producen la consolidación del terreno de cimentación, distinguiéndose dos componentes: consolidación primaria y consolidación secundaria.

La consolidación primaria ocurre en suelos finos plásticos de baja permeabilidad, en los que el tiempo de asentamiento depende de la facilidad con que se expulsa el agua que contiene.

La consolidación primaria se estudia a partir de la teoría de consolidación de Terzaghi. Esta teoría se basa en que la disminución de volumen que tenga lugar en un lapso, es debido a la expulsión de agua como se mencionó en el párrafo anterior; provocado por un aumento de cargas sobre el suelo. Además este proceso de consolidación, se supone unidimensional o unidireccional, es decir, que la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal, permanece esencialmente la misma y el cambio de volumen del suelo se debe al movimiento de las partículas del suelo solo en dirección vertical.

La consolidación secundaria se presenta en algunos suelos, (principalmente arcillas muy compresibles, suelos altamente orgánicos, micáceos, etc.), que después de sufrir el proceso de consolidación primaria, continúan deformándose en forma similar al comportamiento de un suelo viscoso; este proceso continúa durante muchos años.

Cuando un terreno es descargado, las deformaciones serán ascendentes, denominándose, de manera similar, expresiones

a corto y a largo plazo, aunque esta última en general es de pequeña magnitud.

En base a lo aquí expuesto, la expresión general del asentamiento debido al incremento de carga aplicado al suelo por la cimentación de una estructura es:

$$\Delta H_t = \Delta H_e + \Delta H_p + \Delta H_g$$

Donde:

$\Delta H_t$  = Asentamiento total.

$\Delta H_e$  = Asentamiento elástico o expansión.

$\Delta H_p$  = Asentamiento por consolidación primaria.

$\Delta H_g$  = Asentamiento por consolidación secundaria.

Dependiendo del tipo y características del suelo, uno de estos asentamientos es más importante que los restantes. Así, en arenas, gravas y boleos, el asentamiento elástico es preponderante.

$$\Delta H_t = \Delta H_e$$

En suelos arcillosos inorgánicos saturados, la componente más importante es la consolidación primaria, siguiendo la deformación elástica, pero esta última suele no tomarse en cuenta por ser despreciable comparada con aquella:

$$\Delta H_t = \Delta H_e + \Delta H_p = \Delta H_p$$

En suelos como arcilla muy blanda, orgánicos, micáceos y turba, las tres deformaciones son importantes, pero usualmente la elástica es menor y se desprecia, por lo que:

$$\Delta H_t = \Delta H_p + \Delta H_g$$

En esta última descripción, se encuentran las arcillas del Valle de México.

A partir de las teorías simplificadorias y aproximadas, apoyadas en pruebas de laboratorio, los tres tipos de asentamientos pueden evaluarse aproximadamente en algunos suelos.

Sin embargo, en las rocas no es posible trabajar con muestras suficientemente grandes que representen su estructura secundaria o defectos geológicos, por esta razón, una evaluación racional debe apoyarse en pruebas realizadas "in situ".

En la tabla 2.3., se resume la manera de valuar cada una de estas componentes para un suelo, así como puntos importantes que deben tomarse en cuenta para estimar este análisis.

Los pasos a seguir en el cálculo de las deformaciones (Asentamiento total), en términos generales son los siguientes:

- a) Elección del tipo de cimentación.
- b) División del subsuelo en estratos de propiedades iguales y, si es necesario dividir cada estrato en capas.
- c) Capacidad de carga admisible por resistencia al esfuerzo cortante.
- d) Cálculo de la presión efectiva inicial (antes de aplicar el incremento de presión) a la mitad de cada estrato o capa.
- e) Cálculo del incremento a la presión efectiva que produce la estructura a la mitad de cada estrato o capa.
- f) Obtención para cada estrato o capa del incremento de la relación de vacíos correspondiente al incremento de la presión efectiva, utilizando las curvas de consolidación correspondientes.
- g) Aplicación de la ecuación  $\Delta H = (\Delta e / 1 + e_0) H$

h) Comparar los asentamientos total y diferencial con los tolerables por la estructura.

Con respecto a este último punto, en la tabla 2.4., se detallan los asentamientos permisibles para las estructuras más comunes según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Suelos expansivos.- Los depósitos de suelo fino que están constituidos básicamente por minerales de arcilla del tipo de la montmorolinita o ilita, son los que producen expansión al cambiar su humedad, la humedad de estos suelos cambia por estar en contacto con el agua (suponiendo que no están saturadas) o por descargarlos, sufriendo fuertes contracciones o compresiones al secarse.

Si una cimentación es desplantada en o sobre este tipo de material y de ahí en adelante, las condiciones ambientales cambian incrementando la humedad del subsuelo, el estrato que contenga este tipo de material sufrirá fuerte desplazamiento vertical, dañando la construcción que soporta.

TABLA 2.3 DEFORMACION DE LOS SUELOS.

ASENTAMIENTO	COMENTARIOS
$\Delta H_e = \frac{WB}{E} \frac{(1-\mu)^2}{1+r}$ <p> <math>\Delta H_e</math> - Deformación Elástica  <math>W</math> - Carga uniformemente repartida  <math>B</math> - Ancho del cimiento  <math>\mu</math> - Relación de Poisson  <math>E</math> - Módulo elástico  <math>r</math> - Valor de influencia o factor de forma         </p>	<p>El problema principal de esta expresión estriba en la suposición, a partir de la cual parten, a saber en considerar el suelo homogéneo, isótropo y linealmente elástico; además, de determinar satisfactoriamente los valores de <math>E</math> y <math>\mu</math>. "E" es función de la presión de confinamiento en el suelo, contenido de agua, etc. Sus valores tienen un amplio rango y pueden estimarse por las curvas esfuerzo-deformación axial, de pruebas de compresión, en pruebas de placa "in situ", o con correlaciones (función de su resistencia al corte o número de golpes en la penetración estándar).</p>
$\Delta H_p = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H$ <p> <math>\Delta H_p</math> - Asentamiento por consolidación primaria  <math>\Delta e</math> - Variación de la relación de vacíos  <math>H</math> - Espesor del estrato  <math>e_0</math> - Relación de vacíos inicial.         </p>	<p>Por medio de pruebas de consolidación en el laboratorio se determina la curva de compresibilidad (<math>e - \log \bar{p}</math>), útil para el cálculo de <math>e_0</math> y <math>\Delta e</math>. Si el suelo está formado por varios estratos compresibles el asentamiento total será igual a la suma de cada uno.</p>

TABLA 2.3. DEFORMACION DEL SUELO

ASENTAMIENTO	COMENTARIOS
$\Delta H_s = H C_d \log \frac{t_1 + \Delta t}{t_1}$ <p> <math>\Delta H_s</math> - Asentamiento secundario.  <math>H</math> - Espesor de estrato.  <math>C_d</math> - Coeficiente de consolidación secundario.  <math>t_1</math> - Tiempo requerido para la consolidación primaria.  <math>\Delta t</math> - Tiempo que cumple la supuesta vida útil de la obra.         </p>	<p>Este asentamiento es difícil de estimar. Los parámetros que incluyen la expresión pueden valuarse de la curva de consolidación (asentamiento-tiempo), obtenida de pruebas de laboratorio.</p>

TABLA 2.3.1 VALORES DEL MODULO DE ELASTICIDAD DE SUELOS (KG/CM<sup>2</sup>)

TIPO DE SUELO	(E)
ARCILLA:	
Muy suave	20 - 120
Suave	60 - 240
Media	150 - 480
Dura	480 - 970
Arenosa	240 - 2440
Loess	140 - 530
ARENA:	
Limosa	70 - 120
Suelta	95 - 240
Densa	480 - 1460
ARENA Y GRAVA:	
Suelta	480 - 1460
Densa	970 - 1950
Limo	20 - 190

TABLA 2.32 VALORES TÍPICOS DE LA  
RELACION DE POISSON

TIPO DE SUELO	$\mu$
Arcilla saturada	0.4 - 0.5
Arcilla no saturada	0.1 - 0.3
Arcilla arenosa	0.2 - 0.3
Limo	0.3 - 0.35
Arena densa:	
gruesa	0.15
fina	0.25
Roca	0.1 - 0.4
Löss	0.1 - 0.3
Concreto	0.15

TABLA 2.33. FACTOR DE INFLUENCIA  $I_f$

FORMA DEL CIMIENTO		CIMENTACION FLEXIBLE			CIMENTACION RIGIDA
		Centro	Esquina	Medio	
Circular		1.00	0.64	0.35	0.89
Cuadrada		1.17	0.56	0.95	0.82
Rectangular					
L / B =	1.0	1.36	0.68	1.15	1.07
	2.0	1.53	0.77	1.20	1.20
	5.0	2.19	1.05	1.83	1.70
	10.0	2.54	1.27	2.15	2.10
	100.0	3.31	2.05	3.23	3.40



**TABLA 2.4. LIMITES PARA MOVIMIENTOS Y DEFORMACIONES  
ORIGINADOS EN LA CIMENTACION**

a) Movimientos verticales (hundimiento o asentamiento)		
Concepto	Limite	
Valor medio en el predio	30 cm	
Velocidad del componente diferencial	1 cm/año	
b) Inclinación media		
Tipo de daño	Limite	Observaciones
Inclinación visible	100-1000 dependiendo	altura de la construcción en m
Mal funcionamiento de	0.5 por ciento	En dirección longitudinal.
c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinos		
Tipo de estructura o elemento	Variable que se aplica.	Limite
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro.	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro.	0.004
Muros de carga de ladrillo macizo o bloques de cemento	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro.	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro.	0.001
	Se tolerarán variaciones mayores en la medida en la que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o éstos se encuentran desligados de los muros.	
Paneles móviles o muros con acabados sensibles, como mampostería con juntas secas.	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Tuberías de concreto con juntas.	Cambio de pendiente en las juntas.	0.015

**3.- CLASIFICACION DE**

**CIMENTACIONES**

### 3.-CLASIFICACION DE CIMENTACIONES.

La necesidad de un elemento de transición entre la estructura y el suelo, nace de la diferencia que existe entre la resistencia de los materiales estructurales y los suelos. Generalmente los primeros son mucho más resistentes que los segundos, por lo que uno de los conceptos más simples de una cimentación, consistirá en una ampliación de la base de las columnas o muros que transmiten las cargas al suelo.

En toda construcción, las cimentaciones constituyen el elemento a través del cual se transmiten los esfuerzos de la estructura al suelo. Se trata pues, de un elemento de enlace o trabazón que ha de tenerse en cuenta tanto en las características de la construcción, como en las del terreno. Tan anormal será concebir una cimentación para una determinada estructura, sin conocer previamente el terreno que se va a encontrar, como preocuparse únicamente del terreno sin inquietarse de la concepción general del edificio.

Esta concepción elemental de cimentación, se va complicando en la medida en que las cargas de la estructura son mayores o la resistencia del suelo es menor, hasta llegar a requerir un área de cimentación mayor que el área disponible. Es pues, indispensable prever por ejemplo, como va a comportarse la estructura en presencia de asentamientos diferenciales entre los puntos de apoyo sucesivos. Será capaz la estructura de asegurar una distribución de cargas hacia los puntos de mayor resistencia, o por el contrario seguirá perfectamente las deformaciones del terreno, ocasionando trastornos en las obras realizadas posteriormente.

Todos estos factores han de ser examinados antes de definir cual es la solución técnica que mejor se adapte al problema. Sin embargo, siempre existirá otro aspecto de la cuestión que intervendrá en última instancia; se trata del precio de costo. En efecto, en algunos casos el problema podrá

resolverse de varias formas, todas ellas igualmente satisfactorias, escogiéndose entonces la solución más económica.

Generalmente, las cimentaciones se clasifican en razón de su profundidad, ya que presentan procesos constructivos muy distintos; sin embargo algunos precisan técnicas de proyecto o de ejecución particulares que deben ser estudiadas aparte.

En la construcción de cimentaciones, se emplean comúnmente dos tipos de éstas, las poco profundas o "superficiales" y las "profundas".

No existe un criterio estricto para diferenciar las cimentaciones superficiales de las profundas; se acepta por lo general que cuando la relación entre la profundidad y el ancho del cimiento es del orden de 3 o más, se tienen cimientos profundos.

Existen también cimentaciones "combinadas", que tienen características de diseño y construcción tanto a las cimentaciones superficiales como a las profundas.

A la vez, las cimentaciones profundas y combinadas, las podemos clasificar de manera sencilla en otras varias; dependiendo de sus características constructivas y funcionales específicas. En edificación básicamente, tenemos la clasificación de cimentaciones que se presentan en la fig. 3.1.

### 3.1.-CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

A.-Zapatas Aisladas.--Se utilizan por regla general, para soportar generalmente las columnas estructurales, son por lo común, de planta cuadrada, pero en la proximidad de los linderos del terreno, suelen hacerse rectangulares. También tendremos zapatas de planta circular, aunque su caso no es muy común. Las zapatas aisladas pueden ser de espesor uniforme, con ancho variable o uniforme, o bien, pueden ser escalonadas o en forma de bóveda. Las cimentaciones sobre zapatas para columnas de acero muy

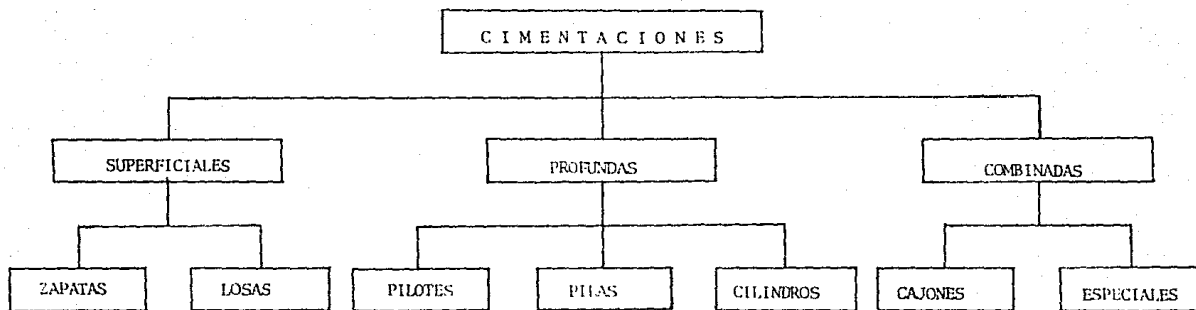


FIG. 3 . 1. CLASIFICACION DE LAS CIMENTACIONES.

pesadas, suelen llevar algunas veces emparrillado de acero. En la fig. 3.2., se muestran algunas formas de zapatas aisladas.

Pueden construirse de mampostería o bién, cuando las sollicitaciones de la obra provocan flexiones, se hacen de concreto reforzado. Su área de apoyo estará en función de la descarga de la estructura y la capacidad de carga del suelo.

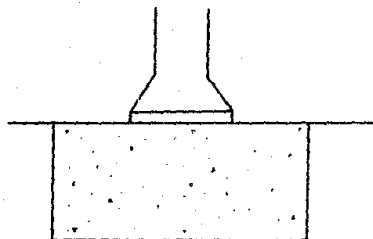
En este tipo de cimientos deberá tenerse especial atención a los asentamientos diferenciales de tal forma, que no dañen la estructura que se apoya en él.

B.-Zapatas Corridas.-Son elementos análogos a los anteriores, en los que la longitud supera mucho al ancho. Las zapatas corridas tales como las de muros y las continuas, así como las cimentaciones con trabes, son zapatas aisladas alargadas, a la longitud suficiente para recibir un muro o una hilera de varias columnas.

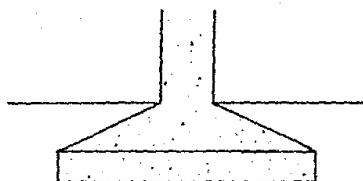
Este tipo de zapatas se emplea cuando se pretende un trabajo de conjunto de la cimentación, ya sea para reducir los asentamientos diferenciales o cuando el empleo de zapatas aisladas no sea satisfactorio debido a una baja capacidad de carga del suelo que obligue a usar mayores áreas de distribución de las cargas.

A fin de aumentar la rigidez de estas zapatas, se acostumbra colocar una trabe que una las columnas y que desarrolle por flexión el trabajo en la dirección longitudinal. En la dirección transversal, el trabajo es similar al de una losa en doble voladizo.

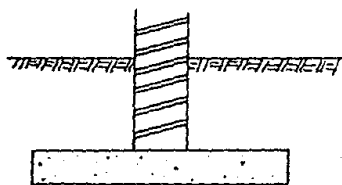
Uno de los aspectos fundamentales para el correcto funcionamiento de una zapata corrida, consiste en lograr coincidencia entre la resultante de las cargas de las columnas y el centroide geométrico del área de la zapata, especialmente en suelos compresibles, ya que en esta forma, los posibles asentamientos serán uniformes.



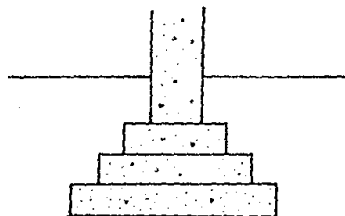
A - CONCRETO EN MASA PARA COLUMNAS DE ACERO



B - CONCRETO ARMADO CON LA CARA SUPERIOR INCLINADA



C - CONCRETO ARMADO PLANO



D - CONCRETO ARMADO ESCALONADO

FIG.3.2. ZAPATAS AISLADAS.

C.-Losas.- Cuando las cargas del edificio son tan pesadas o la presión admisible en el suelo es tan pequeña que las zapatas corridas van a cubrir más de la mitad del área del edificio, es probable que la losa corrida proporcione una solución más económica. Estas losas son continuas en ambas direcciones y, por lo tanto, ocupan una superficie amplia. Por lo común son gruesas, requieren un gran volumen de concreto y tienen un peso considerable de acero de refuerzo, por lo que resulta un poco más costosas que las zapatas. Puede ser conveniente instalarlas donde haya una presión hidrostática ascendente, debido a un alto nivel freático. La solución estructural consiste en un sistema de losas, generalmente rigidizado por una retícula de trabes coladas por encima o por debajo de la losa, que disminuyen los asentamientos diferenciales.

Las losas de cimentación actúan como zapatas corridas, en ambas direcciones, con lo que se obtiene un apoyo más uniforme para las columnas de los edificios.

En la fig. 3.3., se muestra un esquema de las cimentaciones superficiales.

### 3.2.-CIMENTACIONES PROFUNDAS.

Cuando a una cierta profundidad aceptable no existe un estrato de terreno de resistencia adecuada para soportar el peso de la estructura, o sea, a varios metros debajo de la estructura prevista, es preciso profundizar aún más el terreno hasta encontrar un estrato conveniente.

Los cimientos a fin de distribuir la carga, pueden extenderse horizontalmente, pero también pueden desarrollarse verticalmente hasta alcanzar estratos resistentes a mayor profundidad por medio de cimentaciones profundas.

De acuerdo con las dimensiones de su sección transversal, las cimentaciones profundas generalmente se dividen en PILOTES; cuando su diámetro es menor de 60 cm; PILAS: para diámetros mayores de 60 cm. y menores de 2 m., y CILINDROS:



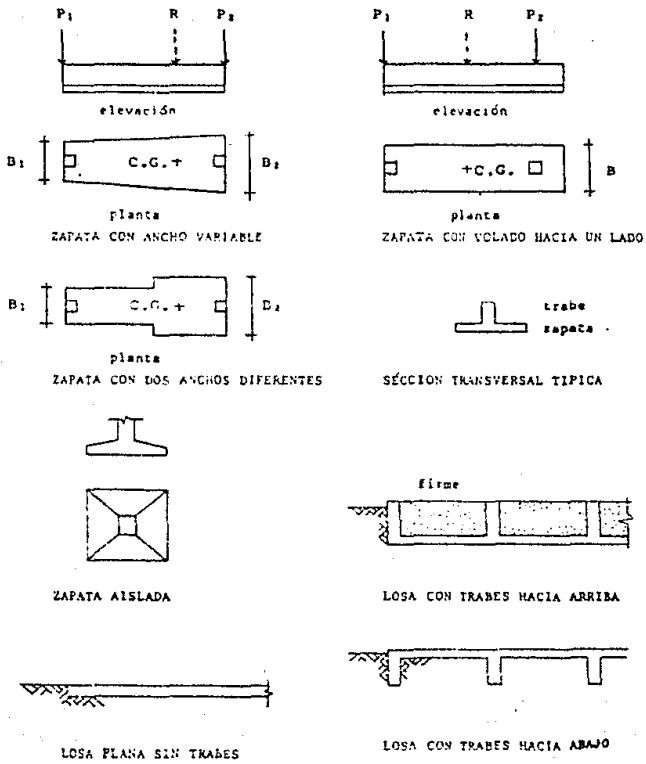


FIG. 3.3. CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

si su diámetro es mayor de 2 m.

Los pilotes son elementos relativamente largos y delgados que se emplean para transmitir las cargas de cimentación a través de sus estratos de suelos de baja capacidad de carga, hasta suelos más profundos o estratos de roca que posean una capacidad de carga más elevada.

Evidentemente, los pilotes se utilizan cuando las condiciones del subsuelo no son adecuadas para emplear zapatas o losas de cimentación, o cuando la construcción de éstas en los emplazamientos en que deberían situarse, si no se disponen pilotes, resulta antieconómica y sin ventajas.

Por consiguiente, los pilotes van generalmente asociados con los problemas difíciles de cimentación y con las condiciones peligrosas del subsuelo. Sin embargo, esto no significa que las cimentaciones sobre pilotes sean peligrosas. Es un aviso para los inexpertos e imprudentes, particularmente para el propietario y el encargado del pilote. El planteamiento de un proyecto de una cimentación con pilotes y frecuentemente la realización de éstos, requiere obtener todos los datos que puedan conseguirse de un modo razonable, sobre las características del lugar de emplazamiento, estudiar y comparar todas las soluciones posibles para la cimentación, eliminar toda incertidumbre que pueda evitarse y respetar el sano criterio profesional de ingeniería, que se desarrolla por el estudio y la experiencia, haciendo uso del mismo. Los pilotes por si mismos, deben ser suficientemente largos, resistentes, duraderos y adecuados para las condiciones particulares en que han de utilizarse y para la estructura a que corresponden. Además, la obra que se pretenda construir, ha de ser prácticamente realizable.

En el diseño y construcción de pilotes, intervienen fundamentalmente tres variables que se presentan esquemáticamente en la fig. 3.4. De hecho son los tres criterios principales para la clasificación de pilotes.

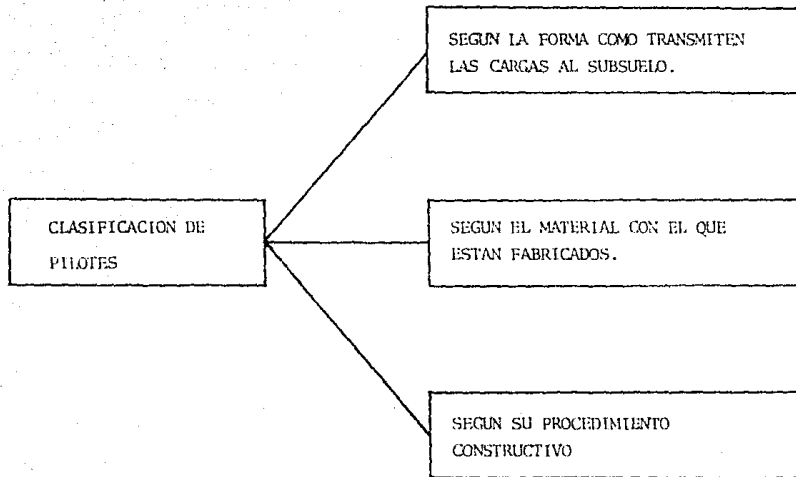


FIG. 3 .4. CRITERIO DE CLASIFICACION DE PILOTES.

### 3.2.1.- Según la forma como transmiten las cargas al subsuelo.

Por el criterio anterior, los pilotes se clasifican de la siguiente manera:

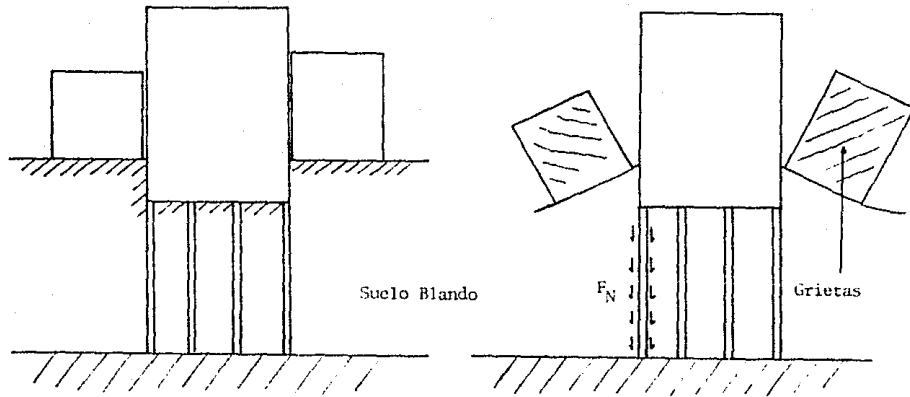
- A.-Punta.
- B.-Punta con empotramiento.
- C.-Fricción.
- D.-Punta-Fricción.
- E.-Pilotes de anclaje.
- F.-Pilotes con carga horizontal.
- G.-Pilotes inclinados bajo cargas horizontales.

A.-Pilotes de Punta.- Los pilotes de punta obtienen casi toda su capacidad de carga en un estrato de apoyo, cuando el material de dicho estrato es duro y relativamente impenetrable tal como roca o una mezcla muy densa de arena y grava, los pilotes de este tipo, deben la mayor parte de su capacidad de carga a la resistencia del estrato del punto de apoyo, y muy poca del suelo que rodea al fuste.

Este tipo de pilotes presentan un inconveniente; es ya famoso el hundimiento general o regional de la ciudad de México debido principalmente a la extracción de agua del subsuelo para fines de abastecimiento, esto origina una sobrecarga por fricción negativa en el fuste del pilote, debido a que el suelo circunvecino, materialmente se cuelga del pilote. Si estas cargas no han sido tomadas en cuenta en el diseño, pueden llegar a producir el colapso del pilote por penetración en el estrato resistente.

Otro fenómeno que se observa, es que la estructura apoyada sobre pilotes de punta parece emerger de la superficie, produciendo daño a estructuras vecinas. En la fig. 3.5., se muestra de manera esquemática dicho fenómeno.

Para salvar estos inconvenientes, se han desarrollado los pilotes de control, pilotes de punta telescopiada y los



a) Instante inicial.

b) Durante la consolidación.

FIG. 3.5. FRICCIÓN NEGATIVA DEBIDO A CONSOLIDACION REGIONAL.

pilotes entrelazados, los cuales permiten que el edificio siga en forma aproximada los hundimientos regionales. En la fig. 3.6., se muestra esquemáticamente un pilote de punta y un pilote de fricción.

B.-Pilote de Punta con Empotramiento.- Para incrementar la capacidad de carga de pilotes, se pueden empotrar a una cierta profundidad E en el estrato resistente. Para pilotes se recomienda hacerlo a una profundidad de 4 a 10 veces su dimensión horizontal (D) dependiendo de la compacidad relativa del material de empotramiento y de la capacidad del equipo disponible. En la fig. 3.7., se muestra un pilote de este tipo.

C.-Pilotes de Fricción.- Si los pilotes no llegan a alcanzar un estrato impenetrable pero están hincados a una cierta longitud en un suelo penetrable, estos pilotes transmiten la carga al suelo que los rodea, de modo que su resistencia proviene total o casi totalmente de la adherencia que se desarrolla en el fuste, en el caso de suelos cohesivos; o de la fricción entre suelo y pilotes en el caso de suelos friccionantes.

Sin embargo, éstos tienen la desventaja de que sufren hundimientos cuando se les aplican cargas netas altas; para disminuir las cargas netas, se han usado excavaciones profundas, las cuales resultan muy costosas.

D.-Pilotes de Punta-Fricción.- Un caso mixto lo constituyen los pilotes de sección variable de concreto, cuya parte extrema inferior presenta una dimensión menor, con el propósito de que al incrementarse el esfuerzo ceda el terreno y el pilote penetre.

El cambio de sección lo hace vulnerable durante su hincado y es muy común que ésta se fracture desde que se instala.

El estrato donde se proyecta que la punta se aloje dada su heterogeneidad, hace que los pilotes penetren en forma

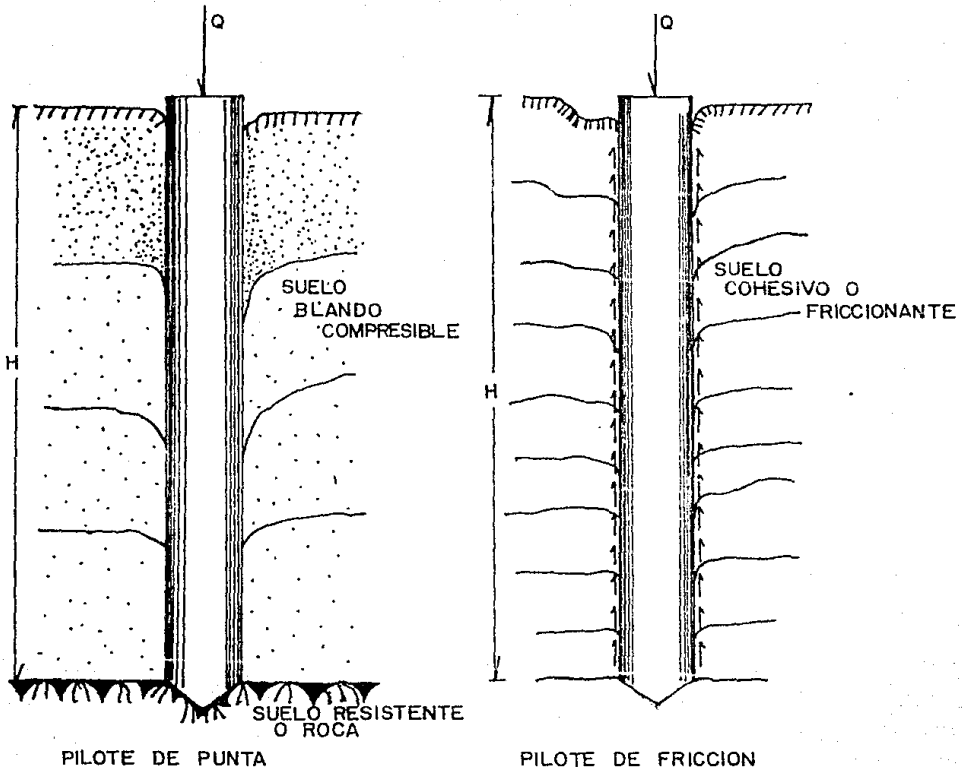


FIG. 3.6. PILOTES DE PUNTA Y FRICCIÓN.

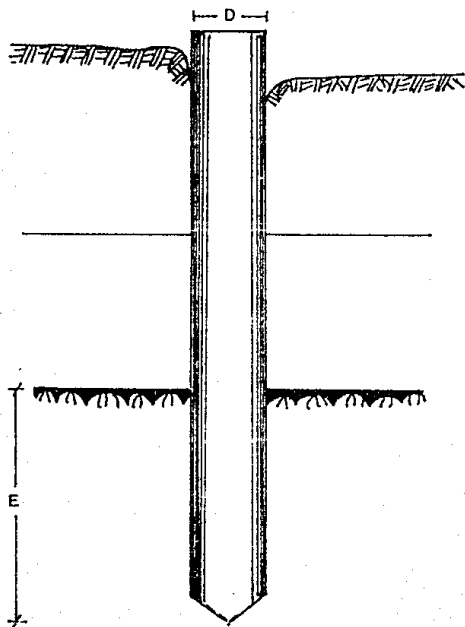


FIG. 3.7. PILOTE DE PUNTA CON EMPOTRAMIENTO.



diferente unos de otros, con lo que habrá pilotes sobre fatigados expuestos a un colapso al fallar.

Dentro de este tipo de pilotes, tenemos los pilotes penetrantes, dichos pilotes pretenden evitar que los edificios emerjan por efectos de la consolidación regional, haciendo que la punta del tramo inferior penetre en la capa dura una vez que la fricción negativa haya alcanzado un valor suficiente, llegando a una condición tal, que cualquier tendencia de la fricción a aumentar es automáticamente anulada por la penetración del pilote. El tramo inferior de dicho pilote lo forma un tubo de acero, dicho tubo está diseñado de tal manera que si el estrato de apoyo presenta dificultad de ser penetrado, el tubo debido al esfuerzo aplicado, fluirá plásticamente permitiendo el movimiento del pilote y eliminando así la fricción negativa generada. En la fig. 3.8., se muestra el esquema de un pilote penetrante.

Actualmente existen varias incertidumbres que nos obligan a profundizar sobre la conveniencia de recomendar en algún proyecto, el uso de este tipo de pilote.

E.-Pilotes de Anclaje.- Se utilizan en zonas con suelos arcillosos expansivos que por su espesor no pueden ser removidos; con estos elementos se pueden absorber los movimientos estacionales que ocurren en la parte superficial de estos suelos, que se traducen en expansivos. Estos pilotes se hincan hasta alcanzar la zona de suelo estable, como se puede apreciar en la fig. 3.9. También, se utilizan a veces para evitar el bufamiento por excavación en suelos arcillosos.

F.-Pilotes con Carga Horizontal.- Las fuerzas horizontales permanentes de reacción de una estructura o temporales inducidas por un sismo, se pueden recibir aunque en forma poco eficiente con pilotes verticales que tengan empotramiento y características estructurales adecuadas. Funcionalmente

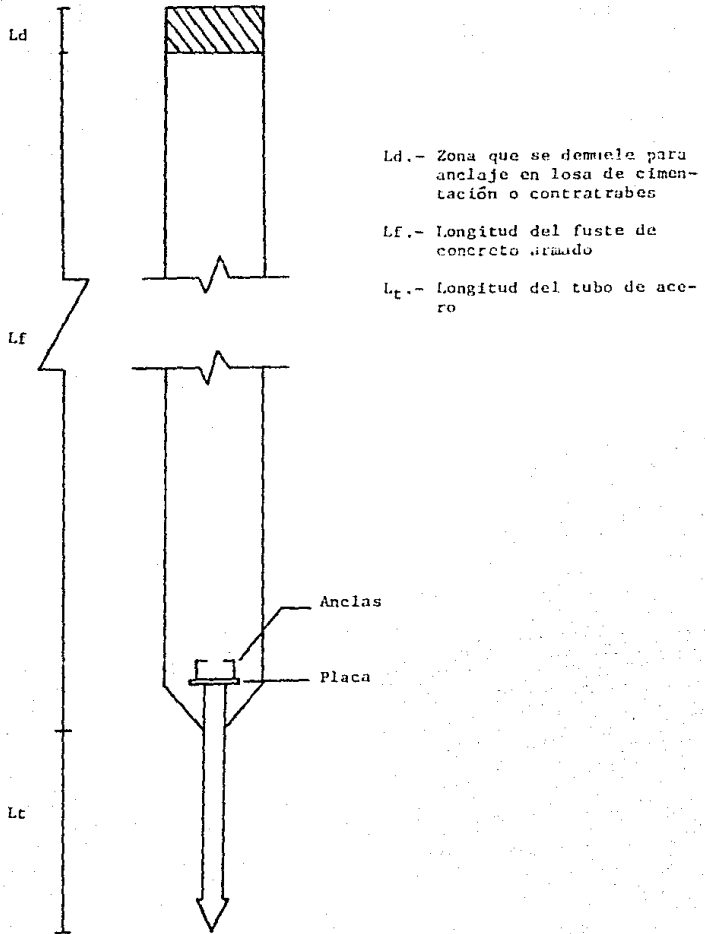


FIG. 3.8. PILOTE PENETRANTE (PUNTA\_FRICCIÓN).

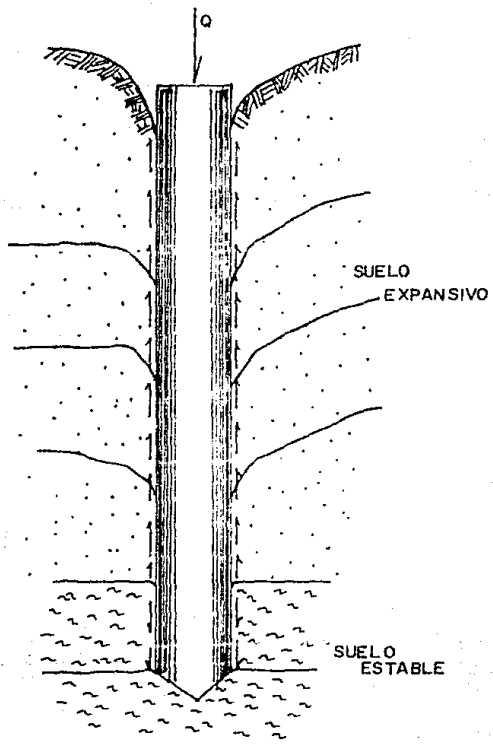


FIG. 3.9. PILOTE DE ANCLAJE.

los pilotes inclinados son mejor solución. (ver fig. 3.10).

G.-Pilotes Inclinados Bajo Cargas Horizontales.- Una solución más eficiente que la del caso anterior, es utilizar pilotes inclinados con orientación acorde a la dirección en que se presente la fuerza horizontal o con distintas direcciones cuando deban soportar las fuerzas horizontales que induce un sismo. En la fig. 3.11., se muestra este tipo de pilote.

3.2.2.- Según el material con el que están fabricados.

En la fig. 3.12., se ennumeran los materiales que se emplean para fabricar pilotes en orden descendente de su utilización.

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

Estos pilotes son los de uso más frecuente por su durabilidad y la facilidad con que se unen a la superestructura.

Los pilotes de concreto reforzado (prefabricados) son pilotes que requieren de una cantidad de acero considerable, por lo que en algunos casos se utilizan los pilotes colados in situ o por pilotes de concreto postensado.

Sin embargo, actualmente se emplean aún con bastante frecuencia para estructuras tales como muelles o embarcaderos en donde el pilote ha de apoyarse sobre el nivel del suelo en forma de columna estructural. Se emplean también en condiciones de suelo que pueden ser perjudiciales para los pilotes colados in situ y en los lugares en que se requiere una elevada resistencia a las fuerzas laterales; por ejemplo, en los cimientos de maquinaria pesada oscilante, o bien, como pilotes de anclaje para los

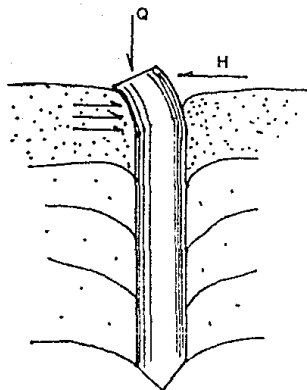


FIG. 3.10. PILOTE CON CARGA HORIZONTAL.

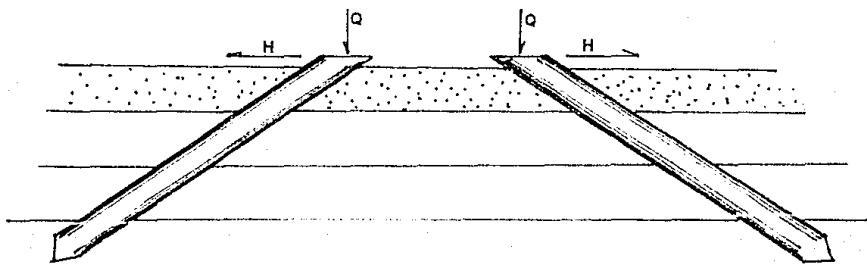


FIG. 3.11. PILOTES INCLINADOS CON CARGA HORIZONTAL.

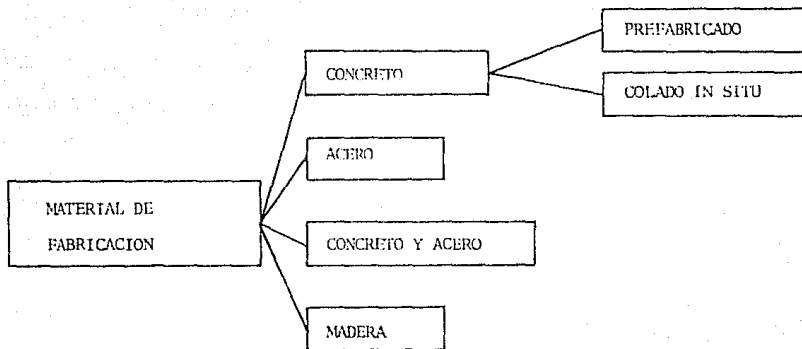


FIG. 3 .12. CLASIFICACION DE PILOTES SEGUN EL MATERIAL  
CON EL QUE ESTAN FABRICADOS.

tirantes de muros de retención. Estos pilotes suelen ser de sección cuadrada si se tratan de longitudes cortas, pero para grandes longitudes se prefieren los pilotes hexagonales, octogonales o circulares. Si las condiciones del suelo requieren una sección transversal de gran superficie, se deben emplear tubos de concreto reforzado. Se hincan completamente huecos para facilitar su manejo, y una vez hincados pueden llenarse con concreto. Para evitar una flexibilidad excesiva durante el manejo e hincamiento, las longitudes máximas aceptadas normalmente para distintos pilotes de sección cuadrada son:

Tamaño del pilote (cm de lado)	Longitud máxima ( m )
25	12
30	15
35	18
40	21
45	24

Dentro de los pilotes de concreto presforzado, tenemos a los pilotes de concreto pretensado. Son pilotes de gran ligereza en peso proporcionado por una sección transversal menor y con notable ahorro en uso de acero en su armado.

El pretensado de los pilotes precisa de un concreto de excelente calidad, lo que a su vez supone una elevada resistencia a las tensiones de hincamiento. Como en el caso de los pilotes ordinarios de concreto reforzado, el refuerzo longitudinal se proyecta para resistir las tensiones que se producen en la elevación y manejo del pilote, y no se requiere ningún refuerzo adicional, a excepción de los enganches de acero, para resistir tensiones de hincamiento. Además, el pilote es tensado para impedir que aparezca agrietamiento durante el manejo del mismo. Esto

junto con la excelente calidad de concreto, confiere al pilote de concreto pretensado, una durabilidad bastante buena en suelos corrosivos o en obras marítimas. En estos pilotes puede llegar a requerirse una gran sección transversal para que se manifieste la capacidad de apoyo del extremo y el rozamiento superficial del cuerpo del pilote. Los pilotes de concreto pretensado suelen fabricarse por medio de un proceso de tensado previo, es decir, en los moldes se colocan primeramente unos cables y se someten a tensión por medio de unos gatos hidráulicos colocados en sus extremos, después de lo cual se coloca el concreto en el molde y se procede al vibrado del mismo. Una vez que el concreto ha alcanzado la resistencia a la compresión prevista, se cortan los extremos de los cables que sobresalen del concreto y la tensión de éstos se transmite inmediatamente al pilote. Seguidamente se levanta el pilote y se traslada a la zona de apilamiento. Las secciones de estos pilotes suelen ser cuadrados de más de 40 cm de lado. Si los pilotes tienen una sección de más de 50 cm, de lado, resulta más económico fabricarlos con un núcleo hueco que posteriormente se rellena una vez hincados. Los pilotes de concreto pretensado se hincan y manejan de modo análogo a los pilotes ordinarios de concreto reforzado.

#### Uso de pilotes de concreto reforzado y pretensados.

Debido a su alta resistencia estructural y a la gran variedad de tamaños posibles, los pilotes de concreto reforzado y pretensados poseen una amplia gama de valores de capacidad de carga.

Entre sus ventajas pueden mencionarse las siguientes:

- Son adecuados para usarse como pilotes de fricción cuando se hincan en arena, grava o arcilla.
- Soportan grandes cargas cuando se emplean como pilotes de punta.
- Son adecuados para hincarse en suelos que contienen



boleos cuando se diseñan para ello.

- Se han usado en longitudes hasta de 20 m. si son pilotes reforzados sin empalmes, hasta de 40 m si son presforzados y sin empalmes y hasta profundidades ilimitadas cuando cuentan con dispositivos de empalme.
- Se logra resistencia a la corrosión si se construyen con cementos adecuados.
- Son inmunes al ataque de insectos barrenadores, marinos y termitas.
- Son resistentes al fuego cuando sobresalen del terreno natural.

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

#### Pilotes Colados in situ.

Existe una gran variedad de pilotes colados en el lugar, en general éstos se construyen depositando el concreto fresco en la perforación hecha previamente en el suelo, dejando que se cure ahí mismo. Los dos procedimientos principales para construir estos pilotes son:

- a) Hincar un tubo metálico y llenarlo de concreto a medida que se va sacando el tubo. Durante este procedimiento se usa donde el suelo sea tan estable que no se derrumbe la excavación, en donde el agua no la inunde y en donde no se perjudique a un pilote recién colado al efectuar excavaciones para los pilotes vecinos.

- b) Hincar un tubo metálico, llenarlo de concreto y dejarlo que se cure ahí en el suelo.

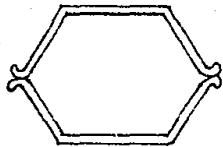
Dentro de los tipos de pilotes colados in situ, tenemos:

Pilotes Franki, Pilotes vibro, Pilotes simplex, pilotes alpha, pilotes western con parte inferior de botón, pilotes western de pedestal, pilotes Raymond, pilotes West y pilotes Gambia. La discusión del proceso constructivo de dichos pilotes, se discute en el capítulo 4.

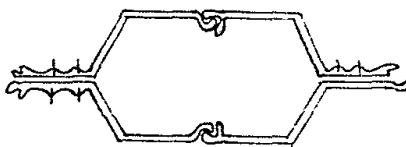
B.-Pilotes de Acero.- Se construyen usualmente con secciones H, tipo caja, o secciones de tubo que pueden quedar huecos o rellenarse con concreto. Es común que sean compuestos por secciones unidas entre sí por juntas especiales o soldadas; con ésto se logra ventaja de maniobrabilidad. Los pilotes de acero de sección H, debido a su pequeña área transversal y a su gran resistencia, son adecuados para penetrar materiales duros sin desplazamientos fuertes del suelo a causa del hincado. Los pilotes en H tienen una capacidad de penetración mayor que los tubulares o tipo caja. Si las condiciones de hinca lo permiten, es preferible introducir pilotes tipo caja. Pueden tener un extremo completamente bloqueado porque, así se evita el resquebrajamiento o agrandamiento de las puntas de los pilotes. Otra forma consiste en hincarlos abiertos por el extremo, limpiándose a continuación en toda su extensión y rellenándose con concreto. Si se hincan pilotes de gran longitud por el procedimiento de ir soldando sucesivos tramos, un método conveniente es hincar el primer tramo abierto por sus extremos, a continuación acoplar el tramo siguiente con un diafragma de forma que la parte más alta del pilote, que puede estar sujeta a acciones corrosivas, permanezca vacía y limpia para poder rellenarla con concreto.

En la fig. 3.13., se muestran las secciones transversales de los pilotes tipo caja.

PILOTE TIPO CAJA LARSEN



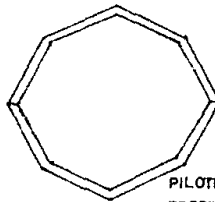
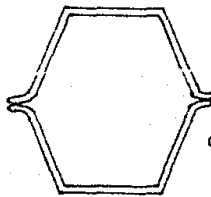
PILOTE TIPO CAJA DOBLE FRODINGHAM



Soldadura



PILOTE TIPO CAJA ENCHAPADA FRODINGHAM

PILOTE TIPO CAJA  
FRODINGHAM

COLUMNA RENDHEX

FIG.3.13. SECCIONES TRASVERSALES DE PILOTES TIPO CAJA .

Los pilotes Larsen y Frodingham, se fabrican soldando pares de perfiles laminados de acero a lo largo de sus agarraderas, mientras que los pilotes octogonales Rendhex y Frodingham se fabrican de modo especial con secciones acanaladas soldadas conjuntamente por pares.

Los pilotes tubulares de acero tienen forma de simples secciones de tubería rellenas de concreto, también en forma de secciones estiradas especialmente diseñadas para conseguir rigidez al manejarlos e hincarlos, se introducen por completo en el suelo con martinetes ordinarios y a continuación se rellenan de concreto.

Los pilotes tubulares pueden dejarse llenos de material granular o parcialmente llenos de concreto o arena y luego, rematados o tapados.

Los pilotes de acero poseen las siguientes ventajas:

- a).-Si se hincan sobre un estrato duro, adquieren una elevada capacidad de carga.
- b).-Resisten hincas difíciles sin experimentar agrietamiento alguno; si la cabeza del pilote se tuerce durante la hinca, puede acortarse con suma facilidad y reformarse para una nueva hinca.
- c).-Si es necesario, pueden diseñarse de forma que el desplazamiento que provoquen en el suelo al ser hincados, sea mínimo.
- d).-Pueden alargarse muy fácilmente (sin demorar apenas la hincadura) soldando longitudes adicionales, lográndose de esta forma, penetraciones a gran profundidad sin necesidad de emplear un entramado de gran altura.
- e).-Si no se hincan del todo, pueden cortarse las partes sobrantes y utilizarlas como chatarra.
- f).-Pueden manejarse rudamente sin que sufran daño alguno.
- g).-Poseen una resistencia bastante buena a la flexión y a las fuerzas laterales.
- h).-Los pilotes de acero huecos, pueden llenarse con mortero

de arena y cemento, lo cual supone una gran ventaja en los sitios en que el concreto de buena calidad sea escaso.

El principal enemigo de los pilotes de acero, es la corrosión y las principales medidas para evitarla son el aumentar la sección, pinturas especiales, recubrimiento de concreto, o protección catódica, sujeta por otra parte a problemas de conservación.

C.-Pilotes Mixtos de Concreto y Acero.- Estos son pilotes de concreto protegidos en sus costados por canales de acero, además tienen una punta de acero para protección durante el hincado. El golpe se dá en un cabezote de acero directamente conectado a la armadura de los canales. Con condiciones estatigráficas peculiares, se han utilizado pilotes que tienen un segmento inferior de acero y el resto de concreto reforzado. En general este tipo de pilotes tiene poco uso.

D.-Pilotes de Madera.- Proporcionan cimentaciones seguras y económicas, su ligereza proporciona a la cimentación una flotación considerable. Su longitud está limitada por la altura de los árboles disponibles, suelen tener una longitud de 6 a 12 m. aunque pueden empalmarse si se requieren longitudes mayores. Los pilotes de madera tienen la desventaja de no poder soportar los esfuerzos debidos a un fuerte hincado necesario para penetrar mantos muy resistentes, siendo necesario proteger las puntas con regatones de acero o las cabezas con arandelas de acero. Si las condiciones de hinca son problemáticas, conviene efectuar una inyección previa o taladrar un agujero para colocar en él el pilote en vez de arriesgarse a un agrietamiento sin localización o a la rotura de éste bajo el nivel de terreno.

Además ha de tenerse en cuenta que las fluctuaciones del nivel freático con periodos alternativos de humedecimien

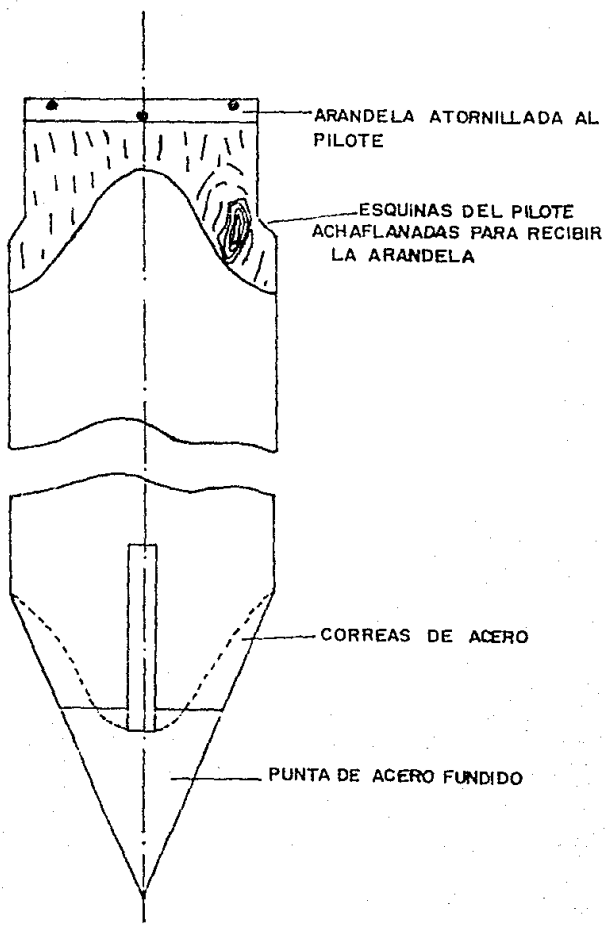


FIG. 3.14. PROTECCIONES PARA CABEZA Y PUNTA DE UN PILOTE DE MADERA.

to y secado, son sumamente perjudiciales; en cambio un pilote siempre bajo el nivel freático, se conserva en forma excelente.

### 3.2.3.- Según su procedimiento constructivo.

Se han desarrollado numerosos procedimientos constructivos para instalar pilotes; la característica fundamental que les diferencia es que durante la instalación se induzcan o no, desplazamientos del suelo que les rodea. En el siguiente capítulo comentaremos sobre estos métodos, por el momento se presenta en la fig. 3.15., la clasificación de pilotes de acuerdo a su procedimiento constructivo.

### 3.3.-PILAS

La misión de las cimentaciones a base de pilares, consiste en poder transmitir las cargas estructurales a través de profundos estratos de suelo débil, hasta un estrato más firme que proporcione un adecuado apoyo y resistencia a las cargas laterales. Desempeñan una función análoga a la de las cimentaciones de pilotes, estribando de la diferencia más acusada en el procedimiento de construcción. En el sentido más estricto de la palabra, una pila es un sólido miembro estructural que actúa como un enorme puntal. De lo anterior se dan las pilas de punta, que trabajan de manera similar a los pilotes de punta; tendremos además como en el caso de pilotes, las pilas de punta con empotramiento y pilas verticales con carga horizontal. Las pilas son coladas dentro de una perforación previamente realizada, generalmente cilíndrica, que puede construirse con o sin refuerzo, con o sin campana; cuando deban apoyarse en el suelo o rocas blandas, se acampanan sobre el estrato de apoyo para proporcionar una zona adecuada de apoyo y una buena presión de carga. Cuando las condiciones del suelo son favorables, las cimentaciones de pilas, suelen resultar económicas.

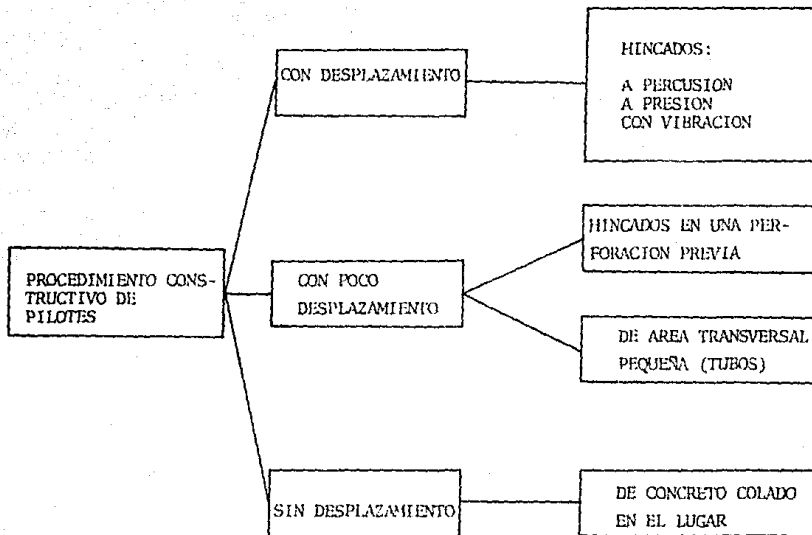


FIG. 3.15. CLASIFICACION DE PILES SEGUN SU PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.



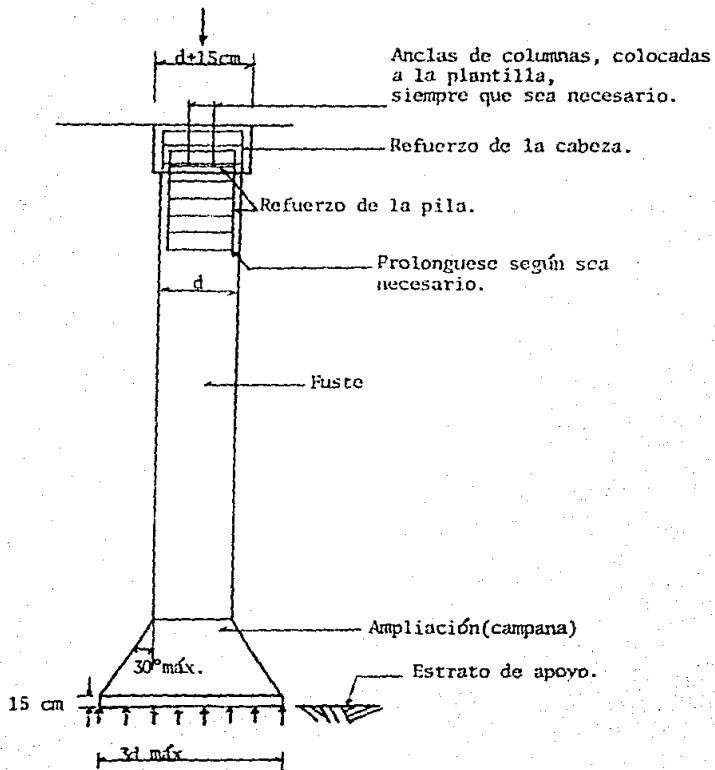


FIG. 3 J6. PILA DE CIMENTACION.

En la fig. 3.16., se muestra una pila de cimentación con ampliación de campana en su base.

A continuación se ennumeran algunas ventajas y limitaciones de las pilas comparando con pilotes:

**Ventajas:**

- Una pila sustituye a muchos pilotes y se elimina la necesidad de dados o zapatas sobre los pilotes.
- En las cimentaciones a base de pilas, se evita el ruido que causan los martinets, así como sus vibraciones y los desplazamientos que sufre el suelo por el hincado de pilotes que en algunas obras es muy importante.
- En la construcción de pilas, puede perforarse a través de gravas y pequeñas piedras, lo que en caso de pilotes, los desviarían y causarían numerosos problemas como sustitución de pilotes, recorte de pilotes, etc.

**Desventajas:**

- No todos los suelos se prestan para construir pilas en forma eficiente y económica.
- Es indispensable una buena supervisión técnica, especialmente antes y durante el colado de cada pila.
- La falta de una pila tiene consecuencias más críticas que las de un pilote.

### 3.4.-CILINDROS.

Los cilindros son secciones circulares de concreto reforzado, que por su mayor diámetro (superior generalmente a los 3 m), se construyen huecos. El procedimiento de construcción consiste en colocar sobre el terreno el elemento, excavando en su interior con una cuchara de almeja para retirar el material; el cilindro va descendiendo a medida que se retira el material bajo él, hasta llegar al estrato resistente. Cuando son de gran longitud (y se han llegado a construir de 40 m.) se construyen por tramos, colando

cada sección sobre la superficie, monolíticamente unida a la parte que se haya hincado con anterioridad. Frecuentemente, en cilindros largos, se hace necesario lastrarlos a fin de vencer la fricción lateral que se opone a su descenso, en otras ocasiones se utilizan chiflones para el mismo fin. Una vez colado el elemento en posición se cuela un tapón en su parte interior y una tapa en la superior, quedando el interior hueco.

### 3.5.-CIMENTACIONES COMBINADAS.

Además de las soluciones anteriores, el diseño puede contemplar el empleo de alguno de los sistemas de cimentación que combina las características de las superficies (de acuerdo a su relación profundidad/ ancho y al método de cálculo para evaluar su capacidad de carga) con las características de las cimentaciones profundas (desde el punto de vista del procedimiento constructivo). Dentro de estas cimentaciones combinadas, tenemos los tipos denominados "cajones y especiales".

#### 3.5.1.-Cajones.

La misión de un cajón de cimentación, es distribuir la carga en una zona tan ancha como sea posible, dando a la estructura una rigidez suficiente para salvar por encima áreas locales de suelo más débil o más compresible. El grado de rigidez que proporciona el cajón, reduce así mismo, el asentamiento diferencial. Los cajones poseen una función adicional e importante puesto que utilizan el principio de compensación para reducir la carga neta sobre el suelo. Con este principio se trata de que el peso de la estructura iguale al peso de la tierra excavada. Las cimentaciones compesadas han sido particularmente utilizadas para evitar asentamientos en suelos altamente compresibles, pues teóricamente, los eliminan por no dar al terreno ninguna sobrecarga. Sin embargo, como el proceso de carga no es simultáneo con el de descarga,

resultado de la excavación, se presentan expansiones en el fondo de ésta, que se traducen en asentamientos cuando por efecto de la carga de la estructura, dicho fondo regrese a su posición original.

Cuando el peso de la estructura incluyendo su cimentación, es igual al peso desalojado, la cimentación se denomina de "compensación total". También existe la "compensación parcial", en donde el peso de la tierra excavada compensa únicamente una parte del peso de la estructura, el resto se toma con pilotes o descanso sobre el terreno, si es que la capacidad de carga y la compresibilidad de éste lo permiten. Finalmente, la situación inversa produce "sobrecompensación". En la fig. 3.17., se muestra un cajón profundo para edificios.

### 3.5.2.- Especiales.

Debido a las características de alta compresibilidad, baja resistencia y una elevada velocidad de hundimiento del subsuelo de la Cd. de México, en la zona de potentes depósitos lacustres y a la necesidad de construcción de edificios altos, las soluciones de cimentación contemplan una combinación de cajones parcialmente compensados más pilotes; estos últimos pueden ser de punta o de fricción.

A.-Compensación parcial más pilotes de fricción.-La compatibilidad de funcionamiento entre ambas soluciones de cimentación, proviene de que los pilotes trabajan por fricción casi al límite, o sea, que siempre deslizan hacia abajo ligeramente, permitiendo que el cajón parcialmente compensado funcione como tal, redistribuyendo las presiones en el subsuelo con el fin de reducir los asentamientos. En este caso, la losa de cimentación, deberá tener capacidad estructural suficiente para proporcionar el complemento de capacidad de carga. En la fig. 3.18., se presenta un esquema de este tipo de cimentación.

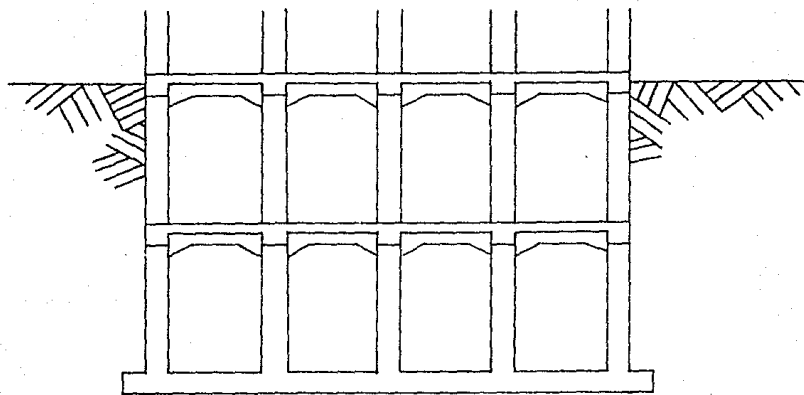


FIG. 3 J7. CAJON PROFUNDO PARA EDIFICIOS.

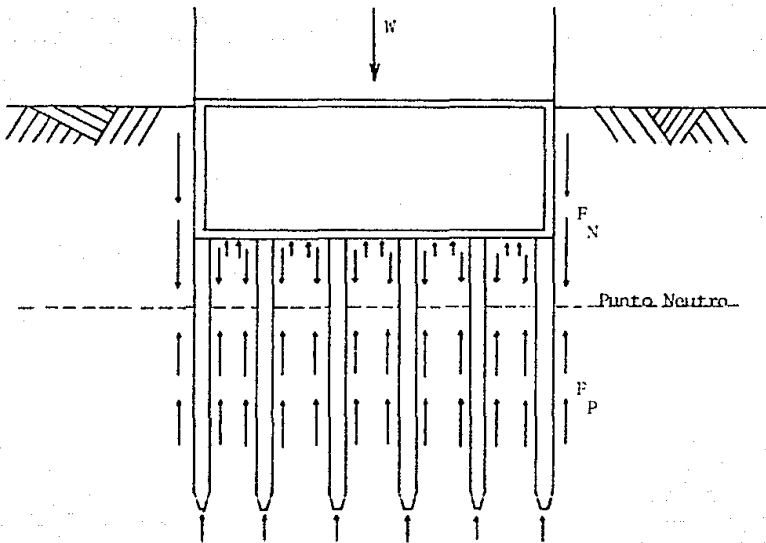


FIG. 3 JB. CAJON CON PILOTES  
DE FRICCION.

B.-Compensación parcial más pilotes de punta.-Cuando una cimentación basada en pilotes de punta se combina con un cajón, no existe compatibilidad de movimientos y en terrenos compresibles, el suelo tiende a desprenderse del cajón; por lo cual todo el peso de la estructura recae sobre los pilotes de punta, incluyendo la fricción negativa, propiciando la penetración del pilote en el estrato de apoyo.

Los efectos dañinos en las estructuras vecinas, la pérdida de capacidad de carga útil por fricción negativa y los peligros que entraña la penetración diferencial de los pilotes en el estrato firme, han hecho pensar en soluciones que permitan manejarlos, so pena de desecharlos.

La primera solución que se ocurrió, se debe al Ing. Manuel González Flores con su difundida idea de los pilotes de control. El primer pilote de control, lo inventó el Ing. González hace unos 30 años, quién al observar la emersión relativa de los edificios apoyados sobre pilotes de punta, con respecto al terreno circundante en la Cd. de México, tuvo dos ideas básicas para resolver el problema:

a.-Dejar que los pilotes atravesaran libremente la losa de cimentación.

b.-Transmitir la carga a la cabeza de los pilotes, mediante una celda de deformación.

Mediante este sistema, se podían variar a voluntad las cargas aplicadas en las cabezas de cada uno de los pilotes, así como la velocidad de hundimiento del edificio para igualarlo al del terreno circundante. El procedimiento es empírico con base a las nivelaciones del edificio y del terreno circundante.

Los pilotes de control, de acuerdo con la localización del dispositivo deformable, se pueden dividir en dos grandes grupos:

1.-Con el dispositivo deformable en la cabeza.

2.-Con el dispositivo deformable en el cuerpo del pilote (telescópico).

Cuando el dispositivo se localiza en la cabeza, se basa en la deformación por compresión de unos cubos de madera, trabajando en el rango plástico.

A últimas fechas se han patentado otros dispositivos de control que se presentan en la fig. 3.19. y que a continuación se describen brevemente.

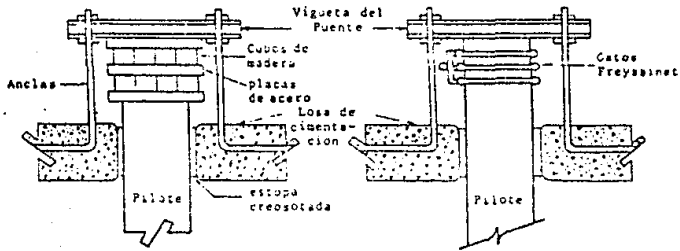
I.-El pilote telescópico (Ing. Walfang Streu) consta de un cilindro de concreto superior hueco, un relleno de arena compactada y un cilindro macizo de concreto o acero inferior que penetra dentro del hueco y se apoya sobre el estrato resistente en su base. Con este dispositivo se controla el hundimiento del edificio variando a voluntad la altura del relleno de arena. Si se desea disminuir la velocidad de hundimiento, se aumenta el relleno de arena, en caso contrario se disminuye.

Una modificación de este pilote lo constituye el control telescópico, en el que el cilindro macizo es un pilote de punta convencional y el cilindro hueco con el relleno de arena es de control (ver fig. 3.20).

El pilote telescópico trabaja por fricción positiva en su parte exterior e interior, y por punta en su extremo inferior. Su longitud se ajusta automáticamente al hundimiento de la superficie del terreno con respecto al estrato de apoyo al dejar una altura de relleno de arena calculada previamente en función de la carga y de las propiedades mecánicas del relleno de arena.

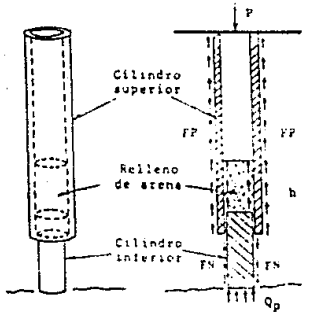
II.-Celdas de deformación a base de gatos Freyssinet, (Ing. Wolfgang Streu).- Mediante éstos se controla la presión del aceite mediante manómetros para tomar la carga de diseño de cada pilote. Cuando ésta se excede, por hundimiento del terreno, se disminuye extrayendo





ESQUERA DE LA CABEZA DE UN PILOTE DE CONTROL

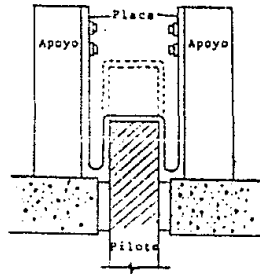
CATOS FREYSSINET



ESTRATO FIRME  
PERSPECTIVA

SECCION LONGITUDINAL

PILOTE TELESCOPICO



DISIPADOR DE ENERGIA DE LA  
U.N.A.M.

FIG. 3.19. PILOTES DE CONTROL.

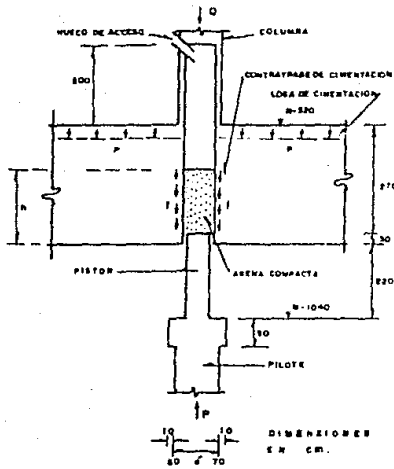


FIG. 3.20. DISPOSITIVO TELESCOPICO

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

manualmente aceite de los gatos, con lo cual desciende la estructura y la losa de cimentación se vuelve a apoyar sobre el terreno.

Una mejora de este sistema es la patente del Ing. Alberto Pilatowsky, consistente en que la presión se alivia automáticamente mediante una válvula calibrada previamente. Los gatos en este sistema son de émbolo.

III.-El Instituto de Ingeniería de la UNAM, transforma la energía que se genera al incrementarse la carga del pilote, durante la emersión relativa de la estructura, en energía para deformar una placa de acero.

IV.-El sistema de autocontrol del Ing. Miguel Angel Jiménez, se basa en la fricción generada entre piezas de acero y el pilote. La cimentación queda colgada del dispositivo mediante cables de acero de alta resistencia (ver. fig. 3.21.).

C.-Pilotes Entrelazados.- Los mecanismos utilizados por los pilotes de control, requieren una inspección y un mantenimiento a través de la vida de la estructura que resulta muy costoso e indeseable; la reposición de las celdas de deformación, la oxidación de las partes metálicas, la penetración del agua freática entre el sello de la cimentación y el relleno periódico de arena tratándose de los pilotes telescópicos, hacen pensar en el uso de este tipo de pilotes, ya que a la fecha no hay alguno que no requiera conservación, por lo que el mejor tipo será aquel cuyo mantenimiento sea lo más espaciado posible y el ideal sería uno que no requiera ninguna clase de conservación.

La gran compresibilidad del suelo combinada con el hundimiento generalizado que ocurre en la parte central de la ciudad, presenta un problema difícil para cimentar edificios y estructuras pesadas.

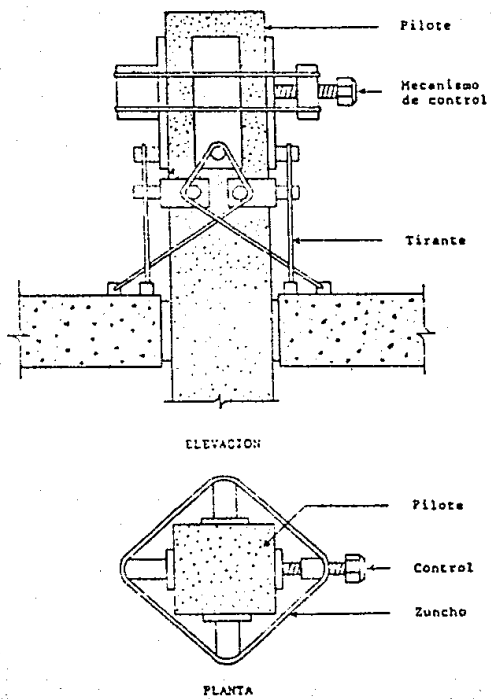


FIG. 3.21. SISTEMA DE AUTOCONTROL.

Las cimentaciones por superficie que son compensadas lo suficiente para disminuir los asentamientos o valores tolerables, resultan muy profundas y costosísimas, y requieren períodos de construcción muy largos.

Las cimentaciones con pilotes de fricción requieren para su buen funcionamiento, que exista un colchón de suelo compresible bajo sus puntas, el cual debe tener cerca de cuatro metros de espesor. Las estructuras y edificios pesados sufren hundimientos inaceptables por la consolidación del colchón y por lo tanto, es necesario limitar la carga máxima que se puede aplicar a cimentaciones sobre pilotes de fricción.

Los pilotes apoyados de punta en las capas duras primera o segunda, tienen el inconveniente de hacer que los edificios aparentemente sobresalgan de la superficie del terreno, produciendo grandes daños a las construcciones vecinas y daños menores en pavimentos y tuberías. Los pilotes de punta muy largos que se requieren en ciertas zonas de la Ciudad de México, cargan fricciones negativas tan grandes, que su uso no resulta económico.

Con el objeto de suprimir las desventajas de las cimentaciones anteriormente mencionadas, se ideó la cimentación a base de pilotes entrelazados o pilotes "A" y "B", cuyo objetivo es poder soportar cargas grandes sin que los edificios sufriesen hundimientos excesivos, y a la vez, permitir que el edificio siga en forma aproximada los movimientos de la superficie del terreno causados por el hundimiento regional.

Los componentes básicos de esta cimentación, se muestran en la fig. 3.22.

- a) Pilotes llamados tipo "A" unidos a la cimentación.
- b) Pilotes tipo "B" clavados de punta en la capa dura con sus cabezas varios metros abajo de la losa de cimentación.
- c) La losa de cimentación con sus contratrabes.

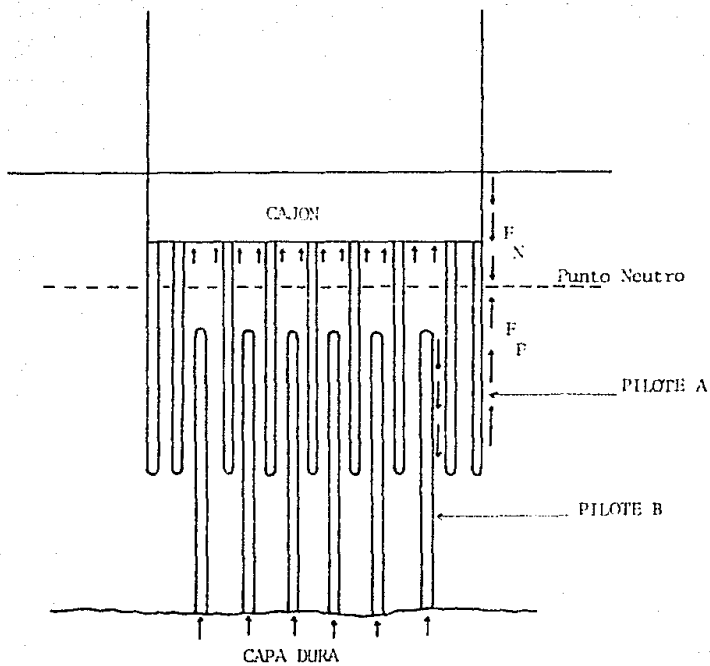


FIG. 3.22. PILOTES ENTRELAZADOS.

d) Un sotano poco profundo.

El comportamiento de estas cimentaciones es como sigue:

La carga neta de la estructura se transmite por medio de la losa de cimentación a los pilotes tipo "A", los cuales transmiten su carga al suelo por fricción positiva y al mismo tiempo transfieren parte de su carga, a través del suelo a los pilotes tipo "B". Los pilotes tipo "B", reciben la carga del subsuelo por medio de la fricción negativa y transmiten esta carga a la capa dura.

Con este arreglo, se disminuyen los esfuerzos verticales inducidos por el peso del edificio en el subsuelo que queda entre los pilotes tipo "A".

Se pueden incorporar tantos pilotes tipo "B" a la cimentación, como menor esfuerzo se quiera transmitir a las capas del subsuelo que quedan bajo la punta de los pilotes tipo "A" y en esta forma se puede controlar el hundimiento máximo del edificio.

Los pilotes tipo "B" ejercen esfuerzos en el subsuelo hacia arriba debido a la fricción negativa que se desarrolla entre el suelo y ellos, con movimientos relativos sumamente pequeños. Este se ha comprobado con mediciones de carga hechas en pilotes tipo "B", instrumentados a distintos niveles con movimientos relativos del orden de uno o dos centímetros, es posible movilizar las fricciones negativas totalmente, en pilotes "B" de las dimensiones usuales que se utilizan en la ciudad de México.

La cimentación con pilotes entrelazados puede seguir los hundimientos del terreno circundante debido a que el estado de esfuerzos verticales bajo de ella, puede hacerse prácticamente igual al que prevalece afuera del área piloteada. Al disminuir las presiones del agua dentro de la masa del subsuelo, se puede producir la consolidación regional dentro del área piloteada a una velocidad prácticamente igual en la del terreno circundante, debido a que

los pilotes "B" estan diseñados con factor de seguridad de uno, en cuanto a su adherencia con la arcilla y que la resistencia del suelo aumentará muy poco con la consolidación futura.



**4.- PROCESO**

**CONSTRUCTIVO**

#### 4.-PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.

##### Construcción de Cimientos.

Actualmente, los métodos de construcción de cimentaciones suponen un alto grado de mecanización. Las velocidades óptimas de trabajo de una instalación se consiguen únicamente con unas condiciones claras de trabajo que permitan a la instalación y a los vehículos, una movilidad máxima. Por consiguiente, en los lugares de gran extensión fuera del área urbana, habrá de disponerse un sistema de carreteras temporales, eficiente y cuidadosamente mantenido, a fin de conseguir un ritmo rápido de construcción en cualesquiera condiciones meteorológicas. Igual importancia debe darse al drenaje del lugar de trabajo para poder mantenerlo seco y evitar bombeos innecesarios.

##### 4.1.-PREPARACION DEL LUGAR.

A).-Carreteras Temporales.- El modo de construir carreteras temporales, depende como es natural, de las condiciones del suelo. En suelos con grava o arena con buen drenaje, no hará falta más que nivelar el terreno y consolidarlo para conseguir una buena superficie de rodadura. Las superficies arenosas son susceptibles a la formación de surcos en tiempos muy secos o durante lluvias torrenciales. Para carreteras temporales importantes que han de soportar un tráfico intenso durante un largo período, puede considerarse la posibilidad de estabilización a base de cemento. Todo tipo de vehículos de construcción, puede rodar sobre un suelo arcilloso o de limo cuando está seco. Por lo tanto, si la fase de construcción que precisa de transportes queda concluida en la estación seca, las carreteras de hacen innecesarias. Sin embargo, si el programa de construcción requiere que el trabajo se prolongue durante el invierno y en los distintos períodos de tiempo lluvioso, entonces

se hace imprescindible algún tipo de construcción de carreteras temporales. Es además importante construir estas carreteras, antes de que comience el tiempo húmedo, ya que al comenzar las lluvias, al cabo de un día o dos, comienzan a formarse surcos de llantas hasta que todo el lugar, acaba por convertirse en un cenegal. Es también una falsa economía el hacer las carreteras demasiado estrechas. En ellas los vehículos se ven forzados a rodar por fuera de la carretera, hundiéndose las ruedas que van por la cuneta y destrozando de este modo los costados de la carretera.

Si se construyen las carreteras antes de que empiece el tiempo húmedo, puede sacarse ventaja de la elevada capacidad de carga de la arcilla seca, economizando espesor de material de la carretera, aunque debe admitirse una cierta tolerancia para el reblandecimiento del subfirme como consecuencia de una limitada filtración de agua a través de la superficie.

La excavación y el movimiento de tierras pueden resultar perjudiciales en terrenos calizos o margosos. En tiempo seco, los vehículos pueden circular por cualquier parte aunque el polvo levantado por un tráfico intenso, llega a constituir una seria molestia. En tiempo lluvioso, la superficie de la marga o caliza, se torna grasienta y es preciso extender sobre ella grava para impedir que los vehículos patinen.

B).-Drenaje del lugar de construcción.- Prestando la atención debida al drenaje del agua de la superficie y del subsuelo, puede hacerse mucho para mejorar las condiciones de trabajo. Esta necesidad se hace imperativa cuando ha de construirse en climas tropicales o subtropicales, en donde las lluvias torrenciales pueden provocar rápidas corrientes o erosionar gravemente el lugar con los daños subsiguientes a las obras parcialmente construidas.

Todos los desagües del subsuelo que puedan exponerse a la superficie, deberán ser cuidadosamente inspeccionados. Si sirven deberán interceptarse con un desagüe transversal y conducirse hasta la zanja más próxima o a las alcantarillas de la superficie. Es una pérdida de tiempo el bombear el agua superficial de las excavaciones cuyo acceso a las mismas podrían impedirse con unas cuantas zanjas bien distribuidas o desagües.

#### 4.2.-PREPARACION DEL LUGAR EN AREAS URBANAS.

La preparación del lugar de construcción en áreas edificadas, debe incluir la localización y clara identificación de los cables eléctricos y telefónicos, tuberías de gas y agua, y alcantarillas que existen bajo tierra. Esto es importante, ya que han ocurrido accidentes fatales, provocados por hombres o máquinas que han chocado contra cables eléctricos y tuberías de gas; y la reparación de los cables telefónicos puede llegar a tener un costo elevado. La destrucción de una tubería de agua puede resultar perjudicial para una excavación parcialmente acabada, si la afluencia del agua provoca el hundimiento de los lados, falla de taludes, etc.

Si han de efectuarse excavaciones profundas, voladuras, o hincamiento de pilotes, en las proximidades de algunas estructuras, habrán de realizarse detalladas investigaciones en unión con los propietarios para determinar si existen signos de grietas o asentamientos. Todas las grietas deberán fotografiarse y señalarse con dispositivos de aviso. A medida que prosigue el trabajo, deberá tomarse periódicamente los niveles de los edificios cercanos, realizándose medidas de la anchura de las grietas en los sitios en que se han colocado los dispositivos de aviso, controlando así los posibles movimientos. Es sorprendente cuán a menudo los propietarios no se percatan de la aparición de grietas en sus edificios y reclaman contra

el contratista si sus propiedades se ven sacudidas por las voladuras o hincado de pilotes.

Es indispensable revisar minuciosamente la superficie del terreno para proceder a hacer los trazos sobre éste, con el fin de iniciar las excavaciones necesarias.

A).-Trazo.- Una vez realizada la limpieza del terreno, se marcan los trazos necesarios para hacer las excavaciones en el lugar debido, de acuerdo con los planos aprobados.

Uno de los métodos más usados y prácticos para hacer el trazo, es mediante el empleo de crucetas y reventones, que sirven de guías para posteriormente, marcar las proyecciones de éstos sobre el suelo, valiéndose de una mezcla de lechada pobre de cal. Este método se emplea para excavaciones que no tengan gran complicación; en el caso de excavaciones delicadas que a juicio del supervisor el método sea insatisfactorio, se usarán aparatos y sistemas topográficos con los cuales se dejarán mojoneras fijas y bancos de nivel que servirán como referencia.

B).-Nivelación.- las nivelaciones en construcción consisten en conocer, dictaminar, corregir y pasar alturas y profundidades con respecto a uno o más elementos fijos no susceptibles a movimientos o alteraciones llamados bancos de nivel.

Para pasar niveles en obras de pequeña importancia, puede emplearse un nivel sencillo, hecho a base de una manguera transparente llena siempre de agua, cuidando que no existan burbujas de aire y tomando como base el principio de los vasos comunicantes. Para nivelar elementos pequeños o aislados puede emplearse el nivel de burbuja.

Para obras de mayor importancia, es conveniente usar niveles topográficos o teodolitos.

Las nivelaciones y renivelaciones en cualquier caso, deben efectuarse con precisión milimétrica y referidas a tres bancos de nivel distantes 50 m, como mínimo uno de otro,

localizados fuera del área de influencia de pozos o construcciones.

Las referencias o bancos de nivel se colocan antes de iniciar las excavaciones, debiendo emplearse concreto pobre ( $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$ ) y una varilla o tubo de 2" de  $\emptyset$ , ahogada 25 cm en el concreto.

Las nivelaciones deben checarsse como mínimo cada 10 días, mientras dure el proceso de excavación, cimentación y construcción de planta baja, quincenalmente hasta finalizar la construcción y trimestralmente una vez terminada la construcción, hasta un período de 2 a 5 años, según lo indique el supervisor. Estas recomendaciones son indispensables principalmente para terrenos flojos, blandos o con problemas de aguas freáticas como la Ciudad de México.

#### 4.3.-EXCAVACIONES.

Las cimentaciones de la mayor parte de las estructuras, se desplantan abajo de la superficie del terreno; por lo tanto, no pueden construirse hasta que se ha excavado el suelo o roca que está arriba del nivel de la base de las cimentaciones.

El tema de las excavaciones es muy general y abarca un sinnúmero de tipos y objetivos. La gama de tipos abarca diversas disciplinas como es la construcción, o en la agricultura por ejemplo, o bien en el ámbito exclusivo de la construcción, podemos encontrar excavaciones abiertas en forma de caja como la correspondiente a edificios urbanos, o cerradas ya sean verticales como las que se hacen para cilindros en puentes, u horizontales para tuneles, por mencionar algunas.

Por una parte en forma paralela a la actividad de excavar, se han desarrollado diversas especialidades, ya sea para acelerarla o para profundizarla, o para asegurarla de acuerdo con el objetivo posterior a ella y a las características del suelo.

Por otra parte la excavación por su forma, profundidad o destino, está íntimamente ligada a las peculiaridades del suelo en donde hemos avanzado importantemente, consecuentemente, en la práctica de ella a lo largo del tiempo, se han presentado a estas alturas todos o la mayor parte de los tipos y objetivos, por lo que seguramente se han desarrollado ya, no sólo los procedimientos adecuados para cada fin, sino también los equipos correspondientes.

#### 4.3.1.-Clasificación de Excavaciones.

- |                               |   |                                   |
|-------------------------------|---|-----------------------------------|
| A.-Por la humedad en el suelo | { | En seco<br>En presencia del agua. |
| B.-Por la dureza del subsuelo | { | En duro<br>En suave               |
- C.-Por su geometría
- En Caja a cielo abierto.-Dos dimensiones planas grandes y una vertical pequeña, como las que se hacen para construir edificios urbanos, o cilindros en puentes.
  - En tunel, bajo tierra.-Dos dimensiones verticales chicas y una plana grande, como las que se hacen para tuneles de desvío o transporte colectivo.
  - En trinchera a cielo abierto.-Dos dimensiones verticales chicas y una plana grande, como las que se hacen para muros de lodo o para canales.
  - En cantera a cielo abierto.-Dos dimensiones verticales grandes y una plana chica, como las que se usan en explotación de canteras.
  - De Barrera a cielo abierto o bajo techo.-Dos dimensiones planas pequeñas y una vertical grande, llamada comúnmente perforación como la que se hace para pilas coladas en sitio.

D.-Por su destino	Para construcción Para alojar desechos Para explotación de recursos naturales o minerales Para dragado Para agricultura
E.-Por su herramienta usada.	Manual Mecanizada
F.-Por la aireación	Ventilada natural Ventilación forzada

#### — Interrelaciones

##### I.-Con equipo de ataque.

a.-Pala manual y pico.	h.-Bulldozer
b.-Pala mecánica.	i.-Cable
c.-Retroexcavadora	j.-Rueda continua
d.-Draga	k.-Escudo
e.-Almeja { libre { guiada	l.-Barrena { manual { mecánica
f.-Escrepa	m.-Aire comprimido
g.-Cargador frontal	n.-Explosivos

##### II.-Equipo de Bombeo.

##### III.-Estabilización de Taludes.

##### 4.3.2.-Excavaciones voluminosas.

La elección de equipo para excavaciones de grandes masas, está determinada principalmente por la cantidad de desecho y por la longitud de la distancia del transporte hasta

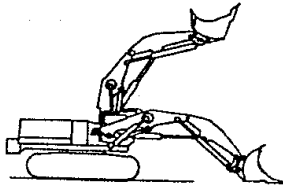


el punto de evacuación. Si la zona de evacuación se encuentra próxima a la excavación, o sea a unos 90 o 100 m., entonces la tierra puede moverse por medio de un bulldozer (explanadora de empuje) o un angledozer (explanadora angular). Para distancias mayores, (es decir de 100 a 500 m.), se precisan excavadoras de orugas o arrastradas por un tractor con neumáticos de goma. Para distancias aún mayores, es decir de unos 600 a 800 m., es necesario emplear los rápidos tractores de neumáticos de goma para transportar las excavadoras. Sin embargo, el tamaño y profundidad de la excavación, así como de las condiciones del suelo, pueden resultar favorables para el económico uso de excavadoras; éstas nos son adecuadas en excavaciones profundas que cubran una zona pequeña, ya no pueden acondicionarse caminos en rampa que permitan el acceso a tales excavadoras. Además debe haber sitio para que la excavadora pueda maniobrar con holgura. Estas máquinas son muy adecuadas en grandes zonas de excavación superficial, pueden excavar en todo tipo de suelos excepto en limos y arcillas blandas. Las rocas blandas o laminadas, tales como los esquistos o las margas, pueden ser extraídas con facilidad si son aflojadas por una escarificadora.

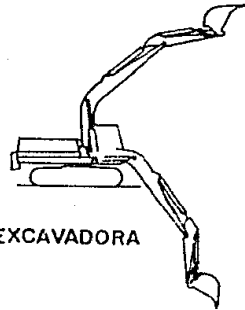
Los tipos de excavadoras mecánicas que pueden utilizarse, son: cargador frontal, pala mecánica o pala de cucharón, retroexcavadora, draga, cable guía (pala de arrastre), excavadora de quijadas y la cuchara de carga. (Todo el equipo mencionado, se muestra en las figuras: 4.1, 4.2 y 4.3).

**Cargador Frontal.**—Son sólo adecuados para cortes superficiales hasta dos o tres metros de profundidad, ya que con la primera instalación, el método de llenado del cucharón no es tan eficiente como el de otros tipos y la carga en camiones requiere que el brazo sea elevado, con lo que el ciclo de carga resulta demasiado lento. El cargador frontal montado sobre tractores de orugas o de neumáticos

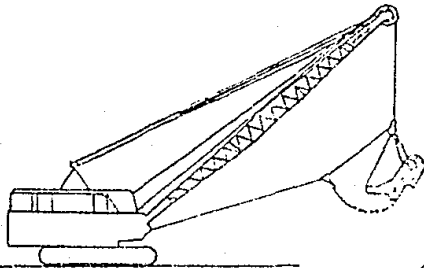
FIG. 4. I.  
EQUIPO USUAL DE EXCAVACION



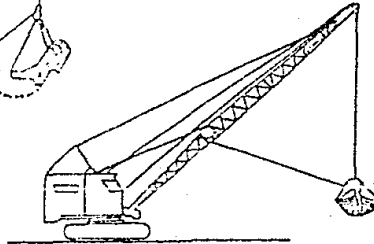
PALA MECANICA



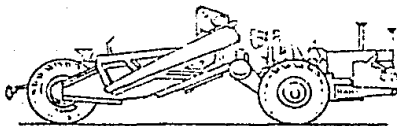
RETROEXCAVADORA



EXCAVADORA CON DRAGA DE  
ARRASTRE



EXCAVADORA CON CUCHARÓN DE ALMEJA



MOTOESCREPA

CARGADOR FRONTAL

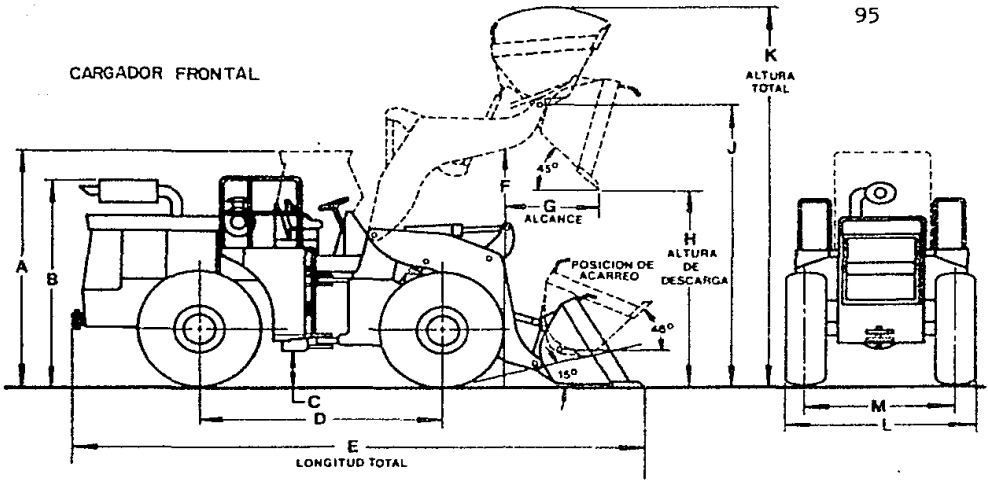
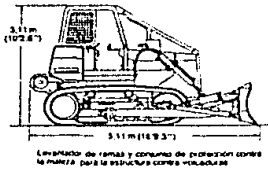
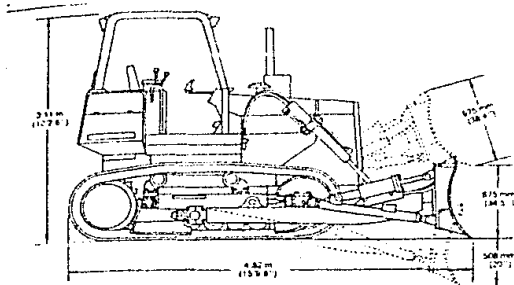


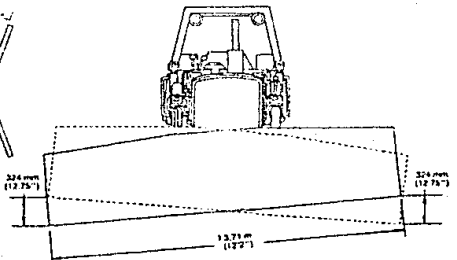
FIG. 4. 2.



Levante de ramas y consumo de potencia contra la fuerza para la estructura contra-volante



BULLDOZER CON HOJA ANGULAR



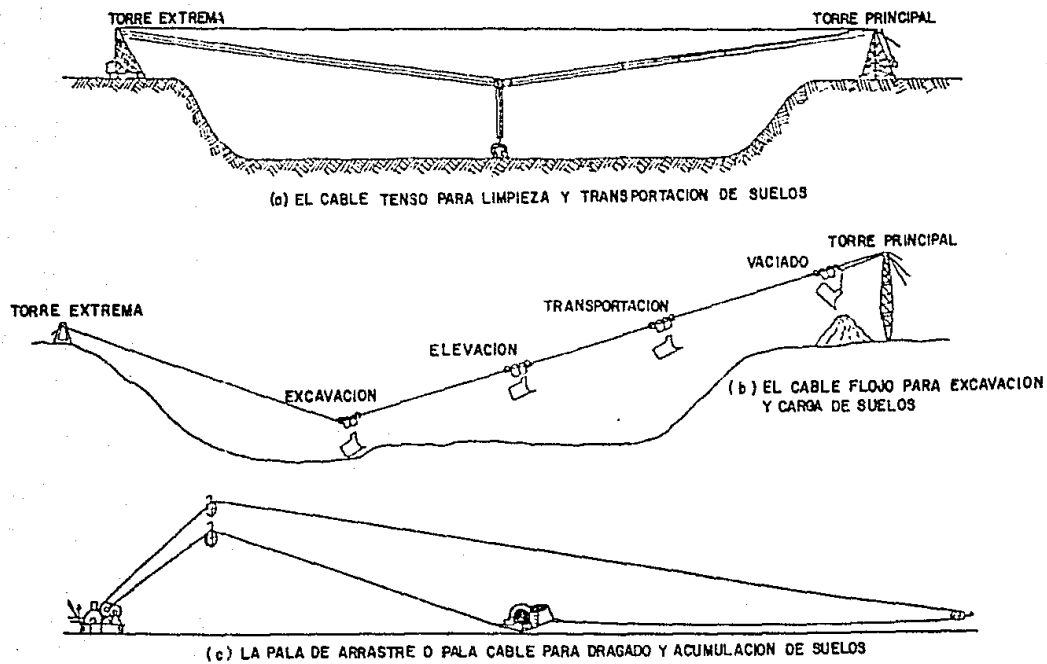


FIG. 4.3.  
CABLES GUIA

se utilizan mucho para excavaciones superficiales en zonas relativamente pequeñas, y también en excavaciones profundas para actuar por debajo de los entramados de apuntalamiento.

La Pala mecánica.-Es el tipo de excavadora más eficaz para excavaciones voluminosas. La altura del frente está condicionada por el tamaño de la máquina, aunque resulta antieconómico utilizarla para alturas de frente menores de 90 cm. La principal característica de una pala mecánica, desde el punto de vista de excavación de cimentaciones, es que debe permanecer al nivel de excavación y descargar sobre camiones situados también al mismo nivel. Esto supone la existencia de una rampa para que la máquina pueda entrar y salir con facilidad de la excavación. Por este motivo, las palas mecánicas resultan inadecuadas para excavaciones profundas en áreas limitadas en las que no haya espacio suficiente para formar la rampa.

Las retroexcavadoras.-Son bastante menos eficaces que las palas mecánicas en lo que a la excavación se refiere, estando limitada su profundidad de excavación por la longitud del brazo giratorio y el brazo del cucharón. Sin embargo, son máquinas muy adecuadas para excavaciones profundas en zonas pequeñas, tales como: base de columnas o excavaciones de zanjas. Tienen además, la ventaja de funcionar desde el nivel del terreno, evitando así la necesidad de rampas.

Excavadora con draga de arrastre.-También poseen la ventaja de trabajar desde el nivel del terreno y su profundidad de excavación, sólo está limitada por la cantidad de cable que puede enrollarse sobre el tambor. Las máquinas de largos brazos giratorios también pueden depositar el material en grandes montones junto a la excavación; por ello, son útiles en aquellos lugares en que la mayor parte de la excavación se ha de volver a llenar alrededor de los cimientos una vez terminados. Tienen el inconveniente

de no poder excavar en frentes verticales en todos los lados de la excavación y debido al cucharón oscilante, el tiempo de carga de vehículos es ligeramente mayor que con los tipos de cucharón fijo.

Las excavadoras de quijadas o cucharón de almeja suspendidas de grúas móviles o fijas o de grúas tipo excavadoras, son bastante más lentas en su funcionamiento, debido al tiempo empleado para cerrar el cucharón de quijadas y meterlo y sacarlo de la excavación. Sin embargo, son las máquinas más adecuadas para excavaciones profundas en zonas pequeñas, siendo el único tipo de excavadora que puede trabajar en pozos o zanjas entibados. La profundidad de excavación está limitada únicamente por la capacidad de tambor de arrollamiento. Para cada material existen distintos tipos de excavadoras de quijadas.

Las palas de arrastre o pala de cable, constan de un cucharón excavador que se mueve a lo largo de un cable suspendido entre una torre fija y otra móvil o entre dos torres móviles. El cucharón cargado se puede verter sobre los vehículos dispuestos al efecto o sobre cintas transportadoras, o bien, en una pila cerca de las torres. Estas máquinas se utilizan esencialmente para excavar en grandes zonas en terreno blando, o en el agua, en donde otros vehículos son incapaces de funcionar. No deben emplearse en trabajos de excavaciones normales.

Las cintas transportadoras, constituyen un medio muy útil para transportar el material excavado a través de terrenos inaccesibles a los vehículos, o bien, sobre el agua. La excavadora descarga sobre una tolva con un alimentador en su parte inferior que regula la descarga sobre la cinta transportadora. La longitud de transporte de una cinta transportadora es ilimitada, pudiendo montarse sobre carretones para moverse junto con la excavadora.

Las (excavadoras mecánicas) del tipo de pala frontal, pueden convertirse fácilmente en explanadoras, dragas

o retroexcavadoras, con lo cual puede efectuarse la excavación en una serie de formas distintas, empleando en todas ellas, la misma máquina. Así, puede actuar como retroexcavadora o excavadora de quijadas para cavar fosas de cimentación para los muros de sostenimiento de un basamento, y convertirse en una excavadora de pala frontal para excavaciones voluminosas.

La explanadora puede efectuar excavaciones superficiales al nivel del suelo de por ejemplo, edificios de una fábrica de estructura metálica y convertirse en retroexcavadora para cavar las bases de las columnas.

Las excavadoras mecánicas pueden cavar arenas, gravas y arcillas y también rocas laminadas tales como marga, caliza y esquistos, sin necesidad de explosivos.

#### 4.3.3.-Excavaciones con Talud.

La condición principal para realizar este tipo de excavaciones, es que exista suficiente espacio en las vecindades donde se efectuará la excavación para desarrollar los taludes con la inclinación que se obtenga de los análisis; esta inclinación, en función del tipo y propiedades del suelo o roca, de las condiciones climáticas, la profundidad de la excavación y del tiempo que la excavación debe permanecer abierta.

La pendiente que corresponde a un factor de seguridad dado, puede determinarse por tanteos de los análisis ordinarios del círculo crítico de deslizamiento, la experiencia permite considerar que un valor del factor de seguridad de 1.5 es compatible con una estabilidad práctica razonable.

Sin embargo, las arcillas rígidas o duras comúnmente desarrollan grietas por desecación de acuerdo al tiempo en que la excavación permanezca abierta, si estas grietas se llenan por agua de lluvia, la presión hidrostática reduce mucho el factor de seguridad y puede producir fallas

en los taludes, pero esto se puede controlar cubriendo el talud con plástico, compuestos químicos o materiales bituminosos.

En general, en suelos gruesos, gravas y arenas secas, el suelo tenderá a deslizarse y desplomarse durante la excavación, por lo común, éste se estabiliza hasta una pendiente igual a su ángulo natural de reposo.

Los valores del ángulo de reposo señalados por Terzaghi y Peck son los siguientes:

Angulos de Reposo para arenas secas.

	Granos uniformes y redondeados	Granos angulosos bien graduados
Sueltas	29°	34°
Densas	33°	46°

Las arenas mojadas y las gravas arenosas poseen cierta cohesión y pueden permanecer con taludes muy pronunciados durante periodos de construcción cortos de 1 a 2 semanas.

Cargas en la corona del Talud.- En el análisis de estabilidad de taludes, es muy importante tomar en cuenta la presencia de sobrecargas sobre la corona del talud. Es común que durante el proceso constructivo de la cimentación se depositen materiales o equipo en la parte superior de los taludes. El peso de los materiales y equipo, así como las vibraciones producidas por la maquinaria pesada, aumentan los riesgos de desplome de talud.

Es recomendable contar con una distancia de seguridad hacia atrás del borde superior del talud, como límite para colocar las cargas antes mencionadas. Esta distancia puede estimarse como aquella a la cual una nueva capa de suelo imaginaria produciría la carga equivalente a la carga del equipo o material sobrepuestos, conservando el mismo ángulo de excavación como se muestra en la figura 4.4.



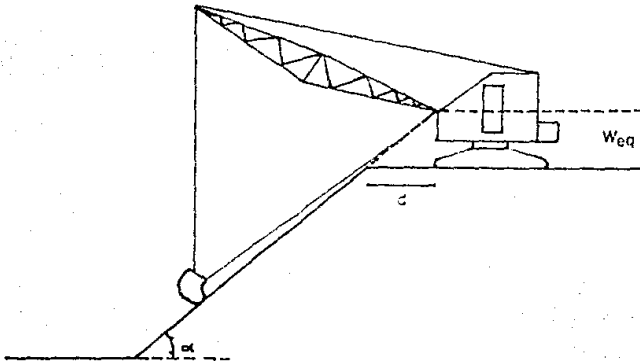


Fig. 4.4.- CARGA EN LA CORONA DEL TALUD.

#### 4.3.4.-Excavaciones ademadas.

En áreas urbanas congestionadas, el área por construir se prolonga hasta los linderos de estructuras adyacentes, lo cual implica que los frentes de las excavaciones deban hacerse verticales y usualmente requieren ademe o ataguía.

Una ataguía es esencialmente una estructura temporal proyectada para contener el terreno e impedir la entrada del agua en una excavación, ya sea el agua del terreno o el agua existente sobre el nivel del mismo. Hemos de hacer resaltar que las ataguías no tienen necesariamente que impedir por completo el paso del agua, siendo con frecuencia poco económico proyectar ataguías que actúen de esa forma.

Aunque las tablaestacas de acero se suelen emplear mucho en las ataguías debido a su estanquidad y resistencia estructural, no es ése, ni mucho menos, el único material, pudiéndose utilizar una gran variedad de tipos.

La elección del tipo adecuado de ademe o ataguía, depende de las condiciones del lugar, como pueden ser la profundidad del agua, profundidad y tamaño de la excavación, tipos de suelo, etc. Esta elección depende también de la disponibilidad y facilidad de transporte hasta el lugar de construcción de la instalación. Así, por ejemplo, las ataguías de tablaestacas con pared sencilla, son útiles para excavaciones estrechas y zonas restringidas en las que pueden emplearse refuerzos transversales.

Las condiciones del suelo de cimentación, constituyen también un factor importante en la elección de los tipos de ataguía. Así, unos depósitos profundos de arcilla blanda no podrían soportar un sólido encontrado relleno de tierra, requiriéndose en ese caso una ataguía de madera de pared sencilla o de tablaestacas de acero.

Generalmente los ademes o ataguías son de madera, acero, una combinación de éstos o de concreto armado.

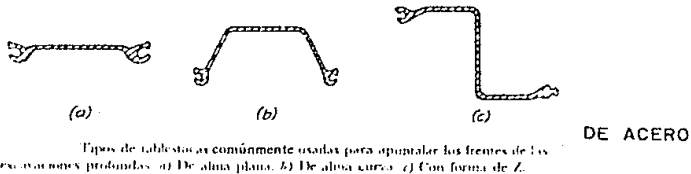


Fig. 4.5.—DIFERENTES TIPOS DE ADEMES O ATAGUIAS.

A.-Excavaciones poco profundas.- En suelos arcillosos de gran cohesión, es posible hacer cortes verticales sin soporte alguno a una profundidad menor que la altura crítica ( $H_c$ ), donde:

$$H_c = 4 \frac{c}{\gamma} \quad c = \text{cohesión de la arcilla}$$

$$\gamma = \text{densidad de la arcilla}$$

Según Terzaghi podemos tomar los siguientes valores aproximados para  $H_c$ .

Arcilla muy blanda.....	1.50 m
Arcilla blanda.....	1.50 m a 3.00 m
Arcilla mediana.....	3.00 m a 5.50 m
Arenas cohesivas.....	3.00 m a 5.00 m
Arcilla compacta.....	variable

Sin embargo, las arcillas compactas poseen y desarrollan grietas que hacen que los valores de  $H_c$  se reduzcan alcanzando valores menores de 3 m. Aunque se puede confiar en la estabilidad de estos materiales durante un cierto período de tiempo, al final suele necesitarse un soporte que impida el aflojamiento y asentamiento de la superficie del terreno adyacente o asegure la integridad de los trabajadores. En excavaciones en zanjas en suelos cohesivos, uno de los procedimientos más usuales es la entibación abierta, (fig.4.6), sin embargo, en suelos no cohesivos como arenas y gravas secas, se debe utilizar la entibación cerrada o tablaestacas.

En excavaciones de menos de 6 m de profundidad, los métodos empíricos para el proyecto de entibaciones, se basan en años de experiencia. Los tamaños de las maderas según tales métodos, tienen en cuenta la conveniencia de utilizar la madera tantas veces como sea posible. El refinamiento del cálculo de las presiones laterales en los soportes

resultarían antieconómicos.

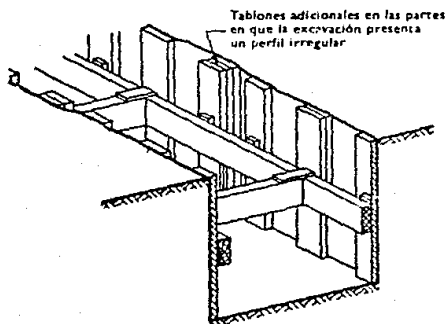


Fig. 4.6.-ENTIBACION ABIERTA EN SUELOS FIRMES O COMPACTOS

Si la profundidad de la excavación no es mayor de 4 m., comúnmente se acostumbra hincar tablones verticales alrededor de la excavación propuesta a los que se llama forro. La profundidad a la que se hinca el forro, se mantiene cerca del fondo al avanzar la excavación. El forro se mantiene en su lugar por medio de vigas horizontales llamadas largueros, que a su vez, están soportados generalmente por puntales horizontales que se extienden de costado a costado de la excavación.

Los puntales son usualmente de madera, pero, si la excavación no tiene más de 1.5 m. de anchura, se usan comúnmente tubos metálicos que se pueden alargar llamados puntales para cepas. Si la excavación es demasiado ancha para poder

usar puntales que se extiendan a lo largo de todo el ancho, los largueros pueden apoyarse en puntales inclinados llamados rastrillos o rastras. Para su uso se requiere que el suelo en la base de la excavación, sea lo suficientemente firme para que dé el soporte adecuado a los miembros inclinados. En la fig. 4.7., se muestran dos formas típicas para el apuntalamiento a poca profundidad.

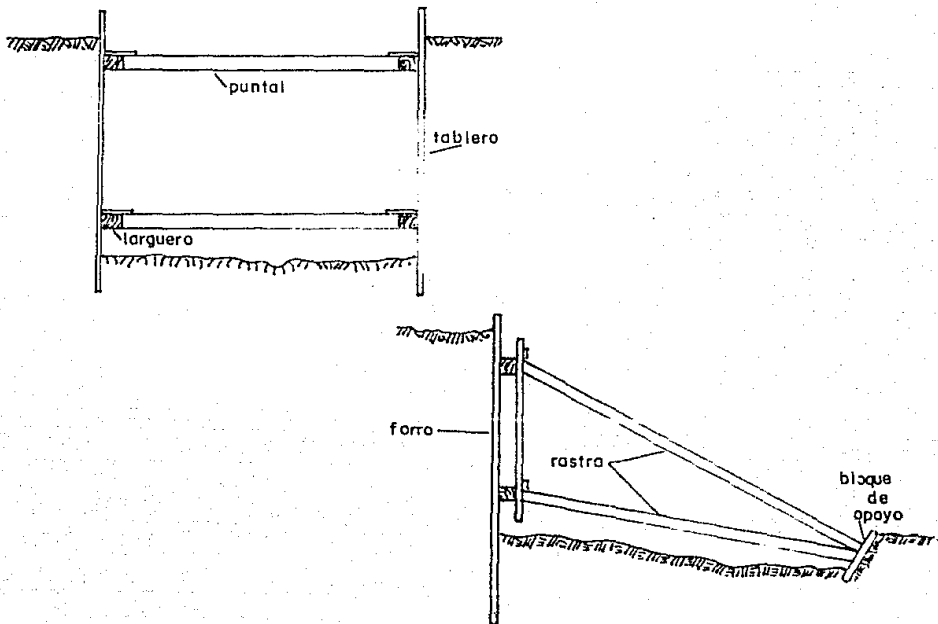


Fig. 4.7.--METODOS COMUNES PARA APUNTALAR LOS FRENTES DE LAS EXCAVACIONES POCO PROFUNDAS

**B.-Excavaciones Profundas.**-En excavaciones de más de seis metros de profundidad es común utilizar los siguientes métodos:

- a) Tabla-estacas verticales
- b) Tableros horizontales
- c) Muros construídos "in situ"

a).-Tabla - estacas verticales.-Las tablaestacas de acero se emplean mucho debido a su resistencia estructural, a la estanquidad de las secciones de unión y a su capacidad de ser hincadas a gran profundidad en la mayoría de los terrenos. La elevada profundidad de penetración proporciona resistencia contra el movimiento de aflojamiento interior en el fondo de la excavación y una interrupción suficiente para impedir la concentración de agua en terreno permeable.

El procedimiento constructivo que se sigue en el caso de tablaestacas de madera, concreto y acero, es en general el que sigue: En primer lugar se procede al hincado de la tablaestaca siguiendo el contorno de la excavación a efectuar y hasta una profundidad mayor del fondo de la misma y tan pronto como la excavación va avanzando, se van colocando puntales de acero o madera apoyados en largueros longitudinales llamados madrinas (fig.4.8).

El uso de tablaestacas permite una separación mayor entre las entramadas de refuerzo. Sin embargo, la hincado de tablaestacas supone necesariamente ruidos y vibraciones que pueden molestar al público en zonas de tránsito y pueden causar algún daño a las propiedades, por lo que en algunos casos convendría más emplear tablas de madera más cortas.

b).-Tableros horizontales.-Otro de los métodos ya mencionados, consiste en contener el terreno por medio de unos forros horizontales colocados entre unos montantes. Los

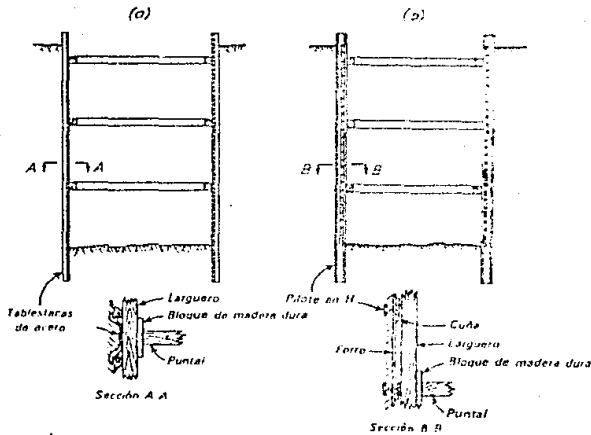


Fig. 4.8.-SECCIONES DE ADEME EN  
EXCAVACIONES

montantes suelen ser unas vigas H de ala ancha de acero laminado que se hincan antes de excavar, desde el nivel del terreno hasta un nivel situado a un metro o algo más por debajo del fondo de la excavación. A medida que se va excavando, se acuñan entre las alas de las vigas, unos tabloncillos horizontales, (ver fig. 4.9), y se sostienen contra el frente por medio de calzas. Por consiguiente, en un instante dado, el grueso de cada tablón debe estar al descubierto. Al hincar las vigas H o montantes, que suelen estar separados unos 3 a 3.6 m., la duración de las vibraciones es considerablemente menor que al hincar tablaestacas. A medida que prosigue la excavación, se van colocando unos puntales a intervalos prefijados entre los montantes. En terrenos acuíferos es importante dejar unos pequeños huecos o aberturas entre las tablas para permitir el drenaje, evitando así la formación de presiones

hidrostáticas por detrás del entibado. En las partes en que la afluencia de agua provoque la erosión del suelo, puede controlarse aquella, con unos bancos de tierra y unos canales que alarguen el camino por el que se filtra el agua. (fig. 4.9.a.).

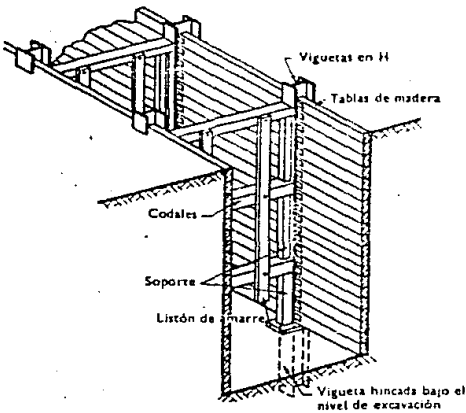


Fig. 4.9.-SUJECCION MEDIANTE VIGUETAS Y TABLAS ESTACAS HORIZONTALES.

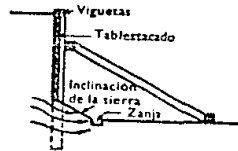


Figura 96

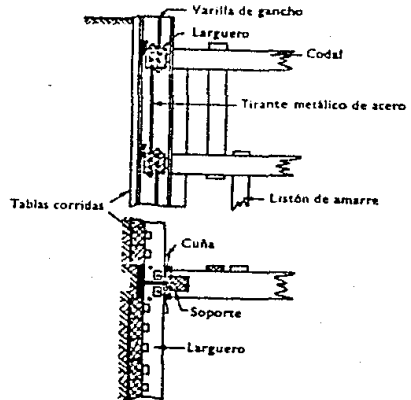


Fig. 4.9.a.-SUJECCION MEDIANTE VIGUETAS Y TABLAS CORRIDAS.



Conforme la excavación avanza, la rigidez de los puntales ya colocados, impide el desplazamiento del suelo. Por otra parte, bajo el efecto del empuje del ademe en las zonas inferiores gira hacia adentro de la excavación, de manera que la colocación de los puntales en esa zona va precedida de un giro en la parte superior del ademe (pateo). En estas condiciones de deformación, las teorías clásicas de empuje de tierras no son aplicables. El procedimiento empírico de diseño de Terzaghi y Peck, se describe en "Soil Mechanics in Engineering Practice", proponiendo para diseño una envolvente sencilla en forma trapecial. (ver fig. 4.10).

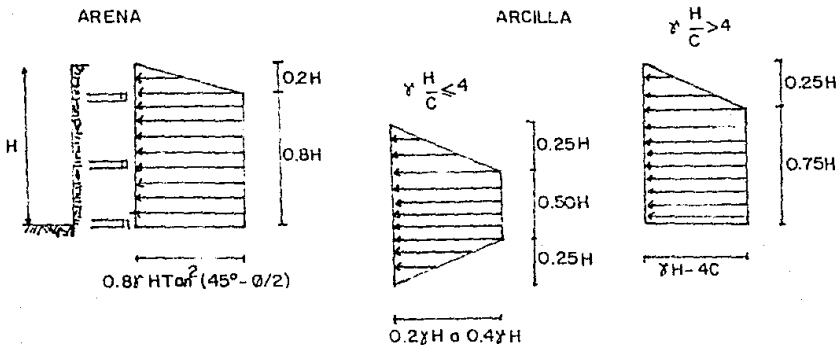


Fig. 4.10.-DISTRIBUCION DE PRESIONES EN EXCAVACIONES APUNTALADAS

(Diagramas de presión aparente)

Es importante reconocer la diferencia entre la distribución de presión en un muro de retención y en una excavación

apuntalada. Un muro de retención actúa como una unidad estructural y de producirse el colapso, éste es total, mientras que una excavación apuntalada posee cierta flexibilidad y las concentraciones locales del empuje de tierras pueden dar lugar a cargas muy grandes en distintas piezas de la entibación. Si se produce el fallo de un puntal, las cargas que sobre él actuaban, se transmitirán instantáneamente y aumentadas a las piezas adyacentes, iniciándose así un colapso general del sistema. De ahí que la distribución trapezoidal de Terzaghi y Peck, estaba destinada a ser una envoltura que cubriera las cargas máximas probables sobre los puntales a cualquier nivel en vez de representar las cargas medias.

c).-Muro colado "in situ". Este procedimiento consiste en colar primero los muros perimetrales de la cimentación. Se excavan zanjas con un cucharón de almeja guiada y a medida que la excavación progresa, se estabiliza la zanja con lodo bentonítico. Una vez alcanzada la profundidad deseada, se coloca el acero de refuerzo a través de la bentonita y el concreto se coloca de abajo hacia arriba por medio de un tubo tremie, con lo que se va desplazando la bentonita. La longitud de los tableros es generalmente de 5 a 6 m., con 50 a 80 cm. de espesor y a una profundidad de 1.50 a 2.50 m. por debajo del desplante de la excavación. El lodo que se utiliza en una sección, puede ser reutilizado en la siguiente, ya sea que fluya por si mismo o puede bombearse. Ya fraguados los muros, se apuntalan conforme se va excavando la tierra comprendida entre ellas.

El muro así construido puede ser el mismo muro permanente colocándole un delgado revestimiento. (fig. 4.11.).

Si el ancho de una cimentación profunda es demasiado grande para que permita el uso económico de puntales a través de toda la excavación, pueden usarse puntales inclinados, siempre que exista el apoyo adecuado para ellos.

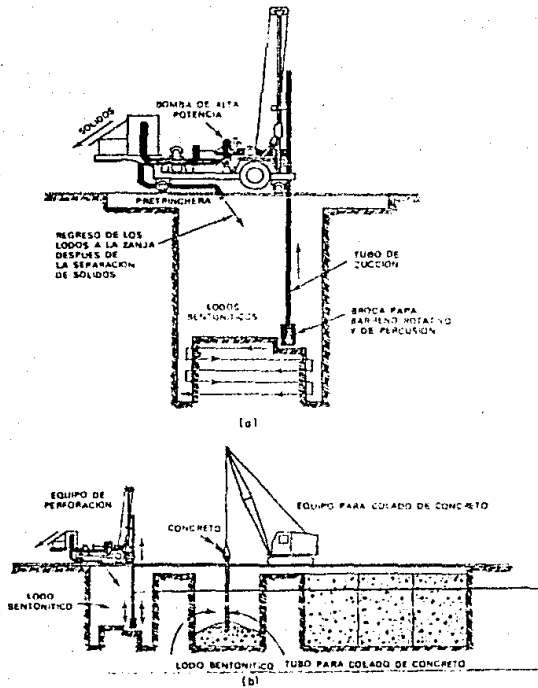


Fig. 4.11.-CONSTRUCCION DE MURO MILAN

Se hace la excavación hasta la profundidad especificada, solamente en el centro del área a excavar, dejando un frente inclinado que soporte las tablestacas previamente hincadas, se colocan entonces los largueros y los puntales inclinados que reaccionarán contra una parte de la cimentación parcialmente construída o del suelo si éste resulta ser un apoyo

adecuado para ello, en seguida, se excava hasta el nivel del segundo larguero y puntal inclinado y se colocan ambos. Este procedimiento tiene el inconveniente de obstruir la zona de trabajo sobre el piso de la excavación.

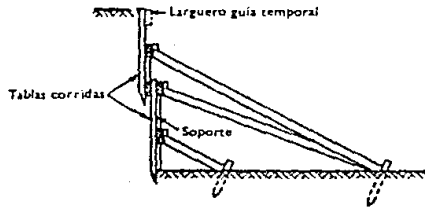


FIGURA 9.15

SUJECCIÓN MEDIANTE TABLAS CORRIDAS Y PUNTALES INCLINADOS

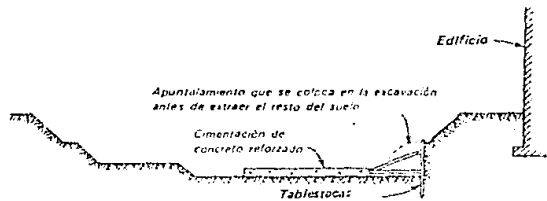


Fig. 4.12.-APUNTALAMIENTO INCLINADO.

Cuando la excavación no es demasiado ancha, y con el fin de contar con una mayor área de trabajo en el interior de la excavación, es posible utilizar puntales horizontalmente arriostrados vertical y horizontalmente para evitar que éstos se flexionen.

Como alternativa del apuntalamiento de puntales inclinados, con frecuencia se usan tirantes. De acuerdo a un sistema mostrado en las figuras 4.13 y 4.14, se hacen agujeros

inclinados en el suelo fuera del ademe; en terreno favorable, se hace una ampliación o campana en el extremo del agujero, luego se coloca el refuerzo que va a trabajar a la tensión y se llena de concreto la perforación. Usualmente, cada tirante se preesfuerza antes de aumentar la profundidad de la excavación.

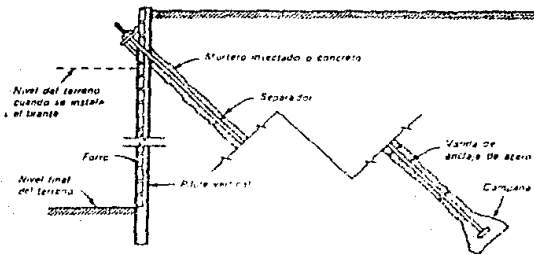
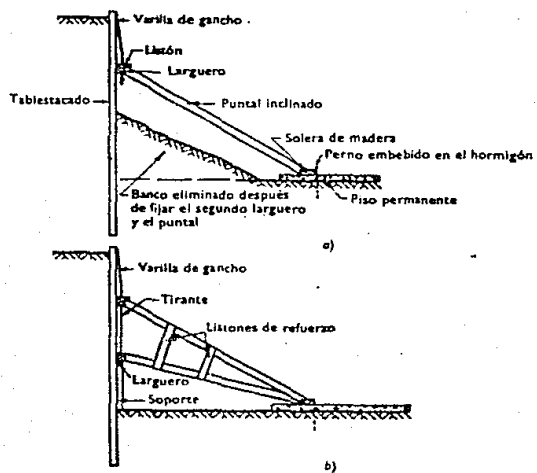
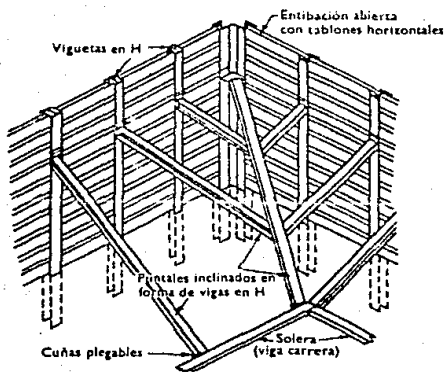


Fig. 4.13.—UNO DE LOS VARIOS SISTEMAS DE TIRANTES PARA SOPORTAR FRENTES VERTICALES DE CORTES.



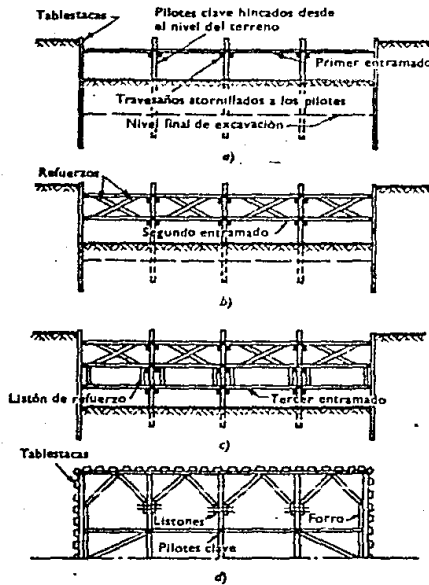
SUJECIÓN MEDIANTE TABIESTACOS Y PUNTALES INCLINADOS  
 a) excavación primera fase; b) excavación segunda fase.



SUJECIÓN MEDIANTE VIGUETAS Y PUNTALES (ASPECTO DE UNA ESQUINA DE LA EXCAVACIÓN)

FIG 4.14. DOS MECANISMOS DE SUJECIÓN USUALES .

En la fig. 4.15, a) a d), se muestra una secuencia típica de los trabajos que se llevan a cabo para entibar excavaciones anchas y profundas. Los pilotes clave, que pueden ser pilotes hexagonales o vigas en sección H, se hincan en los puntos de unión de los codales y sirven para sujetar los entramados de refuerzo. Tienen una función vital, y es impedir que los codales se pandeen en dirección vertical, debiéndose hincar en el suelo lo suficientemente profundos, para desarrollar unas resistencias satisfactorias contra las fuerzas de compresión o elevación, sobre todo, cuando sólo se dispone de un entramado de refuerzo.



ENTIBACIÓN DE UNA EXCAVACIÓN ANCHA Y PROFUNDA  
 a) excavar hasta el nivel del segundo entramado; fijar el entramado superior; b) excavar hasta el nivel del tercer entramado; fijar el segundo entramado y los refuerzos; c) excavar hasta el nivel final; fijar el tercer entramado; d) media planta de la entibación.

Fig. 4.15.-ENTIBACION DE UNA EXCAVACION ANCHA Y PROFUNDA

#### 4.4.-ESTABILIDAD DEL FONDO DE LA EXCAVACION.

Una excavación produce una descarga de los estratos del suelo que se encuentran bajo el fondo de ésta, tal descarga si la excavación se realiza en materiales arcillosos, se traduce en expansiones del fondo cuya magnitud depende de las dimensiones del área excavada, de la profundidad, de las propiedades del suelo y del tiempo que la excavación dure abierta.

En arcillas y limos blandos, al rebasar cierta profundidad, el fondo deja de ser estable, las expansiones hasta entonces normales, se incrementan considerablemente corriendo el riesgo de un levantamiento del fondo de la excavación acompañado de un mayor asentamiento de la superficie.

El factor de estabilidad,  $N_c = \gamma \cdot H/c$ , propuesto por Peck, mide el estado de esfuerzos en que se encuentra el fondo de la excavación. La experiencia ha mostrado que cuando  $N_c$  es menor que 6, los movimientos del sistema de apuntalamiento y el bufamiento de la arcilla abajo del nivel del fondo son pequeños. Si  $N_c$  llega a ser 8, los movimientos hasta en los sistemas de apuntalamiento bien proyectados son intolerablemente grandes. Cuando los valores exceden de 8, es probable que se presente el colapso, debido a grandes movimientos hacia adentro de la arcilla a fuerza de la porción embebida de la tablaestaca y al bufamiento incontrolable de la arcilla bajo el nivel de la excavación. No se deberán hacer excavaciones abiertas bajo estas condiciones.

Las fallas en arenas han ocurrido cuando éstas se encuentran arriba del nivel del agua freática, éstas han sido exclusivamente por flexión transversal de los puntales, en forma sucesiva y progresiva.

Además, cuando la arena está arriba del nivel del agua freática no existe peligro de que se produzca un bufamiento general del fondo de la excavación.



En unos cuantos casos, las tablaestacas pueden asentarse excesivamente en arena suelta, como resultado de la pérdida de terreno durante la excavación, cuando el sistema de apuntalamiento se haya deformado lo suficiente para producir torsiones locales de las conexiones seguidas por la falla de los puntales y el colapso en general.

Los cortes que se prolongan abajo del nivel freático en arena, de preferencia se desaguan antes de la excavación y se apuntalan. Los muros de tablaestacas pueden ser relativamente impermeables en comparación con la arena; si el nivel del agua permanece más alto fuera de la tablaestaca que adentro de la excavación, se establece un flujo de agua del exterior de la excavación hacia el fondo de ésta. Las fuerzas de filtración dentro del corte en el fondo se dirigen hacia arriba y pueden producir inestabilidad en el suelo que se supone proporcionará apoyo lateral a la porción embebida de las tablaestacas. La arena puede convertirse inclusive en movediza. Bajo estas circunstancias pueden ocurrir grandes movimientos hacia adentro de las porciones inferiores de las tablaestacas y puede sufrir un colapso el sistema de apuntalamiento.

Algunas medidas que ha comprobado su valor práctico para disminuir expansiones y movimientos que posteriormente se traducirán en asentamientos de la estructura, son:

- a) Excavación por etapas.—Tiene como principio básico, el no retirar a un mismo tiempo el peso del suelo a excavar de toda el área en cuestión. Este método se denomina de zanjas o trincheras.
- b) Disminución del tiempo que dure abierta la excavación.—Es importante que una vez que se llegue a la profundidad de desplante, se proceda de inmediato al colado de la losa en el mínimo de tiempo posible.
- c) Abatimiento del NAF.—Cuando la excavación se realiza bajo el nivel freático, el abatimiento del mismo,

induce al subsuelo a una sobrecarga al cambiar el estado del mismo, de sumergido a saturado. Esta sobrecarga contra-esta la descarga que sufre la excavación.

Es por tanto conveniente, conocer algunos de los procedimientos para abatir el nivel freático.

#### 4.5.-CONTROL DE FILTRACIONES.

El agua subterránea puede aparecer en dos zonas diferentes: la de aereación y la de saturación. En la zona de aereación, los poros del suelo están parcialmente rellenos de agua y parcialmente rellenos de aire. En la zona de saturación, el agua llena totalmente por lo menos para efectos prácticos, los vacíos del suelo. Por lo general la primera zona está situada arriba de la segunda. Al lugar geométrico de los puntos en la zona de saturación en que la presión del agua es igual a la presión atmosférica, se le llama nivel de aguas freáticas (N.A.F.) o más brevemente, nivel freático. La zona de saturación está situada sobre un manto impermeable o semi-impermeable y por su parte posterior puede estar limitada también por capas impermeables, semi-impermeables o permeables; cuando la frontera superior de la zona de saturación es permeable, es cuando se define un nivel freático.

En este último caso, el nivel hasta que el suelo está totalmente saturado, sobrepasa algo el nivel freático; ello es por efectos de ascensión capilar del agua y la altura de invasión del agua capilar depende sobre todo, de la naturaleza del propio suelo, en particular de su granulometría y estructuración.

Cuando la profundidad de excavación sea mayor que la distancia a la superficie libre de agua en un suelo permeable que tenga un coeficiente de permeabilidad mayor que, aproximadamente  $10^{-3}$  y  $10^{-5}$  cm/seg., el suelo debe desaguar-se para que permita la construcción de la cimentación en

seco. Si el coeficiente de permeabilidad del suelo está comprendido entre  $10^{-3}$  y  $10^{-5}$  cm/seg., la cantidad de agua que fluye hasta adentro de la excavación puede ser pequeña, pero todavía puede requerirse drenaje para mantener la estabilidad de los frentes y el fondo de la excavación. Si el coeficiente de permeabilidad es menor que  $10^{-7}$  cm/seg., es probable que el suelo posea suficiente cohesión para vencer la influencia de las fuerzas de filtración y puede no ser necesario el drenaje, aunque la excavación se extienda a considerable profundidad abajo del nivel de aguas freáticas.

El agua que se filtra en el terreno, suele ser uno de los problemas de mayor dificultad en los trabajos de excavación. En el caso de una arena limpia, el agua freática tenderá a fluir hacia la excavación, dificultando grandemente o imposibilitando el proceso de excavación. Un flujo elevado puede causar la erosión y colapso de los lados de la excavación o inestabilidad en la base por filtración ascendente en excavaciones tablaestacadas.

En las excavaciones en arcillas, la velocidad de flujo es tan pequeña, que no existe riesgo de erosión, la excavación por debajo del nivel freático producirá cambios en las propiedades del suelo adyacente a la misma; la resistencia disminuirá y habrá expansiones volumétricas del material, lo que traerá consecuencias negativas para la estabilidad de los taludes naturales de la excavación.

En ocasiones se presentan suelos estratificados de material permeable que contienen agua a presión artesiana, el agua tenderá a fluir hacia el fondo de la excavación, socavando la arcilla debido a la remoción de la arena subyacente. Lo anterior puede evitarse controlando la presión del agua en el manto de arena, siguiendo métodos que se expondrán enseguida.

En resumen, los principales métodos empleados para abatir el nivel freático en excavaciones son: a los que se les

considera como "métodos de drenaje" y aquellos que sin abatir el nivel freático, impiden el paso de agua a la excavación.

A estos procedimientos se les denomina "métodos de impermeabilización".

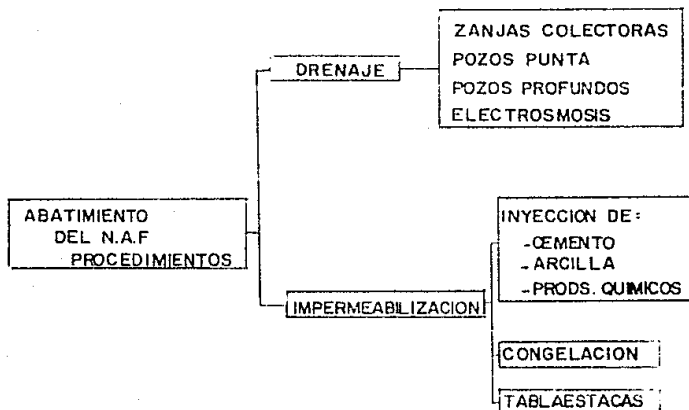


Fig. 4.16.-METODOS DE ABATIMIENTO DE NAF.

La elección del método depende de dos factores:

- A.-Condiciones del lugar.
- B.-Características del suelo.

A.-Condiciones del lugar.--Si en las proximidades de la excavación no existen estructuras importantes que podrían ser dañadas por el asentamiento debido a la erosión por la afluencia de agua hacia la zanja colectora y se cuenta con el espacio suficiente para que los lados de la excavación tengan pendientes estables, el bombeo de zanjas

abiertas puede utilizarse en la mayoría de los suelos. El bombeo mediante pozos de punta y electroósmosis, pueden usarse en condiciones más restringidas y los procedimientos de impermeabilización tales como inyección de cemento o productos químicos y congelación, se utilizan cuando es necesario proteger estructuras próximas.

B.-Características del Suelo.-La distribución granulométrica influye en forma determinante en la elección del método, como se muestra en la siguiente gráfica:

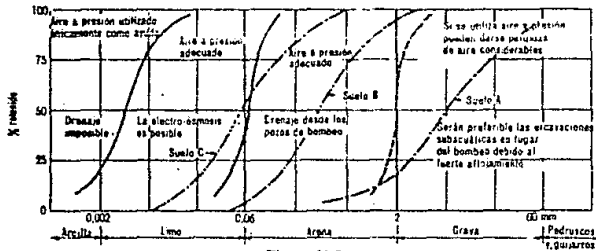


Figura 11.5  
VARIACIÓN DEL TAMAÑO DE LAS PARTÍCULAS PARA DISTINTOS PROCESOS DE ABATE DEL AGUA DEL TERRENO (GLOMOP Y SKEMPTON "1")

Fig. 4.17.-SISTEMAS DE ABATIMIENTO APLICABLES A DIFERENTES SUELOS.

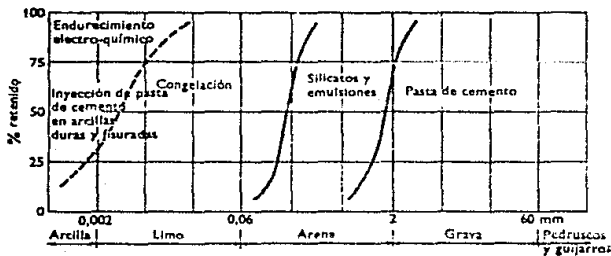


Figura 11.6  
VARIACIÓN DEL TAMAÑO DE LAS PARTÍCULAS PARA DISTINTOS PROCESOS GEOTÉCNICOS (GLOMOP Y SKEMPTON "2")

Fig. 4.18.-PROCESOS DE IMPERMEABILIZACION.

La variedad de tipo de suelos en los que son aplicables los distintos procedimientos ha sido clasificado por Blossop y Skempton, y se indica en las curvas de distribución de tamaño de las partículas en las figuras 4.17 y 4.18. Para hacer uso de estas curvas, la distribución del tamaño de las partículas del suelo se obtiene por ensayos de tamizado, y la curva granulométrica obtenida se dibuja en uno u otro de los dos diagramas o bien en ambos a la vez. Por ejemplo, la grava gruesa (suelo A en la fig. 4.17), puede resultar inadecuada para el empleo de tubos de achique debido a la gran circulación a través del terreno altamente permeable.

Sin embargo, observando el diagrama de la figura 4.18, podemos ver que la grava puede tratarse con una inyección de lechada de cemento para eliminar o reducir en gran parte el flujo de agua hacia el interior de la excavación. La arena gruesa a fina (suelo B) es adecuada para los tubos de achique, pero si existe algún riesgo de daño en las estructuras vecinas debido al descenso de la capa freática, la fig. 4.18 nos indica que puede emplearse la consolidación química para solidificar el suelo y reducir en gran parte la entrada de agua o impedirla por completo. El limo arenoso (suelo C) resulta demasiado fino para el empleo de tubos de achique, pero podemos utilizar la electro-ósmosis, o el método de congelación, o el aire a presión.

#### 4.5.1.--Métodos de Drenaje.

A.--Zanjas Colectoras.--Es el método más simple de abatimiento en excavaciones poco profundas, consiste en colocar en lugares apropiados, zanjas en las que el agua llegue por sí sola y de las que sea eliminada por bombeo. (fig. 4.19).

Donde el espacio lo permita, pueden usarse zanjas para abatir el NAF en arena u otros materiales que se han

hecho permeables por grietas o juntas. El procedimiento es aceptable en materiales permeables, siempre que tengan una ligera cohesión y en suelos arcillosos de baja expansibilidad.

Sin embargo, se tiene el inconveniente de que si el agua del terreno fluye hacia la excavación, con un desnivel grande o una pendiente muy inclinada, se corre el riesgo de colapso de los lados. En excavaciones tablaestacadas aumenta el riesgo de falla de fondo debido a la filtración ascendente.

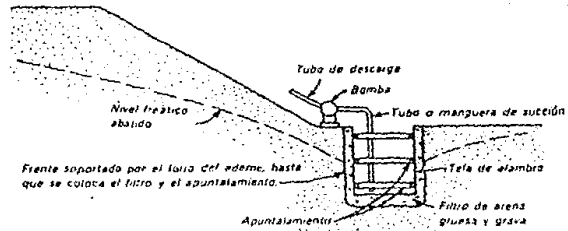
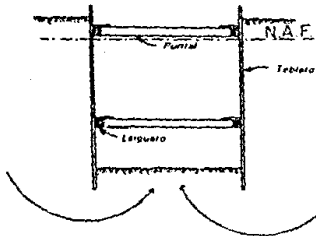
Los taludes relativamente tendidos que se requieren para las zanjas abiertas en arena, generalmente impiden el uso de zanjas para abatir el nivel de agua freática más que unos cuantos decímetros, sin embargo se usan las zanjas abiertas en el fondo de una excavación para recolectar el agua que se filtra en ella. Estas zanjas conducen a cárcamos de los cuales se bombea el agua.

Un cárcamo es una fosa a nivel más bajo que el de las zanjas que entran en él, debe tenerse mucho cuidado para evitar que la arena y el limo de los lados y del fondo del cárcamo, se deslaven y se vayan en el agua que se bombea. Para reducir la pérdida de arena por bombeo y evitar la consecuente inestabilidad, con frecuencia es conveniente revestir las paredes del cárcamo, y cubrir el fondo con un material de grano grueso que funcione como filtro. En la fig. 4.19, se muestra un dispositivo de ese tipo, al pie de un corte de arena. Un tubo de diámetro grande colocado verticalmente, con material de filtro en su parte inferior, es con frecuencia satisfactorio.

El drenaje de construcciones temporales o permanentes, también puede efectuarse excavando cepas en vez de zanjas, colocando tubos de barro o tubos perforados en ellas y llenando las cepas de material permeable, para evitar que se deslave el material fino del relleno que rodea la excavación, puede ser necesario rodear los drenes de

material granular que satisfaga los requisitos de los filtros.

Los métodos modernos comunes para el abatimiento del nivel freático, consisten en esencia, en pozos de bombeo de diversos tipos y diseños, a continuación se mencionan en forma breve.



Cisterna protegida con filtro para hacer cortes a cielo abierto en arena

Fig. 4.19.--ZANJAS COLECTORAS.

B.--Pozos Punta.--En los materiales granulares se puede abatir el nivel de agua freática por medio de pozos de punta. Un pozo de punta es un tubo perforado de longitud aproximada de 1m y de 40 mm de diámetro, cubierto con una tela cilíndrica para evitar la entrada de partículas finas. Se unen al extremo inferior de un tubo vertical de 40 o 50 mm. que se encaja verticalmente en el terreno, usualmente el pozo de punta puede introducirse en el terreno con ayuda de un chiflón de agua, sin golpearlo, aunque en algunos estratos duros se requiere de una pulseta o una barrena. En la obra, las líneas de pozos de punta



separadas de 0.5 a 1.5 m se conectan a una tubería colectora de 15, 20 o 25 cm. tendida sobre la superficie del terreno. El colector a su vez, está conectado a una bomba aspirante. En la fig. 4.20 se muestran las diferentes partes del conjunto.

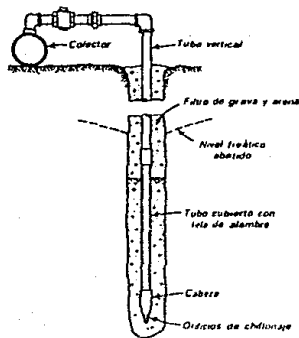


Fig. 4.20.—DETALLES DE UN POZO DE PUNTA.

Si la profundidad de excavación abajo del nivel de agua freática es mayor que 4 o 5 m, posiblemente se requieran varias filas de pozos punta. La primera excavación se hace a una profundidad del orden de 4 m y se hinca la segunda línea de pozos antes de excavar los siguientes 4 o 5 m. Los pozos se disponen generalmente de manera que los bordes de la excavación queden formados por un conjunto de taludes interrumpidos por bermas, en las que se alojan las zanjas de drenaje. A esta disposición se le llama de varios pisos y se muestra en la figura 4.21.



Si la permeabilidad es menor que  $10^{-4}$  cm/seg., el drenaje no puede lograrse bombeando simplemente de pozos punta, debido a que las fuerzas de la capilaridad impiden la salida del agua de los poros del suelo. Sin embargo, el drenaje puede lograrse por consolidación, ésto puede lograrse haciendo funcionar los pozos de punta con una presión inferior a la atmosférica, lo que provoca una succión (fig. 4.22). En este método, los pozos se colocan en perforaciones de 20 cm de diámetro, hechos con barrena o chiflón, se coloca luego un filtro de arena media o gruesa alrededor del pozo hasta 0.50 o 1 m de la superficie, arriba del filtro se coloca un material impermeable, tal como arcilla compactada, para formar un sello. En perforaciones que no se mantienen abiertas pueden ser necesarias técnicas especiales.

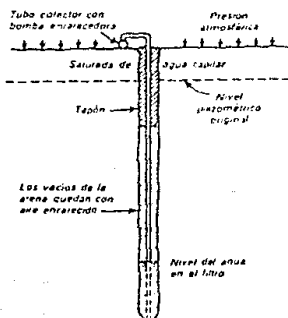


Fig. 4.22.—INSTALACION DE POZOS PUNTA PARA ABSORCION

Las bombas para estas instalaciones deben tener la capacidad de mantener la succión en los pozos y filtro que los rodea. Por lo tanto, la presión alrededor de los pozos, se reduce a una pequeña fracción de presión atmosférica,

mientras que en la superficie del terreno, obra el peso de la atmósfera. Así, el suelo se consolida bajo una presión de  $10 \text{ Tm/m}^2$ .

El proceso de succión es muy efectivo en limos y en limos orgánicos, pero el tiempo necesario para obtener la consolidación y la estabilidad es probable que sea de varias semanas.

El gasto extraído por cada pozo de punta, dependiendo de la permeabilidad del material y del diámetro de la tubería, normalmente no va más allá de 1 litro por segundo, la separación de un pozo con respecto a otro está en función de la permeabilidad del suelo y del tiempo disponible para efectuar la extracción.

C.-Pozos Profundos.-Para excavaciones muy profundas en materiales permeables, un sistema de pozos profundos de gran diámetro, equipado con bomba de turbina sumergible puede ser más seguro y económico para abatir el nivel freático que el sistema de pozos de punta.

Cada pozo de bombeo consta de los siguientes elementos: perforación, ademe, filtro y bombas de pozo profundo.

El diámetro de la perforación de los pozos varía entre 15 y 60 cm y su profundidad está en función de la altura de excavación; en su interior se coloca un ademe ranurado de diámetro tal, que deje un espacio entre las paredes del pozo y las del ademe para colocar un filtro de grava, para evitar que el filtro pase al interior del ademe, se coloca la bomba de pozo profundo.

Las bombas de pozo profundo se fabrican con capacidades entre 5 a 100 lt/seg. y considerando que los conos de abatimiento a lo largo de la línea de bombeo deben traslaparse, puede tomarse como criterio una separación entre pozos no mayor que la mitad de profundidad de abatimiento requerida (entre 5 y 50 m) y que el nivel de aguas abatida en cada pozo de bombeo, se encuentre de 2 a 3 m abajo de la profundidad de abatimiento deseada de la excavación.

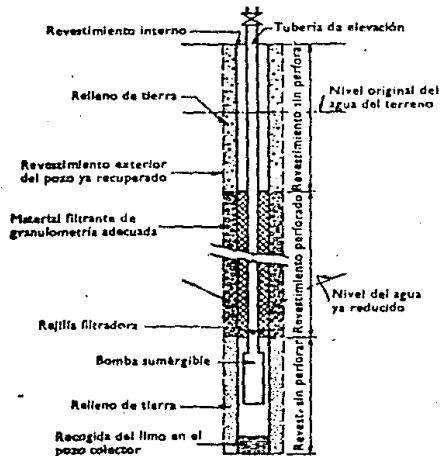


Fig. 4.23.—BOMBEO CON POZO PROFUNDO.

D.—Electrosmósis.—Este es uno de los mejores métodos para lograr el control de flujo de agua hacia la excavación en el caso de suelos de muy baja permeabilidad (limos y arcillas). La aplicación de los procedimientos antes descritos (zanjas y pozos) es insuficiente para lograr abatimiento en forma rápida.

El drenaje electrosmótico consiste en una serie de pozos de bombeo, generalmente dispuestos en hilera a modo de crear una pantalla de captación del flujo de agua. La separación de los pozos varía en la práctica de 3 a 5 m., el diámetro de los mismos es del orden de 20 cm y en la Ciudad de México, se han llevado a profundidades de 15 a 20 m.

Dentro de cada pozo se instala un tubo de hierro ranurado, de unos 10 cm de diámetro, rellenándose el espacio entre el tubo y la perforación con un filtro de arena y grava bien graduadas, los pozos filtradores actúan como cátodos, el polo positivo (ánodo) se forma con una varilla de acero. Al conectar los electrodos (cátodo y ánodo) a un generador de corriente continua, se forma un gradiente de potencial eléctrico que acelera el flujo del agua a través de los poros del suelo y forma un estado de tensión en el agua contenida que incrementa la resistencia del suelo. El agua que se acumula en los pozos cátodos, es eliminada por bombeo.

La electrósmosis se emplea con éxito en la estabilización de taludes. El cátodo se coloca en la corona del talud y el ánodo en el pie, algo atrás de la pendiente, de esta manera se logra la orientación de las fuerzas de filtración a favor de la estabilidad y así se permite que se empleen inclinaciones mayores.

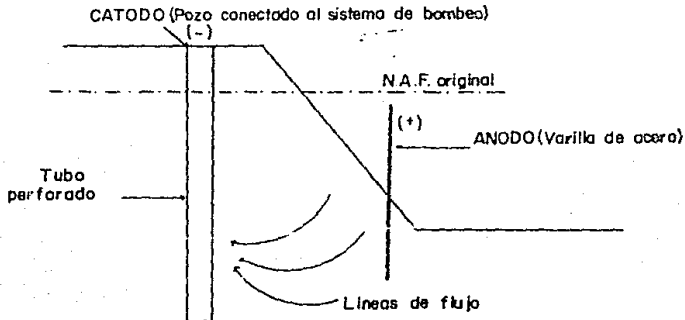


Fig. 4.24.-SISTEMA DE ELECTROSMOSIS EN ESTABILIZACION DE TALUDES

La electrósmosis también nos permite ejercer un control sobre la magnitud de las expansiones del fondo en excavaciones.

Los fenómenos electro-químicos y la desecación que ocurren alrededor de los ánodos, tienen aplicación en el endurecimiento químico de los suelos blandos y en el mejoramiento de la capacidad de carga de pilotes de fricción.

La acumulación de agua que resulta alrededor del cátodo, produce una considerable disminución de la adherencia, lo cual facilita el hincado de cilindros o pilas bajo su propio peso y permite emplear espesores de la pared del cilindro relativamente delgados.

#### 4.5.2.-Métodos de Impermeabilización.

La estabilización de arenas y limos valiéndose del drenaje, no siempre es factible, por lo tanto, se han ideado diversos métodos en la mayor parte de los cuales inyectan lodos o soluciones en los vacíos del suelo. Estos materiales edurecen el suelo en grados variables y le imparten cohesión mejorando las propiedades mecánicas. Como llenan parcialmente los vacíos, también reducen la permeabilidad.

A.-Inyección de lechada de cemento.- Es necesario que el suelo posea una granulometría elevada, arenas gruesas y gravas, (fig.4.18), para que permita una inyección eficiente de pasta de cemento. El cemento actúa rellenando los vacíos y aumentando la resistencia del suelo.

Para la mayoría de las operaciones de inyección de lechada de cemento, la relación varía de 1 a 2 partes de agua por 1 parte de cemento. Por lo general la lechada más satisfactoria es la mezcla más espesa que pueda inyectarse efectivamente.

Puede agregarse polvo de roca y arcilla a las lechadas de cemento para fines de economía, si las fisuras son pequeñas mientras que puede agregarse arena si las fisuras son suficientemente grandes para permitir el paso de la arena.

La experiencia ha demostrado que el método puede producir resultados muy buenos, pero solamente si el suelo es

relativamente homogéneo y no está estratificado, y si el tamaño de los granos no es demasiado pequeño.

B.-Inyección de Arcilla.-Las mezclas de lechadas de arcilla y agua o cemento-arcilla-agua, han sido utilizadas en arenas y gravas sujetas a presiones hidrostáticas bajas. Aunque la inyección de arcilla puede reducir mucho la permeabilidad de la arena, no aumenta gran cosa su resistencia.

La principal ventaja de la arcilla como material de lechado, es a bajo costo en comparación con el cemento o el asfalto, especialmente si existe algún depósito de arcilla disponible cerca del sitio que se va a lechadear. Sin embargo, la arcilla no es satisfactoria para ser inyectada cuando existe agua en movimiento en las fisuras, debiéndose emplear en tal caso lechada de asfalto.

C.-Inyección de Productos Químicos.-Estos sólo dan resultados favorables en gravas arenosas y arenas en general. Los productos químicos más utilizados son el silicato sódico y el cloruro cálcico que reaccionan conjuntamente formando un gel (aglutinante cohesivo) bastante duro e insoluble que recibe el nombre de "gel de sílice".

En el proceso de "doble fluido" se introducen en el terreno dos tuberías separadas 60 cm y se inyecta cloruro cálcico por una de ellas y silicato sódico por la otra, a medida que se procede a la recuperación de las dos tuberías. Como variante se puede inyectar uno de los productos químicos en una sola tubería a medida que se va hincando, seguido del otro producto químico en la fase de recuperación.

También pueden inyectarse los dos productos químicos conjuntamente a través del mismo tubo, añadiéndose un retardador que impida la formación del gel hasta haber recuperado la tubería de inyección.

También se han usado mucho los polímeros que se mezclan con catalizadores y retardadores antes de la inyección,



y que reaccionan después de un lapso para formar un gel casi impermeable, antes de la reacción, la viscosidad de la mezcla es solamente el doble de la del agua, además, al tiempo de la reacción no le afectan significativamente la composición química del agua subterránea. El tiempo en que ocurre la reacción, puede controlarse para que ocurra en pocos segundos o en varios minutos; con este control algunas veces es posible estabilizar materiales a través de los cuales el agua pasa con relativa rapidez. Todos los procedimientos en que se emplean inyecciones son costosos y aún bajo condiciones favorables, son inciertos. Aunque se han hecho con éxito muchas aplicaciones muchos otros intentos han resultado fracasos decepcionantes. Por lo tanto, las estabilizaciones de este tipo deben considerarse solamente en circunstancias excepcionales, donde el riesgo de un fracaso se compense, en vista de los posibles beneficios de una aplicación exitosa.

D.-Proceso de congelación.-En algunos casos se han impermeabilizado y estabilizado los suelos congelando el agua contenida en ellos, la congelación se efectúa haciendo circular un refrigerante por una serie de tubos dobles introducidos en el suelo que se trata de estabilizar. Cada tubo doble consta de una cubierta exterior dentro de la cual se bombea el líquido frío y de un tubo interior por el cual regresa. Este sistema es costoso debido al tiempo necesario para congelar un bloque de suelo, pueden ser necesarias varias semanas o meses, así como el costo del equipo refrigerante. Además presenta el inconveniente de que en ciertos tipos de suelos, la congelación provoca severos levantamientos.

E.-Tablaestacas.-Los suelos arenosos son muy perjudiciales cuando se hallan intercalados con delgadas capas de limo o arcilla, debido a las capas impermeables no es posible utilizar un sistema de abatimiento, la única solución para control del agua, suele ser el empleo de tablaestacas.

En todos los métodos de impermeabilización, la profundidad de la pantalla empleada está en función de la existencia de un estrato impermeable en el cual empotrarla, esto para evitar filtraciones por el fondo de la excavación. Cuando no existe una capa impermeable en la cual se apoye el extremo inferior de la pantalla conviene entonces formarla mediante los métodos de inyección ya descritos, a través de una retícula de agujeros distribuidos en el área por excavar. La profundidad de esta capa impermeable horizontal debe ser tal que la fuerza de subpresión sea equilibrada por el peso del suelo que queda entre el fondo de la excavación y la capa impermeable, para evitar que ésta sea levantada por la subpresión como se muestra en la figura 4.25.

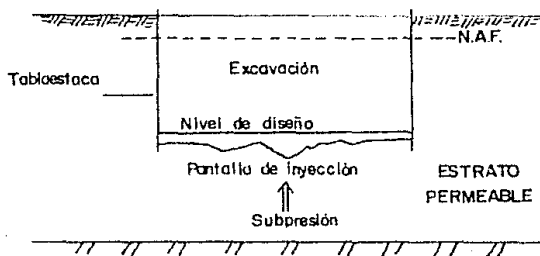


Fig. 4.25.-PANTALLA DE INYECCION HORIZONTAL.

#### 4.6.-EL CONCRETO Y SUS ELEMENTOS CONSTITUTIVOS PARA CIMENTACIONES.

El concreto es un conglomerado pétreo artificial que se prepara mezclando una pasta de cemento y agua, con arena y piedra triturada, grava u otro material inerte. La substancia química activa de la mezcla es el cemento, el cual se une química y físicamente con el agua y al endurecer

se, liga los agregados para formar una masa sólida semejante a una roca.

Una propiedad particular del concreto es que puede dársele cualquier forma; la mezcla húmeda se coloca en estado plástico en formas o cimbras de madera, plástico, cartón o metal, donde se endurece o fragua. El concreto adecuadamente proporcionado es un material duro y durable; es fuerte bajo compresión, pero quebradizo y casi inútil para resistir esfuerzos de tensión. En miembros estructurales sometidos a otros esfuerzos, que no son de compresión, se agrega un refuerzo de acero que se introduce principalmente para soportar los esfuerzos de tensión y corte.

En estructuras donde los esfuerzos son casi totalmente de compresión como ciertos tipos de zapatas, puede utilizarse concreto sin reforzar; éste se conoce como concreto simple o masivo. Se llama concreto reforzado a aquél que además del refuerzo por contracción y cambios de temperatura, contiene otro refuerzo, dispuesto de tal manera que los dos materiales actúan juntos para resistir las fuerzas exteriores.

Agua.—El agua utilizada en la fabricación de concreto, debe estar limpia y exenta de cantidades nocivas de aceites, ácidos, álcalis, materias orgánicas u otras sustancias perjudiciales. Debe evitarse la utilización de agua con un contenido de sal común de 5% o mayor y nunca debe utilizarse agua de mar puesto que sólo cierta cantidad del agua se combina con el cemento, un exceso de éste diluye la pasta y da como resultado un concreto de resistencia, impermeabilidad y durabilidad reducidas.

Cemento.—Entre todos los distintos tipos, el cemento portland normal es el que se utiliza más ampliamente en la construcción de cimentaciones. En pocas palabras, se fabrica mezclando y sometiendo dos materiales a fusión incipiente, uno de ellos compuesto principalmente de

cal y el otro un material arcilloso con contenido de silicio, aluminio y fierro. Después de la fusión, se pulveriza el material restante o escoria de cemento llamada clinker.

En comparación con el cemento natural, el portland fragua más lentamente pero es mucho más resistente y de calidad más uniforme.

El cemento portland de alta resistencia, tiene gran ventaja cuando es necesario obtener rápidamente un concreto de alta resistencia, como en el caso de la construcción de cimentaciones durante épocas de bajas temperaturas. En general, el concreto de alta resistencia rápido tiene las mismas resistencias a los 3 y 7 días, que las del concreto normal a los 7 y 20 días de edad. Al adquirir su resistencia de manera tan rápida, se desarrolla en el concreto considerable cantidad de calor el cual tiende a impedir congelamiento bajo condiciones climáticas adversas.

Arena.—Los agregados son materiales inertes como la arena natural y grava. Los materiales con diámetros menores de  $3/8$  de pulgada (1 cm aprox.), se llaman agregados finos; deben consistir de arena natural con granos limpios, duros y durables, libres de materia orgánica o lodos.

Una buena graduación de agregados producirá un concreto más compacto y por lo tanto más fuerte.

Grava.—El agregado grueso mayor de  $3/8$  de pulgada de diámetro, como el agregado fino, debe variar también en tamaño; en general los tamaños varían de  $1/4$  a 3 pulgadas (6 mm a 7.6 cm), siendo el máximo para concreto reforzado de 1 o  $1\ 1/2$  pulgadas (2.5 a 3.8 cm). Algunos reglamentos de construcción, limitan el tamaño del agregado grueso para concreto reforzado, de acuerdo al espacio mínimo entre varillas de refuerzo o de la distancia más corta entre dos costados de las cimbras en las cuales se coloca el concreto.

En el proporcionamiento de agregados finos y gruesos, se recomienda utilizar para el agregado grueso el doble del volumen del agregado fino. En general un buen concreto debe tener la mayor densidad posible, ésto resulta en parte de una cuidadosa graduación del agregado y en parte, del picado o vibrado del concreto al colocarlo en las cimbras.

**Aditivos.**—Las sustancias que se agregan al concreto para mejorar su trabajabilidad, acelerar su fraguado, endurecer su superficie o aumentar sus propiedades de impermeabilidad, etc., se conocen con el nombre de aditivos. Muchos de los compuestos comerciales contienen cal hidratada, cloruro de calcio y caolín; el cloruro de calcio y el oxiclорuro de calcio se utilizan generalmente como aceleradores. Debe tenerse cuidado al usar aditivos, es mejor utilizar solamente materiales de valor comprobado.

#### 4.6.1.—Requisitos para el Concreto.

Como el concreto es una mezcla en la cual una pasta de cemento portland y agua sirve para ligar partículas finas y gruesas de materiales inertes conocidos como agregados, es fácil observar que pueden lograrse innumerables combinaciones al variar las proporciones de los ingredientes. Estas diferentes combinaciones, tendrán como resultado concretos de distintas calidades. Cuando el cemento se ha hidratado, la masa plástica se endurece convirtiéndose en un material semejante a roca; este período de endurecimiento se llama curado y requiere de tres condiciones durante el mismo: tiempo, temperatura favorable y la presencia continua de agua.

Para llenar los requisitos, es esencial que el concreto endurecido tenga sobre todo resistencia y durabilidad; otra propiedad esencial para poder colocarlo dentro de las cimbras es su trabajabilidad en estado plástico. Cuando se

requiere impermeabilidad, el concreto debe ser denso y de calidad uniforme. Se ve entonces que para determinar las proporciones de la mezcla, el diseñador debe tomar en cuenta que uso se le dará al concreto, así como las condiciones de exposición a la intemperie. Una vez satisfechos estos requisitos, la calidad del concreto depende de los siguientes factores: materiales apropiados, proporciones correctas, métodos adecuados de mezclado y colocación, y suficiente protección durante el curado.

**Resistencia.**—Durante el colado se toman muestras, las cuales después de curarlas se someten a pruebas de compresión simple., además de los esfuerzos de compresión, el concreto debe resistir la tensión diagonal (cortante) y los esfuerzos de adherencia, presentes estos últimos al entrar en contacto el acero de refuerzo con el concreto.

**Durabilidad.**—El concreto puede tener diferentes grados de exposición a la intemperie, generalmente habrá mayor humedad para los miembros estructurales de una cimentación, por lo que, el concreto debe hacerse adecuado para soportar tales condiciones.

**Trabajabilidad.**—El concreto en estado plástico, debe tener una consistencia tal, que permita su colocación rápida dentro de las cimbras; esta cualidad se conoce como trabajabilidad. Las diferentes clases de trabajo, requieren diversos grados de plasticidad y la forma ancho y peralte de las cimbras, así como los espacios libres entre el refuerzo, son todos ellos factores determinantes en el grado de trabajabilidad requerido.

**Mezclado.**—Para producir concreto de primera calidad, es indispensable utilizar una máquina mezcladora o revolvente. El mezclado completo no sólo tiende a producir un concreto de calidad uniforme, sino que además, al aumentar el tiempo de mezclado, se logran mayores resistencias y mejor grado de trabajabilidad.

**Segregación.**-La consistencia del concreto debe ser tal, que al depositarlo en las cimbras, se obtenga una masa de calidad uniforme. Debe tenerse cuidado para evitar la separación de las partículas de arena y piedra, pues dicha separación produce un concreto de calidad inferior. Los factores que deben tomarse en consideración para impedir la segregación de los agregados son: el transporte desde la revolvedora hasta las cimbras, el dejarlo caer desde muy alto, y el vibrado o picado.

**Curado.**-Cuando se toman las medidas adecuadas para el curado, puede obtenerse concreto de primera calidad. El endurecimiento se debe a la acción química entre el agua y el cemento, y continúa indefinidamente mientras se tiene una humedad y temperatura favorables. El fraguado inicial no comienza sino hasta dos o tres horas después del mezclado; durante este intervalo, se evapora el agua, especialmente en las superficies expuestas, a menos de que se evite la pérdida de humedad, el concreto se agrietará en estas zonas. Cuando se utiliza cemento portland normal el curado debe prolongarse durante 7 días, y de 3 días, cuando el cemento es de alta resistencia rápida. Además de resistencia y durabilidad, al controlar el curado se obtiene mejor impermeabilidad en el concreto. Para el curado sólo basta rociar agua continuamente sobre las superficies expuestas. Por ejemplo se puede colocar una capa de 2 o 3 cm de arena húmeda o semihúmeda.

**Impermeabilidad.**-Esta cualidad es de extrema importancia, ante todo para cimentaciones, ya que deben ser impermeables para evitar que penetre agua; sin embargo, existe otra razón para hacer que el concreto sea impermeable y es que su desintegración puede ser física o química y el deterioro se debe en gran parte a la penetración de humedad. En la fabricación de concreto impermeable, intervienen varios factores; es obvio que los agregados deben ser materiales durables, sin poros y bien graduados. El concreto

debe ser denso, es decir, la relación agua-cemento, debe ser lo más baja posible y es necesario tomar en cuenta que la mezcla tiene que ser trabajable y que las partículas de los agregados queden bien ligadas entre sí por la pasta de cemento. Para lograr una incorporación completa de los materiales, se acostumbra mezclarlos durante más tiempo que el normal; en la colocación también se necesitan más precauciones que las usuales y ésto requiere que el vibrado o picado se haga cuidadosamente, de modo que se recubra completamente el refuerzo y que se logre una superficie expuesta densa y uniforme. Además, se requiere un curado adecuado durante la etapa inicial del fraguado.

#### 4.6.2.-Refuerzo.

Las varillas de acero para refuerzo del concreto, se hacen a partir de acero relaminado y de acero de lingote. Existen tres grados de este último que son: estructural, intermedio y duro; las varillas de grado estructural pueden usarse con refuerzos unitarios permisibles de  $1,265 \text{ Kg/cm}^2$  a tensión y los grados intermedio y duro con esfuerzos de 1400 a  $1690 \text{ kg/cm}^2$ . Aunque el acero relaminado tiene características físicas similares a las del acero duro, es más quebradizo y difícil de doblar. El grado intermedio de acero de lingote es probablemente el más utilizado para refuerzo. Una de las suposiciones fundamentales en las que se basa el diseño del concreto reforzado, es que el acero y el concreto actúan juntos, como una unidad. Se utilizan varillas lisas o corrugadas. Las salientes de las varillas corrugadas tienen el propósito de suministrar una adherencia mecánica independiente de la adhesión entre concreto y acero; por lo tanto, se permiten esfuerzos de adherencia más altos cuando se utilizan varillas corrugadas. Las varillas redondas son las estándar en México. Las varillas núm.2 solo vienen en tipo liso.



En la tabla 4.1, se muestran las áreas y los perímetros de las varillas de tamaños estándar; todas son redondas y por lo general no se necesitan otros tamaños. Así mismo, todas son corrugadas con excepción de la número 2 y la forma y separación de los salientes de la superficie, deben cumplir con la especificación A.S.T.M. A 305.

TABLA 4.1. ÁREAS Y PERÍMETROS DE VARILLAS REDONDAS

Designación varilla	Diámetro plg cm		Número de varillas				
			1	2	3	4	
#2	$\frac{1}{4}$	0.64	Area	0.32	0.64	0.96	1.28
			Perímetro	2.00	4.00	6.00	8.00
#3	$\frac{3}{8}$	0.95	Area	0.71	1.42	2.13	2.83
			Perímetro	3.00	6.00	9.00	12.00
#4	$\frac{1}{2}$	1.27	Area	1.27	2.53	3.80	5.07
			Perímetro	4.00	8.00	12.00	16.00
#5	$\frac{5}{8}$	1.59	Area	1.99	3.97	5.96	7.94
			Perímetro	5.00	10.00	15.00	20.00
#6	$\frac{3}{4}$	1.91	Area	2.87	5.73	8.60	11.46
			Perímetro	6.00	12.00	18.00	24.00
#7	$\frac{7}{8}$	2.22	Area	3.87	7.74	11.61	15.48
			Perímetro	7.00	14.00	21.00	28.00
#8	1	2.54	Area	5.07	10.13	15.20	20.27
			Perímetro	8.00	16.00	24.00	32.00
#9	1.128	2.86	Area	6.42	12.83	19.27	25.70
			Perímetro	9.00	18.00	27.00	36.00
#10	1.270	3.18	Area	7.94	15.88	23.83	31.77
			Perímetro	10.00	20.00	30.00	40.00
#11	1.410	3.49	Area	9.57	19.13	28.70	38.26
			Perímetro	11.00	22.00	33.00	44.00

Los números de las varillas se basan en el número de octavos de pulgada más cercano al diámetro nominal. Todas las varillas son redondas.

Las varillas núm. 2 sólo vienen lisas.

Las varillas núms. 9, 10 y 11 son equivalentes en peso y área transversal a las varillas cuadradas tipo antiguo de 1,  $1\frac{1}{4}$  y  $1\frac{1}{2}$  pulgadas.

#### 4.7.-CIMBRAS PARA CIMENTACIONES DE CONCRETO.

Como el concreto se encuentra en estado plástico al ser colocado, es necesario utilizar cimbras o formas para confinarlo y soportarlo hasta que sea rígido. Debido a su plasticidad original, el concreto puede colocarse en cualquier forma que se desee, siempre y cuando se construya una cimbra de la forma básica. Sin embargo, las cimbras complicadas son costosas.

Las cimbras para las estructuras de concreto deben ser:

- 1.-Suficientemente fuertes para resistir la presión o el peso del concreto fresco más las cargas superimpuestas.
- 2.-Suficientemente rígidas para conservar su forma sin deformaciones extremas.
- 3.-Económicas en términos del costo total de la cimbra, del concreto y de la superficie de terminación del concreto cuando se requiera.

Las cimbras debe diseñarlas una persona que tenga conocimiento de los esfuerzos y resistencia de los materiales. Los tanteos pueden dar como resultado, cimbras mal diseñadas o sobrediseñadas. Las primeras son peligrosas ya que las fallas de las cimbras son demasiado caras, mientras que las segundas, son innecesariamente caras. Un diseño correcto deberá eliminar ambas posibilidades.

Algunas veces las especificaciones del concreto imponen limitaciones rígidas o las variaciones en la forma. En estas condiciones la rigidez de la cimbra será mas importante que su resistencia.

Cuando una superficie de concreto deba estar libre de marcas y otras asperezas, puede ser económico utilizar materiales caros para la cara de la cimbra que esté en contacto con las superficies de concreto a fin de eliminar o reducir el costo de terminación de las superficies al retirar la cimbra. Sin embargo, si las superficies

de contacto no van a quedar a la vista o si no son objecionables los defectos superficiales, los forros de las cimbras deben seleccionarse con miras a la economía. Este puede ilustrarse con un muro de retención fabricado de concreto, en donde se requiere un terminado liso en el lado expuesto. El forro de la superficie expuesta puede ser de triplay nuevo, mientras que el forro de la superficie trasera, será de cualquier material lo suficientemente fuerte para resistir la presión del concreto. El tiempo de descimbrado depende del tipo de miembro, del tipo de concreto y de las condiciones del tiempo. El tiempo de descimbrado debe estar de acuerdo con los requisitos del reglamento de construcción correspondiente y deben registrarse y tomarse en cuenta las temperaturas existentes durante el período de curado, ya que el concreto se mantiene semifluido a temperaturas bajas y fragua más rápidamente a temperaturas altas. Para propósitos prácticos, podemos suponer que el concreto alcanza la resistencia deseada después de 21 días.

Materiales para las cimbras.-Los materiales de las cimbras pueden ser establecidos por la economía, la necesidad o por una combinación de los dos factores. Entre los materiales más comunes se encuentran la madera, el triplay, el acero y el aluminio, ya sea separadamente o en combinación. Si el material se va a usar sólo unas cuantas veces, la madera será más económica que el acero o que el aluminio. Sin embargo, si las cimbras pueden fabricarse en tableros o en otras formas que permitan utilizarlas muchas veces, el mayor número de operaciones con el acero o con el aluminio pueden hacer más bajo el costo por cada operación. Las formas de algunas estructuras y miembros estructurales deben de fabricarse con placas de acero, por cuestiones de utilidad. Las de columnas redondas, superficies curvas, atarjeas monolíticas, túneles, etc., pueden incluirse en este tipo.

#### 4.8.-PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION DE PILAS.

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

En síntesis el procedimiento constructivo implica:

- 1°-Formar por excavación o perforación un barreno cilíndrico vertical en el subsuelo, que sea estable (por sí mismo o con ayuda de lodos) hasta la profundidad que deba alcanzar de acuerdo con el estudio de cimentación correspondiente y que tenga la sección transversal de forma y dimensiones acordes con las cargas por transmitir al subsuelo y con la capacidad de carga de diseño.
- 2°-Habilitar y armar la jaula de acero de refuerzo necesario de acuerdo con las especificaciones estructurales del proyecto colocándolo en la forma más sencilla posible dentro del barreno previamente formado, cuidando que se centre y quede despegado de las paredes para garantizar en cualquier punto el recubrimiento especificado.
- 3°-Colocar el concreto en el barreno, asegurando en todo momento su integridad y continuidad (sin segregación).
- 4°-Verificar mediante muestreo directo (con broca de diamante) la calidad del concreto colado, o bien mediante métodos indirectos a base de sonido, detectar la continuidad de concreto.

##### 4.8.1.-Equipo.

A.-Grúas.-Son máquinas que sirven para el levantamiento y

manejo de objetos pesados, contando para ello con un sistema de malacates que acciona a uno o varios cables montados sobre una pluma y cuyos extremos terminan en gancho. Pueden ser fijas o móviles (fig.4.26).

Para la construcción de pilas se usan generalmente grúas móviles de pluma rígida, bien sea para montar sobre ellas equipos de perforación de 45 a 80 Ton. de capacidad nominal, con plumas rígidas de 18.3 m (60 pies) de largo, o bien para ejecutar con ellas las maniobras que incluyen manejo y colocación de armados, de la tubería, etc., con gruas de menos capacidad nominal, aunque superior a 15 Ton. las condiciones del terreno dictaminan la conveniencia de que estén montadas sobre neumáticos o sobre orugas.

No es aconsejable el uso de "patos" (grúa móvil con pluma telescopiada) para la construcción de pilas, por ser difícil el montaje de perforadoras y su ineficiente manejo de armados y tuberías de colado.

a) Para montar perforadoras

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

b) Para efectuar maniobras

Marca	Modelo	Capacidad ton	Peso ton
Link Belt	LS 68	15.0	17.7
Bucyrus Erie	22 B	12.0	19.3
Link Belt	LS 70	17.5	21.7
Link Belt	LS 98	27.0	27.7

TABLA 4.2.-GRUAS DE USO FRECUENTE  
EN MEXICO.

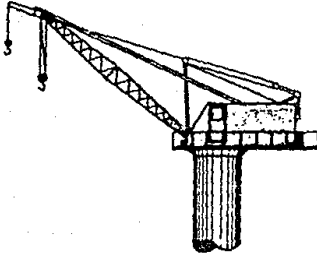


Fig 4.1 Grúa fija montada sobre un pedestal

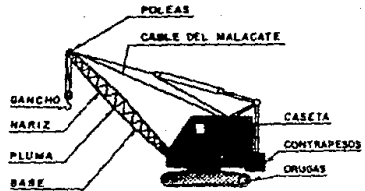


Fig 4.2 Grúa móvil montada sobre orugas

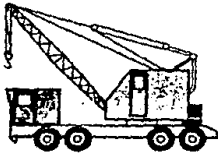


Fig 4.3 Grúa móvil montada sobre neumáticos o motogrúa

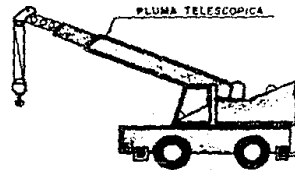


Fig 4.4 Grúa móvil de pluma telescópica (pata).

FIG. 4. 26. GRUAS

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

Para la construcción de pilas de cimentación se emplean generalmente dos tipos de perforaciones con sistema rotatorio, según que estén sobre una grúa (fig.4.27 a) o que se monten sobre un camión (fig. 4.27 b). En estas máquinas la barra de perforación denominada comúnmente "barretón", puede ser de una sola pieza o bien telescópica de varias secciones.

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

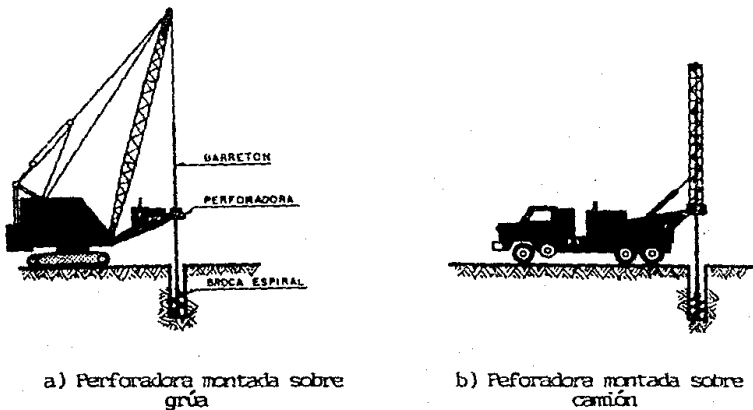


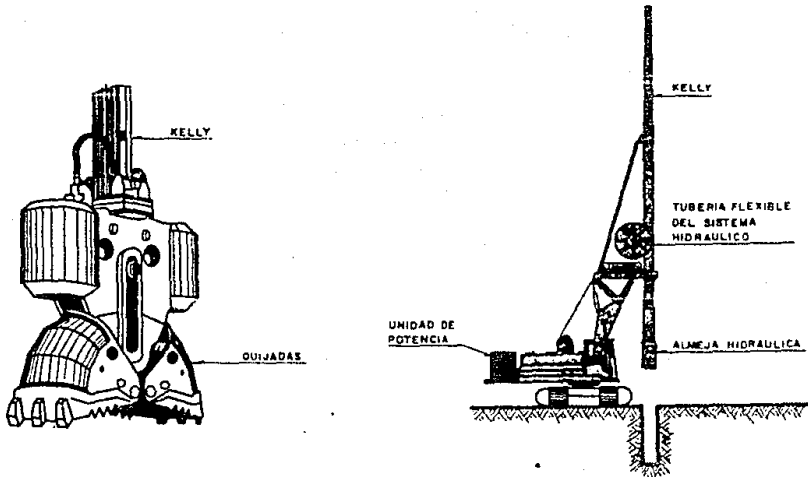
Fig. 4.27.- PERFORADORAS

Marca	Modelo	Tipo	Par kg-m	Diámetro perforado m		Profundidad m.
				Mín	Máx	Máx
Calweld	200B	s/camión		0.30	1.20	26.0
Watson	2000	s/camión	10788	0.30	1.50	32.0
Watson	3000	s/camión	13825	0.30	1.50	32.0
Watson	5000	s/camión	18400	0.30	2.00	35.0
Soilmec	RTA/S	s/camión	10500	0.30	1.50	32.0
Soilmec	RT3/S	s/grúa	21000	0.50	2.50	42.0
Sanwa	D40K	s/grúa	1840	0.30	0.60	40.0
Casagrande	CBR120/38	s/grúa	12000	0.45	1.50	32.0
Casagrande	CBR120	s/grúa	12000	0.45	1.50	32.0
Casagrande	CADRILL 12	s/grúa	12000	0.45	2.00	42.0
Casagrande	CADRILL 21	s/grúa	21000	0.45	2.50	42.0

TABLA 4.3. PERFORADORAS DE USO FRECUENTE EN MEXICO.



C.-Excavadoras de Almeja.-También se pueden excavar pilas de sección rectangular, oblonga u alguna combinación de estas secciones mediante almejas hidráulicas guiadas, integradas por dos quijadas móviles que se accionan con cilindros hidráulicos (fig. 4.28 a) adosadas en la parte inferior de un barretón o Kelly rígido, de una pieza o telescópico (fig. 4.28 b).



a) Almeja hidráulica para excavaciones oblongas.

b) Almeja hidráulica guiada, montada sobre equipo de excavación.

Fig. 4.28.-EXCAVADORAS DE ALMEJA.

D.-Vibrohincadores.-Los vibrohincadores (fig. 4.29), también llamados martillos vibratorios, son máquinas diseñadas para llevar a cabo el hincado o extracción de tubos o perfiles de acero en el subsuelo, merced a la acción dinámica de un generador de vibraciones más el peso propio del equipo cuando realizan hincados o la capacidad de levante de una grúa cuando son extracciones. Para trabajar, el vibrohincador se cuelga de una grúa móvil con pluma y capacidad adecuadas a las cargas que se van a mover. En la construcción de pilas los vibrohincadores se emplean para el hincado y extracción de tubos ademe que sirven como protección de las perforaciones.

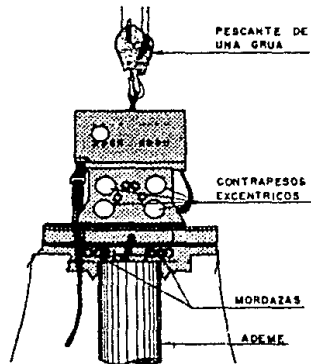


Fig. 4.29.-VIBROHINCADOR.

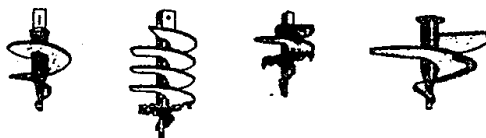
En la tabla 4.4, aparecen algunos de los modelos, marcas y características de los vibrohincadores más conocidos en México.

Marca	Modelo	Peso kg	Momento excéntrico kg-m	Frecuencia máxima rpm
ICE	116	1542	7.0	1600
ICE	216	2050	11.5	1600
ICE	416	3400	20.7	1600
ICE	815	6670	46.1	1500
ICE	1412	11800	115.2	1250
TOMEN VIBRO	VM2-400A	3522	-	1300
TOMEN VIBRO	VM2-500	5100	-	1800
TOMEN VIBRO	VM4-10000	8450	-	1100
TOMEN VIBRO	VM2-25000A	7590	200.0	620
MULLER	MS-5 HV	800	5.8	1762
MULLER	MS-20 H	2700	20.0	1762
MULLER	MS-50 H	6500	50.0	1653
MULLER	MS-60 E	7200	71.0	1500
MULLER	MS-60 E TWIN	20000	142.0	1500
PTC	10A2	2350	-	1140
PTC	20A2	3700	-	1100
PTC	20H4	4500	-	1450
PTC	40A2	7400	-	1045
PTC	40HA	10500	-	1450

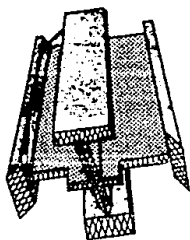
TABLA 4.4.-VIBROHINCADORES CONOCIDOS EN  
MEXICO

E.-Herramientas para Pilas.-Las principales herramientas que acopladas a los equipos de perforación permiten formar los barrenos en el subsuelo, son las brocas, los botes y los trépanos.

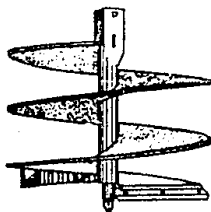
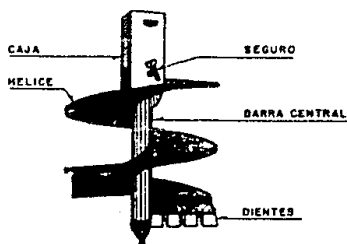
a).-Brocas espirales, (fig. 4.30), pueden ser cilíndricas o cónicas y están formadas por una hélice colocada alrededor de una barra central; los elementos de corte están constituidos por dientes o cuchillas de acero de alta resistencia colocados en su extremo inferior. Estas brocas tienen una caja en donde penetra la punta del



CONICAS



TREPANO



CILINDRICAS

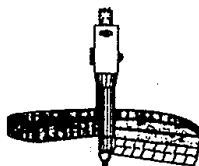


FIG. 4.30. DISTINTOS TIPOS DE BROCAS.

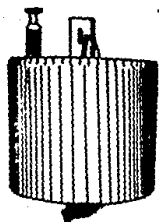
barretón o kelly para su acoplamiento, siendo fijadas por un perno o seguro.

Las espirales cilíndricas se usan en suelos cohesivos arriba del NAF y las espirales cónicas en suelos con boleos o como guía en terrenos duros.

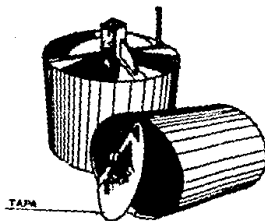
- b).-Botes cortadores (fig. 4.31), son cilindros de acero con una tapa articulada en la base. En esta tapa se localizan los elementos de corte además de unas trampas que permiten la entrada del material cortado pero que impiden su salida. Se emplean tanto en suelos cohesivos como en los no cohesivos, aún bajo NAF. Los botes corona son cilindros abiertos que tienen en su borde inferior, dientes de acero de alta resistencia o insertos de carburo de tungsteno. Se emplean en suelos duros o en rocas suaves, extrayendo el material cortado con un dispositivo cónico situado en el interior del bote, (fig. 4.31).
- c).-Botes ampliadores (fig. 4.32), llamados también botes campana, son cilindros de acero similares a los botes cortadores, pero tienen un dispositivo formado por uno o dos alerones cortadores que van sobresaliendo del bote a medida que van cortando el material en el fondo de la perforación, formando así la llamada "campana" o ampliación de la base de la pila.
- d).-Trépanos.-Son herramientas de acero de gran peso que trabajan a percusión dejándolas caer libremente desde cierta altura. Se utilizan para romper rocas o bloques encontrados en la perforación o para empotrar las pilas en las formaciones rocosas; existen varios tipos y tamaños que se emplean de acuerdo a los problemas específicos de cada caso. (fig. 4.30).

#### 4.8.2.-Perforación.

Se debe evitar en lo posible la sobreexcavación del terreno.



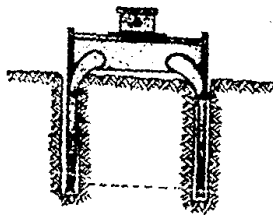
VISTA LATERAL



TAPA



FONDO



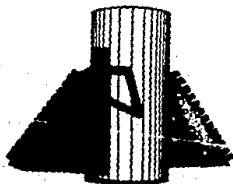
BOTE CORDNA

FIG. 4.31.

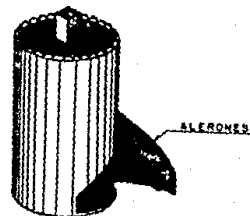
BOTES CORTADORES.



CERRADO



ABIERTO



ALERONES

FIG. 4.32.

BOTES AMPLIADORES.

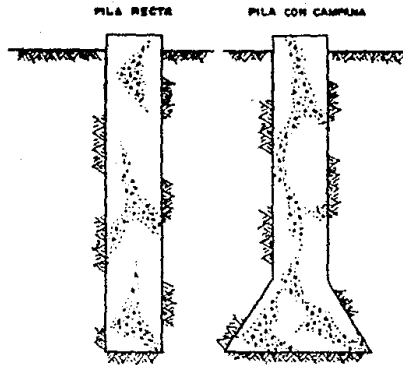
Tan importante es la selección atinada del equipo de perforación que tenga la capacidad suficiente para la obra en cuestión, como la selección apropiada de la herramienta de ataque.

Una buena construcción de pilas, normalmente implica excavar el barreno en el menor tiempo posible, garantizando su verticalidad, que el suelo adyacente a la excavación no se altere mayormente, se obtenga un agujero limpio, conserve las dimensiones de proyecto en toda su profundidad y colocar enseguida el concreto. Tiempos de construcción excesivos pueden dar lugar al relajamiento de esfuerzos en el sitio, lo cual permitiría cierto desplazamiento del subsuelo hacia el pozo abierto, con la consiguiente disminución de la resistencia al corte y mal comportamiento posterior de la pila.

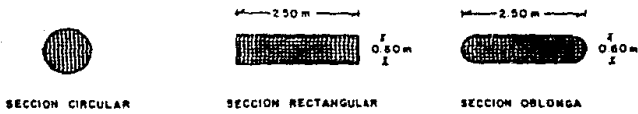
La perforación es la etapa inicial en la construcción de las pilas y consiste en formar un agujero en el subsuelo, donde posteriormente se deposita el material que formará a la pila en sí, sea de concreto reforzado, concreto simple, concreto ciclópeo, etc. Sus dimensiones dependen de los requerimientos del proyecto y su sección transversal comúnmente cilíndrica que puede tener ampliación en forma de campana en su base (fig. 4.33).

Un aspecto de gran relevancia, se refiere a la estabilidad de las paredes durante su ejecución, debiendo decidir si deben o no, ser ademadas en base a las propiedades físicas y mecánicas del suelo, así como la influencia de agua freática, ya que algunos suelos son estables aún en presencia de agua freática, otros en los que el agua puede provocar erosión y finalmente otros que son inestables en sí, aunque no exista agua freática, (fig. 4.34).

a) -Sin protección.- La perforación sin protección es aplicable a suelos firmes o compactos cohesivos, tal es el caso de arcillas y limos arcillosos, firmes o duros, o



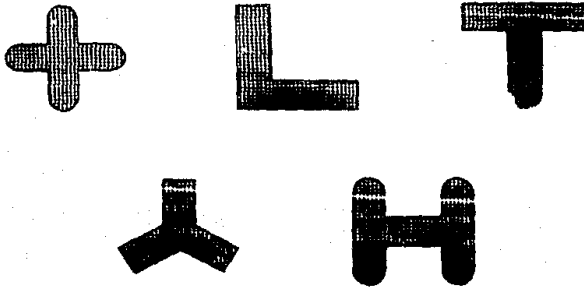
Tipos de pilas



SECCION CIRCULAR

SECCION RECTANGULAR

SECCION OBLONGA



SECCIONES COMBINADAS PARA PILAS

FIG. 4.33. TIPOS Y SECCIONES DE PILAS.



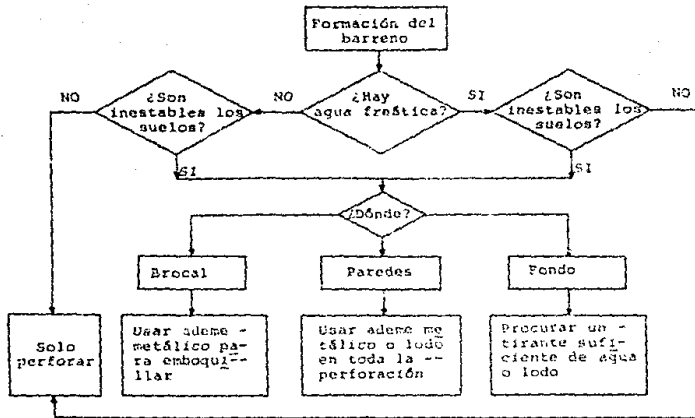


FIG. 4.34. ARBOL DE DECISIONES .

bien finos arenosos compactos y tobas que pueden mantener estables sus paredes en cortes verticales, aún en presencia de agua, siempre que el flujo no sea excesivamente grande; no será necesario el ademe a menos que sea como medida de seguridad cuando la campana se realiza manualmente o cuando se trate de evitar asentamientos de la superficie vecina del terreno.

b)-Ademada.-A un mayor flujo de agua freática y debido a que, a medida que la perforación incrementa su diámetro, la estabilidad de las paredes se hace crítica porque el suelo va dejando de trabajar en arco, se hace entonces necesario el uso de ademes metálicos, lodo bentonítico o una combinación de éstos.

Puede hincarse a una profundidad somera para proteger el inicio de la perforación de la pila (emboquillado), como en el caso de un estrato superficial de arena limpia con o sin nivel freático, apoyarse sobre el suelo estable, o bien, hincarse en toda la longitud de la pila, por ejemplo, si el manto de la arena mencionado es cuando menos igual a la profundidad de aquélla, (fig. 4.35).

El hincado del ademe se hace mediante el vibrohincador o un martillo golpeador con la colocación de tramos de ademes soldados a tope hasta la longitud requerida. Una vez hincada la camisa se procede a extraer el material mediante una perforadora o un bote cortador, después de limpiar la camisa se coloca el armado con sus separadores, por último se cuele y se extrae el ademe con el vibrohincador, debiendo inyectarse concreto entre el fuste de la pila y el suelo para reponer el vacío dejado por el ademe.

c)-Con lodo.-El lodo bentonítico sódico, es una mezcla de agua dulce con arcilla bentonítica sódica (arcilla coloidal), que durante el proceso de perforación se emplea para:

- \*Estabilizar las paredes, formando una película plástica e impermeable (cake) producida por la depositación de las

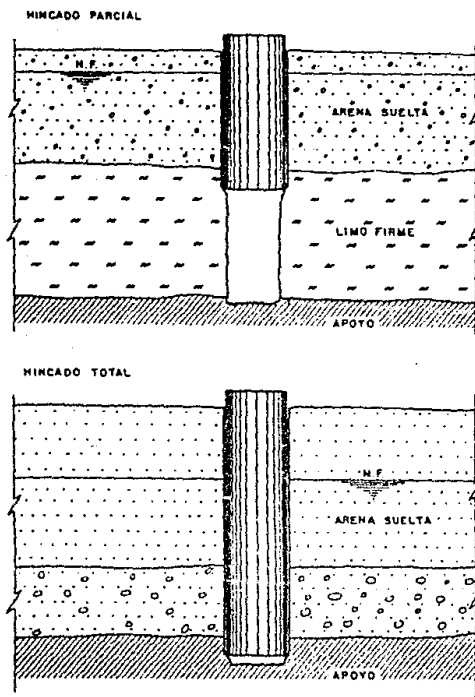


FIG. 4.35. ADEMES DE TUBO DE ACERO.

partículas sólidas del lodo al filtrarse éste en las paredes de la excavación.

\*Contrarrestar subpresiones que se presentan por gases, debidos al agua freática, etc.

\*Remover y transportar recortes del suelo, ya que al entrar en operación el equipo, se producen recortes de suelo que son transportados por suspensión hasta la superficie, merced a la circulación del lodo, evitando sedimentaciones indeseables durante la fase de colado.

El nivel de los lodos se debe mantener a una cota superior a la del nivel freático para que la presión dentro de la perforación sea mayor a la circundante.

Es conveniente que el lodo de perforación cumpla con las normas de calidad especialmente a las que se refiere al espesor de la membrana de tensión "cake", al porcentaje de arena y a la viscosidad a fin de garantizar la suspensión de las partículas gruesas y la adherencia entre las varillas y el concreto.

#### 4.8.3.-Acero de Refuerzo.

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

##### 4.8.3.1.-Traslapes.

Para el corte y armado del acero de refuerzo debe planearse su "secuencia de utilización" con el objeto de que además de procurar que los empalmes o traslapes no queden en la misma sección transversal, de acuerdo a los reglamentos respectivos, se logre un aprovechamiento más racional del mismo.

Cuando un elemento estructural requiere de varillas de mayor longitud que las que normalmente se fabrican, se recurre a traslaparlas o a empalmarlas para alcanzar la longitud

requerida en los planos del proyecto. Para varillas del N° 8 y menores, se recomienda usar traslapes de longitud equivalente a 40 diámetros de la varilla, aunque nunca menores de 30 cm (12"). Para las varillas del N° 10 o mayores no se aconseja el traslape y debe recurrirse al soldado de las mismas.

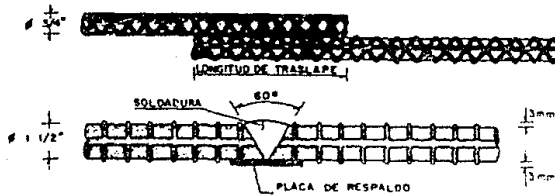
Cuando en una sección transversal concurren más del 50% de los traslapes, la longitud de éstos deberá ser un 20% mayor; los estribos en dichas zonas de traslapes deberá tener el -espaciamiento mínimo posible, (fig. 4.36).

#### 4.8.3.2.-Ganchos y dobleces.

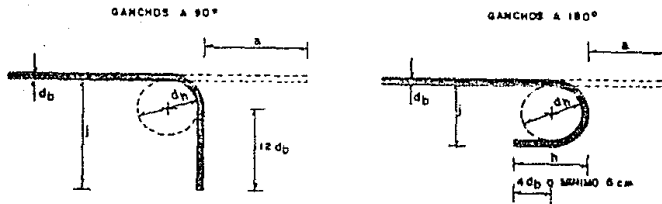
Cuando por el espacio disponible no es posible dar la longitud necesaria para desarrollar el esfuerzo de adherencia entre el concreto y el acero, se recurre a la técnica de efectuar dobleces en el extremo de varilla, a fin de formar ganchos o bién escuadras. Estos dobleces deben tener una geometría determinada, que depende del diámetro de la varilla, de la resistencia tanto del concreto como del acero y de la ubicación de la varilla respecto al espesor del elemento estructural, (fig. 4.36).

#### 4.8.3.3.-Recubrimientos y espaciamentos.

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



Detalle de traslape y soldadura de varillas

Medidas  $d_h$ ,  $a$ ,  $j$  y  $h$ , recomendadas para formar ganchos.

Varilla No.	$d_h$	Ganchos a 90°		Ganchos a 180°		
		$a$ (cm)	$j$ (cm)	$a$ (cm)	$j$ (cm)	$h$ (cm) aprox
2	$5d_b$	9	10	10	5	9
2.5	"	11	13	12	6	10
3	"	14	15	13	8	10
4	"	19	21	15	10	12
5	"	23	27	18	13	13
6	$8d_b$	27	32	20	15	15
7	"	32	37	25	18	18
8	"	37	42	33	25	23
9	$10d_b$	42	49	38	29	26
10	"	47	59	50	39	32
12	"	58	71	60	50	40

$a$  = longitud necesaria para formar el gancho.

Geometría y dimensiones de ganchos y dobleces

FIG. 4.36.

Se aconsejan los siguientes recubrimientos mínimos:

	Inocuo	Medio ambiente agresivo
Pilote	5 cm.	7.5 cm.
Pila	7.5 cm.	10 cm.

La distancia libre entre varillas paralelas no deberá ser menor que el diámetro nominal de la varilla, o una y media veces el tamaño máximo de agregado y nunca menor de 2.5 cm (1"), lo que sea mayor.

#### 4.8.4.-Concreto.

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

-Tamaño del agregado.-Es importante que el concreto pase libremente entre los espacios dados por el acero de refuerzo para que logre ocupar todo el volumen excavado para la pila, por lo que se recomienda que el tamaño máximo de los agregados no sea mayor de 2/3 partes de la abertura mínima entre el acero de refuerzo o del espesor del recubrimiento, lo que sea más pequeño.

-Revenimiento.-Para un buen proporcionamiento de la mezcla, se recomienda un revenimiento de 15 a 20 cm, además del empleo de aditivos con el fin de retardar el fraguado durante el colado y mejorar las características de trabajabilidad. Es importante asegurar un colado continuo para evitar juntas frías.

-Aditivos.-No se aconseja el acelerante de fraguado, los retardantes pueden ser útiles en ciertos casos y los fluidificantes también.

#### 4.8.5.-Colado del Concreto.

En nuestro medio, generalmente se diseñan las pilas con refuerzo longitudinal a lo largo de todo el fuste. En la inmensa mayoría de los casos, este refuerzo no es necesario para que la pila funcione adecuadamente y sin embargo, incrementa notablemente el costo de la cimentación y dificulta el colado del concreto.

Si la pila trabaja a compresión con momentos flexionantes en su cabeza, un refuerzo en la parte superior es suficiente. Cuando la pila trabaja a tensión, entonces si se justifica el refuerzo a lo largo de toda la pila.

a) Colado en seco.-Una vez realizada la limpieza de fondo, se procede al colado en seco, para lo cual existen varios métodos que en común se busca eliminar su segregación.

El colado se puede realizar por medio de recipientes especiales o "bachas" que descargan por el fondo, éstas se movilizan por medio de malacates o grúas, (fig. 4.37).

También se pueden utilizar tuberías de conos, segmentadas, llamadas comunmente "trompas de elefante" (fig. 4.38) o bien, bombas para el concreto.

Se pueden usar canaletas en espiral cuando las dimensiones sean mayores a 2.4 m.

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



Fig. 4.37.-FUNCIONAMIENTO DE UNA BACHA



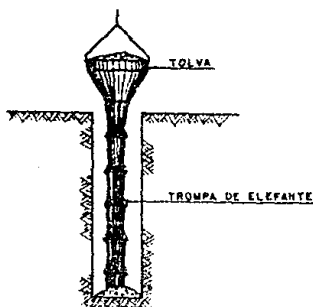


Fig. 4.38.--TROMPA DE ELEFANTE.

b).--Colado bajo agua o lodo.--En este caso se acostumbra usar una o varias tuberías tremie de acuerdo a las dimensiones de la pila, cuyo diámetro es seis veces mayor que el tamaño máximo de agregado grueso del concreto. La tubería se arma en tramos de 3 m desmontables, (fig.4.39), lisos en su interior y exterior. En la parte superior se acopla una tolva cónica para recibir el concreto. Los diámetros usuales para estas tuberías varía entre 20 y 25 cm y sus espesores de pared, entre 6 y 8 mm.

Al inicio del colado con tubo tremie, siempre se busca colocar el concreto a partir del fondo de la perforación a 1 m de distancia de ésta, dejando embebido el extremo inferior del mismo durante el colado; así, al avanzar el colado tiene lugar un desplazamiento continuo de lodo (o agua) manteniendo una sola superficie de contacto.

La gran diferencia en densidades entre el concreto fluido ( $2.4 \text{ Ton/m}^3$ ) y el lodo ( $1.04 \text{ Ton/m}^3$ ), ayuda a que dicho desplazamiento se efectúe eficazmente.

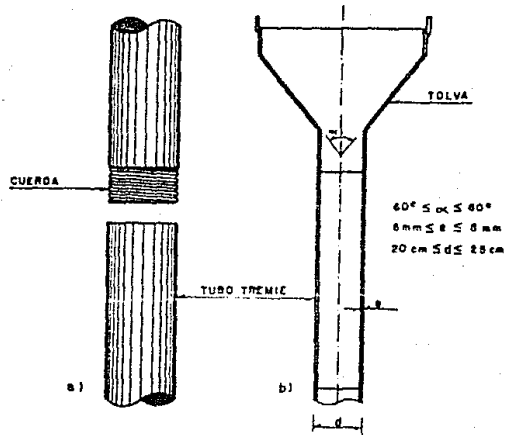


Fig. 4.39.—TUBERIA TREMIE PARA COLADOS BAJO  
AGUA O LODO.

Para evitar la segregación del concreto al iniciar el colado, es necesario colocar en el extremo inferior, un tapón deslizante (diablo) fig. 4.40, puede ser una cámara de balón inflada, una esfera de polipropileno, un atado de bolsas vacías de cemento o bentonita, etc., posteriormente el mismo concreto amortigua la caída de éste.

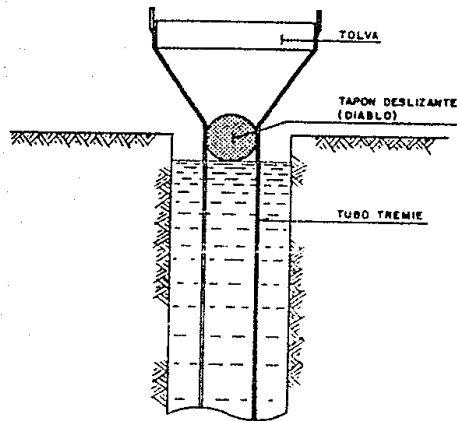


Fig. 4.40.-COLOCACION DE TAPON DESLIZANTE O DIABLO EN LA TUBERIA TREMIE.

#### 4.9.-CONSTRUCCION DE PILOTES.

##### 4.9.1.-Pilotes de concreto precolados.

Los pilotes de concreto precolados se deben diseñar y fabricar para soportar los esfuerzos de manejo e hincado, además de las cargas transmitidas por la estructura.

##### 4.9.1.1.-Equipo

El equipo para manejo de pilotes es semejante al de pilas, las grúas, perforadoras y vibrohincadores son los mismos por lo que se pueden observar en 4.8.1. incisos A, B y D.

A)-Martillos.- Son equipos que generan impactos en serie para el hincado de pilotes, tablaestacas, tubos, etc. Los martillos originales fueron masos de caída libre que se colocaban nuevamente en posición previa al descenso, mediante sistemas manuales o mecánicos. Posteriormente se utilizó vapor de agua o aire comprimido para levantar la masa que cae; con mejoras al sistema estos elementos se usaron para acelerar la caída de la masa durante su descenso.

Recientemente se han desarrollado martillos de combustión interna que emplean diesel como energético para levantar la masa golpeadora, al mismo tiempo que se aprovecha su explosión para incrementar el impacto del hincado. En la actualidad son comúnmente usados por su facilidad de operación y existe en el mercado una gran variedad de modelos y capacidades. En la fig. 4.41, se muestran los principales componentes de un martillo piloteador diesel y en la tabla 4.5 los martillos piloteadores usuales en México.

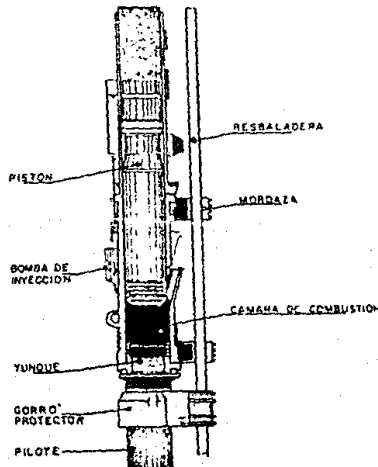


Fig. 4.41.-MARTILLO DIESEL.

Marca	Modelo	Peso del pistón kg	Energía por golpe kg-m	Peso máximo del pilote kg	Relación de pesos Pistón/Pilote	Peso del martillo kg
DELMAG	D5	500	1250	1500	0.30	1240
DELMAG	D12	1250	3125	4000	0.31	2750
DELMAG	D12-13	2200	6700-3350	6000	0.37	5160
DELMAG	D30-13	3000	9100-4450	8000	0.38	5960
DELMAG	D36-13	3600	11500-5750	10000	0.36	8050
DELMAG	D46-13	4600	14600-7300	15000	0.31	9050
DELMAG	D62-12	6200	22320-11160	25000	0.25	12800
KOBE	K13	1300	3700	-	-	2900
KOBE	K25	2500	7500	-	-	5200
KOBE	K35	3500	10500	-	-	7500
KOBE	K45	4500	13500	-	-	10500
MITSUBISHI	MH15	1500	3900	3800	0.39	3800
MITSUBISHI	MH25	2500	6500	6300	0.40	6200
MITSUBISHI	MH35	3500	9100	8800	0.40	8400
MITSUBISHI	MH45	4500	11700	11300	0.44	11100

TABLA 4.5.-MARTILLOS PILOTEADORES DIESEL  
USUALES EN MEXICO.

Para el hincado eficiente de pilotes, deben seleccionarse martillos con energía y peso del pistón acordes con las dimensiones, pesos y capacidad de carga esperada en aquéllos, adecuados a un problema dado. Generalmente se busca que el peso del pistón móvil no sea mayor de 0.3 a 0.5 veces el peso del pilote. Un pistón con poco peso ocasionaría un excesivo número de golpes para el hincado del pilote y por el contrario con un pistón muy pesado, puede sufrir daños en toda su longitud.

B)-Herramientas para pilotes.- Resbaladeras.- Son estructuras que se integran a las plumas de las grúas y que sirven para que deslicen tanto el martillo piloteador como el dispositivo de disparo; pueden ser fijas, oscilantes y

suspendidas por cable. En la fig. 4.42, se observan estos tipos de resbaladeras.

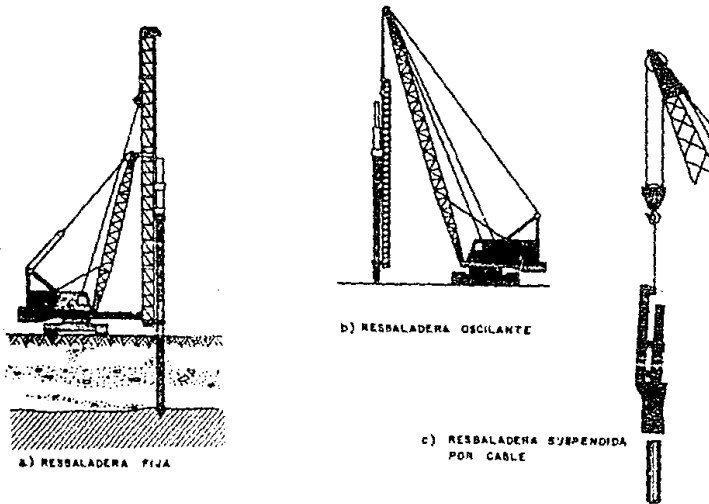


Fig. 4.42.-TIPOS DE RESBALADERAS.

-Gorros de Protección.- Para proteger la cabeza de los pilotes durante su hincado, se emplean dispositivos que amortiguan y distribuyen la energía de los impactos de martillo sobre la cabeza, evitando así daños mayores. Los gorros están integrados por una estructura monolítica de acero en forma de caja. En la parte superior se le coloca una sufridera que puede ser a base de madera, micarta, material plástico o trozos de cable de acero y sobre ella una placa metálica. En la caja inferior que es la parte de contacto entre martillo y pilote, va colocado

un colchón de madera. En la fig. 4.43, se aprecian algunos arreglos de gorro de protección.

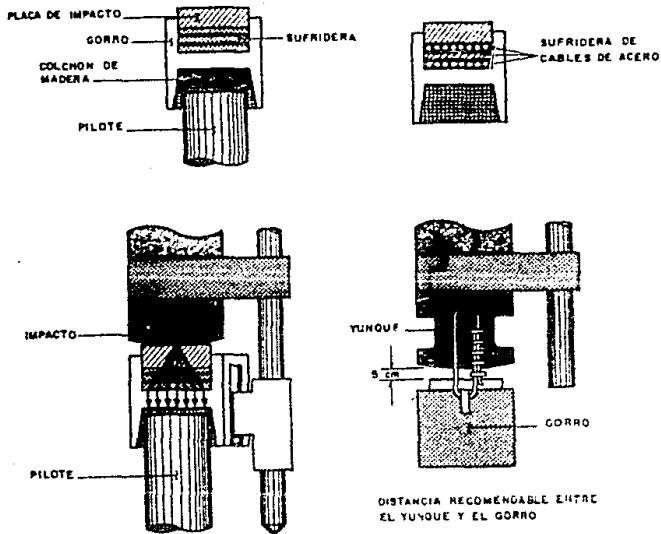


Fig. 4.43. -GORROS DE PROTECCION.

La sufridera sirve para:

- .Absorber la fuerza del impacto en pilotes frágiles.
- .Proteger los pilotes en terrenos duros.
- .Distribuir y transmitir uniformemente las fuerzas en lo posible hacia el gorro y hacia los pilotes.
- .Ampliar el tiempo de impacto por almacenamiento de energía en la sufridera.
- .Alargar la vida útil del gorro.

#### 4.9.2.-Perforación guía.

En ocasiones se efectúan perforaciones previas al hincado de los pilotes, cuyo objetivo es servir de guía o facilitar el hincado para alcanzar los estratos resistentes o también evitar movimientos excesivos en la masa del suelo adyacente. La perforación se puede llevar a cabo sin protección, extrayendo el material, o con protección (lodo bentonítico). Cuando el material no es extraído, éste se remoldea para atravesar materiales arcillosos blandos, sensitivos y con alto contenido de agua; éste se remoldea enérgicamente dentro del agujero utilizando una broca espiral.

#### 4.9.3.-Fabricación de pilotes de concreto.

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

1) Preparación de camas de colado.-Son plataformas de concreto de 5 a 10 cm. de espesor coladas sobre una base de material compactado, que sirven para el apoyo y fijación de los moldes para fabricación de pilotes; para esto último, tienen integrados algunos elementos de madera o metal que ayudan a la fijación de las cimbras.

2) Moldes.- Son los utensilios que reciben el concreto y generalmente se forma a base de tableros modulares de madera, triplay, lámina o sus combinaciones, que permiten darle al pilote la sección requerida. Deben estar diseñados para soportar las presiones de concreto durante su colocación y vibrado y ser suficientemente rígidos para conservar su forma sin alteraciones.

Los moldes de colado deben estar hechos de materiales durables tales como: metal, plástico o concreto. Se recomien



da una cimentación de concreto bajo la cama de colado.

Todos los bordes de los pilotes cuadrados deben achaflanarse.

En los pilotes de sección cuadrada, es posible usar los mismos pilotes ya colados en una primera fase como cimbra de los siguientes (fig. 4.44). De igual forma se pueden usar los lechos de pilotes ya construídos como camas de colado de los siguientes.

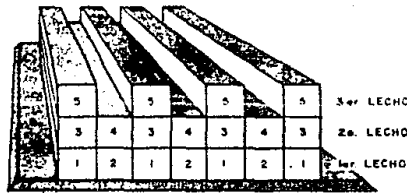


Fig. 4.44.—SECUENCIA DE COLADO DE PILOTES DE SECCION CUADRADA

Antes de proceder al colado, es recomendable colocar un recubrimiento en la superficie de contacto de la cimbra para facilitar su despegue, el cual puede ser a base de grasa, aceite quemado, parafina con diesel, polietileno, etc.

3) Acero de Refuerzo.— Para la colocación de acero, se deben atender los puntos tocados para pilas en 4.4.3.

El acero de refuerzo se debe colocar con precisión y protegerse adecuadamente contra la oxidación y otro tipo de corrosión antes de colocar el concreto. Todo el acero de refuerzo deberá estar libre de costras de óxido, suciedad, grasa, aceite u otros lubricantes o sustancias que pudieran limitar su adherencia con el concreto.

4) Concreto.- Para pilotes de concreto en contacto con agua dulce o aire se puede usar cemento tipo I, II, III o IV, mientras que para ambiente marino se recomienda el tipo II o puzolánico. No es aconsejable usar cemento con aire incluido para pilotes colados en el lugar.

El agua para curado, para lavar agregados y para mezclar el concreto, debe estar libre de aceites, materiales orgánicos y otras sustancias que puedan ser perjudiciales al concreto o al acero, y contener concentraciones bajas de cloruros y sulfatos.

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

Se recomiendan aditivos inclusores de aire en pilotes sometidos a ambientes marinos.

El volumen óptico de agua de mezclado es en realidad la menor cantidad que pueda producir una mezcla plástica y alcanzar la trabajabilidad deseada para la colocación mas eficiente del concreto. Para pilotes precolados se recomienda hacer una serie de pruebas de compresión a cilindros por cada 15 m<sup>3</sup> de concreto colado. Dichos cilindros deberán curarse igual que los pilotes.

Para comenzar a formar una nueva mezcla de concreto, deberá colocarse totalmente la anterior; la compactación se puede efectuar con vibradores de alta frecuencia. Se recomienda un curado en estado húmedo a 10°C cuando menos durante 7 días o hasta alcanzar su resistencia de proyecto.

Las resistencias para pilotes deberá ser de 300 kg/cm<sup>2</sup> si su hincado se realiza en suelos blandos a medios y de 350 kg/cm<sup>2</sup> si se trata de suelos medios a duros.

5) Juntas.-En algunas ocasiones es necesario hincar varios tramos de pilotes para lo cual se han diseñado varios

tipos de juntas de unión que van desde la soldadura a tope de dos placas previamente fijadas a los tramos del pilote hasta mecanismos más sofisticados. En las figuras 4.45 y 4.46, se presentan algunas juntas.

6) Manejo y almacenamiento temporal.- Para el despegue, transporte y almacenaje de los pilotes han sido preparados ciertos puntos a lo largo de los mismos, estructuralmente apropiados para esas maniobras, de manera de reducir al mínimo el peligro de fracturas. Los puntos de izaje están constituidos por orejas de varilla, cable de acero o placa que se fijan previamente al acero de refuerzo y que quedan ahogadas en el concreto, (fig. 4.47).

Para pilotes cortos que se pueden manejar mediante un solo punto de izaje, éste debe estar colocado a  $0.293 L$  de la cabeza, ( $L$ =long.pilote). Para dos y tres apoyos su ubicación se marca en la fig. 4.48. Se recomienda el empleo de balancines con dos o más puntos de izaje para el transporte de pilotes, (fig. 4.49).

La resistencia del concreto en el momento en que despegue de la cama de colado debe ser cuando menos de  $245 \text{ kg/cm}^2$ .

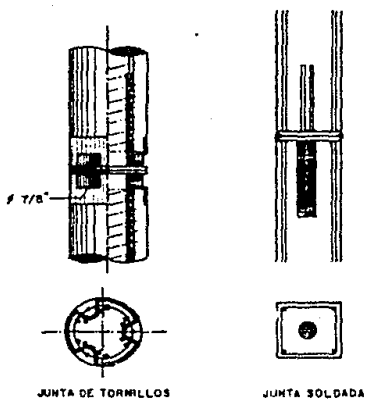


FIG. 4.45. Tipos de juntas

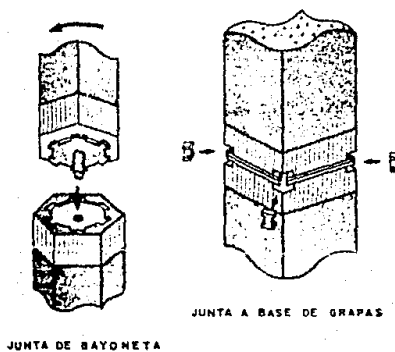


FIG. 4.46. Tipos de juntas

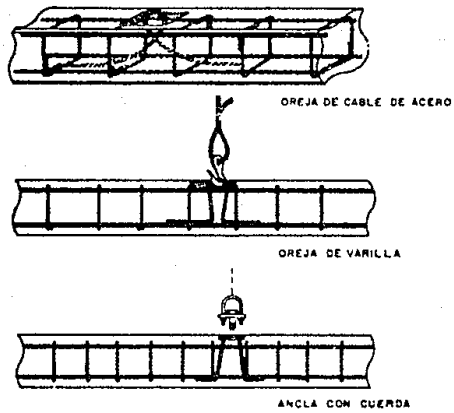


FIG.4.47. Diferentes soluciones para los puntos de izaje

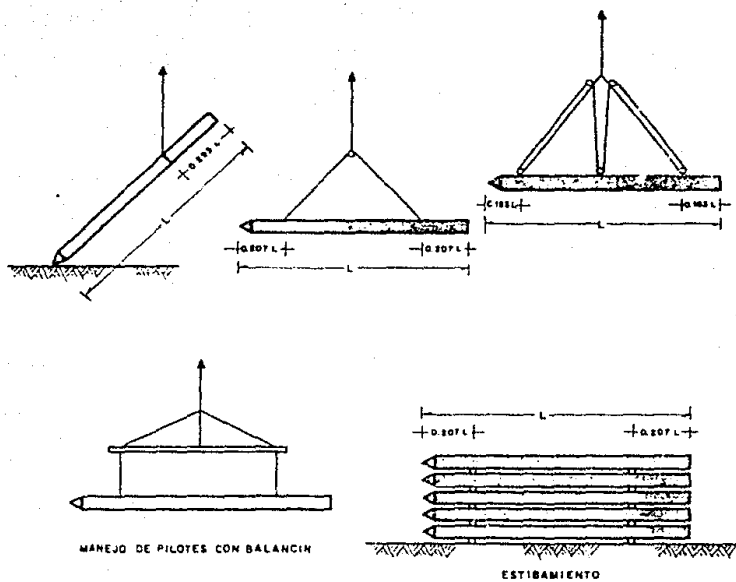
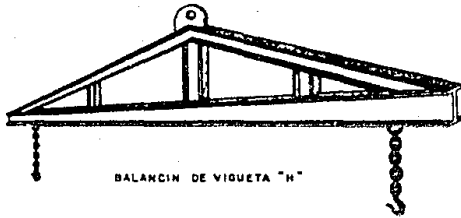
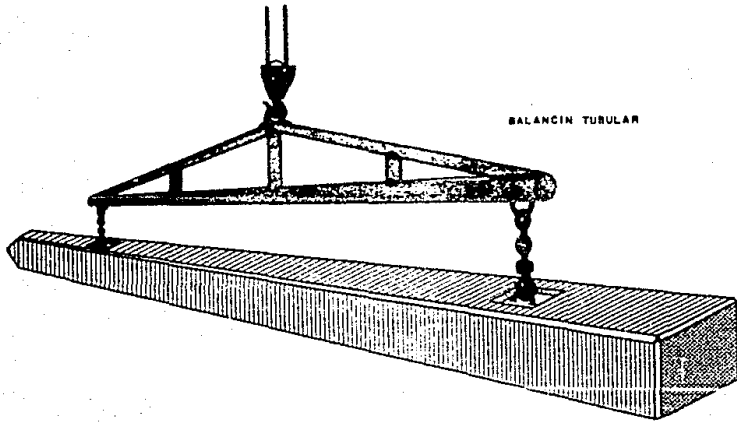


FIG.4.48. Puntos de izaje, manejo y estibamiento de pilotes



BALANCIN DE VIGUETA "H"



BALANCIN TUBULAR

FIG.4.49. Balancines

## 4.9.4.-Hincado.

## Secuencia

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

- Colocar marcas a una separación máxima de 1.0 m a todo lo largo del pilote con el fin de determinar con facilidad el número de golpes necesarios por cada metro hincado.
- Izar el pilote manejándolo con un estribo apoyado en el punto correcto de acuerdo a las recomendaciones hechas anteriormente.
- Colocarlo en el punto correcto de su ubicación con la perforación previa, si existe, de acuerdo a los planos constructivos.
- Orientar las caras del pilote si es requerido.
- Acoplar la cabeza del pilote al gorro del martillo piloteador.
- Colocar en posición perfectamente vertical o en el ángulo requerido, si se trata de pilotes inclinados, tanto el pilote como la resbaladera del martillo corrigiendo la posición de la grúa hasta lograrlo.

Usualmente para lograr la verticalidad del pilote, se emplean dos plomadas de referencia colocadas en un ángulo de 90° teniendo como vértice el pilote como se puede observar en la fig. 4.50.

- Accionar el disparador del martillo con el cual se inicia propiamente el hincado del pilote.

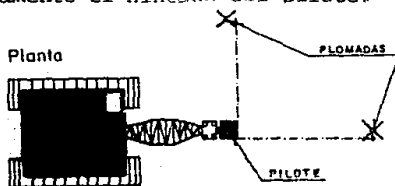


Fig. 4.50.-POSICIONAMIENTO VERTICAL DE UN PILOTE CON AYUDA DE PLOMADAS



Los martillos de hincado pesados con baja velocidad de impacto, son más efectivos que los martillos ligeros con alta velocidad. La altura de caída libre del martillo debe mantenerse baja (del orden de 0.75 a 1.0 m). El martillo de acción sencilla, el peso del pistón debe ser preferentemente la mitad del peso del pilote.

Los martillos de caída libre y los de diesel son los más comunmente usados para hincar pilotes de concreto precolados o presforzados. No se recomienda el uso de martillos vibratorios debido a los altos esfuerzos de tensión que transmiten. La selección del tipo más adecuado de martillo es de suma importancia.

La localización se define generalmente cuando el pilote se coloca en su posición de hincado. El tratar de corregir la posición una vez iniciado el hincado a menudo da lugar a flexión excesiva y a daños en el pilote. Es casi imposible corregir la verticalidad una vez comenzado el hincado, sin que se generen esfuerzos flexionantes.

#### 4.9.5.-Prevención de daños ocasionados por el pilote durante su hincado.

Una vez que los pilotes han sido definidos en cuanto a tipo, profundidad, geometría, distribución, número, etc., se procede a hincarlos en el terreno para lo cual es muy importante tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- a) La separación mínima que deben tener los pilotes centro a centro, es tres veces su diámetro, con objeto de que cada pilote pueda desarrollar su propia zona de esfuerzos y su capacidad de carga completa.
- b) Las especificaciones incluyen tolerancias en la verticalidad del 2% al 5% de la altura del pilote. Sin embargo, un pilote inclinado no se debe rechazar puesto que trabaja en proyección de los componentes vertical y horizontal.

c) Para un gran número de pilotes hincados en el suelo, conviene que el volumen de suelo desalojado por los pilotes sea mínimo. Se recomienda el uso de una perforación previa cuyo diámetro sea del 10 al 15% menor al diámetro o lado nominal del pilote.

Los desplazamientos horizontales generados por el volumen de suelo desplazado por la hincada de pilotes sin perforación previa, pueden alcanzar valores de magnitud apreciable, levantamiento en estructuras vecinas y de los pilotes adyacentes anteriormente hincados, además surge una fuerte presión lateral en el suelo, a este respecto es conveniente hincar primero los pilotes del centro y después los de la orilla para facilitar la hincada.

d) El hincado de pilotes debe hacerse en forma continua una vez empezado, pues un retardo de horas puede generar recuperación de la adherencia por tixotropía requiriendo de una energía mayor para reiniciar el hincado.

e) Es indispensable llevar un registro del número de golpes contra la profundidad para cada pilote, a fin de garantizar, en el caso de pilotes apoyados por punta, la profundidad de desplante de proyecto mediante la "energía de rechazo" según el que las condiciones del pilote son aceptables si con los últimos 3 a 5 golpes el pilote no se hincan más de 1 cm. en los últimos 3 a 5 cm. y en el caso de pilotes de fricción, para conocer la variación de la adherencia durante el hincado.

f) Deben seleccionarse martillos con energía y el peso del pistón acordes con las dimensiones y peso del pilote, generalmente se busca que el paso del pistón móvil no sea menor que 0.3 a 0.5 veces el peso del pilote.

Para reducir los esfuerzos de hincado, usar un pistón pesado con baja velocidad de impacto (carrera corta), en vez de un pistón ligero con alta velocidad de impacto (carrera larga) que puede dañar la cabeza por excesivo número de golpes en el intento de llevar al pilote en

su posición correcta.

g) Usar un material de amortiguamiento adecuado entre el gorro de acero del martillo y la cabeza del pilote. Se puede usar madera blanda. Es esencial que la cabeza del pilote sea perpendicular al eje del pilote a fin de evitar una distribución no uniforme de las fuerzas de impacto.

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

Generalmente se presentan dos problemas.

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

#### 4.9.6.-Pilotes de Concreto Presforzados.

Son elementos estructurales en los que se busca ligereza, aprovechando para ello las ventajas del presfuerzo. Así con menor cantidad de acero de refuerzo y haciendo trabajar con mayor eficiencia al concreto se pueden tomar los esfuerzos que se presentan en el pilote, principalmente durante su manejo. Generalmente su sección transversal tiene forma de "H" y se les utiliza básicamente como pilotes de fricción.

Para su fabricación, este tipo de pilotes requiere de preparativos especiales en sus moldes, camas, equipos para maniobras, etc., lo cual constituye una diferencia notable con respecto a los pilotes de concreto precolados con refuerzo normal.

Para su fabricación en serie, los moldes deben ser metálicos, ya que el uso de madera resultaría prácticamente incoesteable debido a los pocos usos que se le darían tanto

por la forma de "H" del pilote mismo, como por la necesidad de "curar" los pilotes para darle mayores usos al sistema de fabricación.

Las camas con longitudes hasta de 100 a 200 m., deberán ser asimismo metálicas y estar ancladas de manera confiable y permanente al piso, ya que ésto asegura una posición única e invariable de las mismas, lo que permite fijar los puntos de tensado a ambos lados de la cama (fig. 4.51 a).

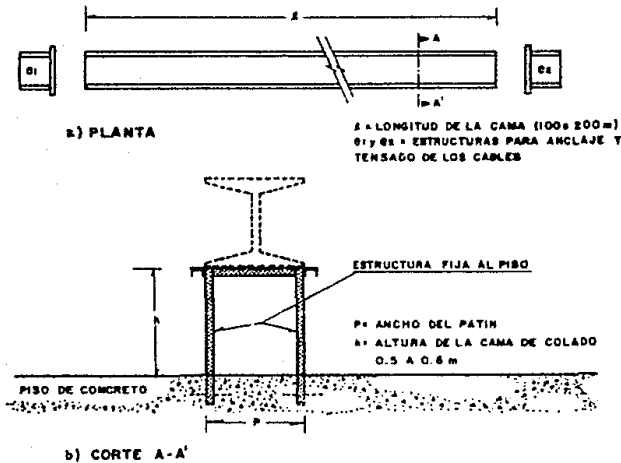


Fig. 4.51 a,b.- CAMA PARA TENSADO Y COLADO DE PILOTES PREFORZADOS

La altura de la "cama" o paño inferior del pilote, debe seleccionarse para que permita al trabajador ejecutar el armado y colado del pilote en condiciones cómodas (fig. 4.51 b). La estructura de la cama debe fijarse al piso de

concreto. La parte superior del molde se fija mediante seguros colocados a cada 2 m aproximadamente, en sentido longitudinal (fig. 4.52).

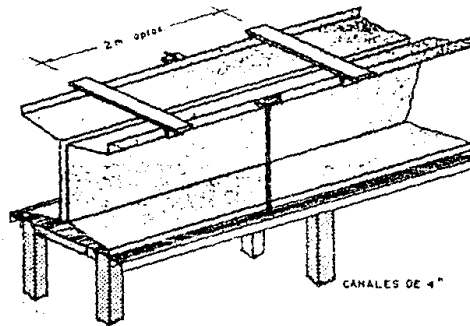


Fig. 4.52.-SUJECION DEL MOLDE EN LA PARTE SUPERIOR

Es usual como presfuerzo utilizar cable de 5 mm de diámetro, tanto para el armado longitudinal como para el transversal. Al primero se le aplican cargas del orden de 1.5 Ton con un gato hidráulico de pistón hueco y una vez alcanzadas éstas, se fija el cable a las estructuras colocadas para el caso en los extremos de la cama de colado, mediante cuñas dentadas especiales.

El concreto utilizado tiene una resistencia  $f'c$  del orden de  $250 \text{ kg/cm}^2$ , con TMA de  $3/4"$  y revenimiento de 12 cm. Debido a lo esbelto de la sección, es conveniente no utilizar un agregado con TMA  $3/4"$ ; así mismo, el uso de un concreto con revenimiento mayor de 12 cm. provocaría que durante el vibrado la lechada de concreto se saliese al exterior del

molde. En caso de utilizar un revenimiento menor de 12 cm., se dificultaría su vibrado, lo que provocaría bolsas de aire en su sección transversal.

Una vez realizado el colado, se procede a "curar" los pilotes con vapor, operación que dura aproximadamente 7 hrs., procediéndose posteriormente a retirar los tramos de pilotes para su almacenamiento en naves especiales.

Debido a su esbeltez y ligereza, es conveniente no entongarlos en camas con alturas mayores a 506 elementos ya que se pueden provocar fisuras y despostillamientos en los patines.

#### 4.9.7.-Pilotes de Acero.

Estos pueden ser de perfil estructural H o I, o bien tubulares de extremo inferior generalmente abierto.

El peralte de los pilotes estructurales más usuales para este tipo de trabajo, fluctúa entre los 15 y 30 cm., en dependencia directa con las condiciones de diseño. En los tubulares los diámetros pueden ser hasta de 60 cm., y en casos excepcionales hasta de 120 cm. dependiendo de la magnitud de las cargas por transmitir al subsuelo, y de la disponibilidad de material y equipos de hincado.

Para el hincado de los perfiles estructurales no se necesitan grandes preparativos como en el caso de los pilotes de concreto, ya que únicamente es necesario hacerle punta a la primera sección y en el caso de que su longitud no sea suficiente, se le añaden nuevos tramos soldándolos en Z. (fig. 4.53).

Los pilotes tubulares de fondo abierto se utilizan cuando se desea reducir al mínimo los desplazamientos del subsuelo durante el hincado o cuando las vibraciones deben hacerse mínimas. La limpieza interna puede realizarse mediante aire, agua o herramientas especiales. Otro uso de estos pilotes, cuando las profundidades de apoyo, resultan inaccesibles a los pilotes de extremo cerrado. Se han

alcanzado así, hasta profundidades de 100 m., algunas veces hincando un pilote de menor diámetro dentro de otro de mayor diámetro previamente colocado.

Este tipo de pilotes que no requiere perforación previa para su hincado, ha probado ser aplicable a la cimentación de las plataformas marinas donde existen grandes cargas concentradas. Así mismo, se les ha utilizado para el apoyo de puentes y muelles en espigón.

Los pilotes metálicos, sean de perfil estructural o de tubo, pueden sufrir deterioro por corrosión. Los profesionales encargados del problema de corrosión, pueden en su caso, diseñar las protecciones convenientes al metal para alargar su vida útil y con ello la de la cimentación en sí.

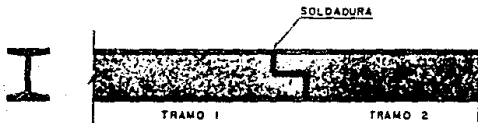


Fig. 4.53.--SOLDADURA DE UN PILOTE FORMADO POR UN PERFIL ESTRUCTURAL.

#### 4.10.--DAÑOS A ESTRUCTURAS VECINAS.

Los efectos de la construcción de cimentaciones en estructuras vecinas, es un factor importante para seleccionar el procedimiento de construcción más adecuado. Como no

puede hacerse ninguna excavación sin alterar el estado de esfuerzos del suelo, es inevitable que se produzcan algunos movimientos de las estructuras vecinas. Sin embargo, a estos movimientos inevitables pueden añadirse otros debidos a una mala técnica de construcción.

A.-Movimientos debidos a las excavaciones.

La eliminación de la presión lateral al realizar la excavación, origina un aflojamiento o fluencia de los bordes y del fondo de la excavación, acompañado de un asentamiento de la superficie del terreno.

La magnitud del movimiento de aflojamiento depende de los métodos utilizados para entibar la excavación. No obstante, a pesar del cuidado con que se desarrollen los trabajos y de lo perfecto del proceso de entibación, es inevitable la aparición de algún movimiento. Terzaghi y Peck sostienen que el asentamiento de la superficie del terreno próximos a excavaciones cuidadosamente entibadas en arena o arcilla blanda, no es probable que exceda el 0.5% de la profundidad de la excavación. Sin embargo, en una excavación profunda, el orden de magnitud del movimiento puede ser suficiente para provocar el agrietamiento de edificios cercanos.

B.-Asentamientos debidos al abatimiento del NAF.

Cuando el nivel freático es abatido, el peso específico del material aumenta del valor correspondiente de suelo sumergido al de suelo húmedo o saturado. Esto causa el aumento correspondiente de presión efectiva produciendo con ello una sobrecarga en toda la zona afectada por el abatimiento.

Aunque los efectos son severos en limos y arcillas blandas, puede tener lugar un asentamiento apreciable en terrenos arenosos, sobre todo si son sueltos y se permite que la capa freática fluctúe. Con gravas y arenas densas, se tienen pocos o ningún problema si el sistema de desagüe posee unos filtros que impidan la pérdida



de finos del suelo.

Pueden tomarse precauciones contra tales efectos por medio de un sistema de "pozos de recarga", como el que se adoptó en la excavación para la cimentación de la Torre Latinoamericana. La excavación se rodeó de un tablaestacado de madera y se instalaron cuatro pozos de bombeo a 34.5 m de profundidad para abatir el NAF hasta por debajo del nivel final de la excavación situado a 12 m., el agua fué descargada a una zanja de absorción para mantener en los estratos superficiales las condiciones de agua del terreno. Se instalaron además unos pozos de recarga para mantener la altura del agua en los estratos mas bajos. El proceso de recarga redujo al mínimo el asentamiento de las estructuras vecinas.

El abatimiento del NAF en la arcilla situada bajo el nivel de desplante, impidió las expansiones del fondo de la excavación, por el aumento en la presión efectiva en la arcilla situada a este nivel que contrarresta así la descarga que sufre la excavación (fig. 4.54).

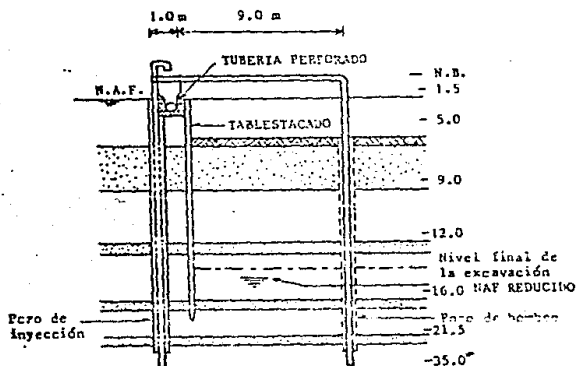


Fig. 4.54.-SISTEMA DE BOMBEO Y RECARGA.

C.-Daños producidos por el hincado de pilotes.

Las vibraciones producidas durante el hincado de pilotes, tienen un efecto compactador en arenas sueltas, que se reflejan en asentamientos apreciables en la superficie del terreno y en ocasiones, un manto originalmente suelto, puede volverse muy difícil y aún imposible hincar un pilote cuando en su vecindad se han hincado previamente otros.

Las vibraciones tienen relativamente poco efecto en arcillas, en éstas la hinca de pilotes desplaza un volumen de suelo igual o mayor que el del pilote, especialmente si son muchos los pilotes y su separación es pequeña, la superficie del terreno puede levantarse junto con estructuras adyacentes o los pilotes vecinos, siendo necesario rehincarlos o preexcavando parte del suelo que el pilote va a atravesar.

## ANEXO 4.A.

CLASIFICACION DE PILOTES SEGUN SU  
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

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

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

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

#### 4.A.1.-Con desplazamiento.

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

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

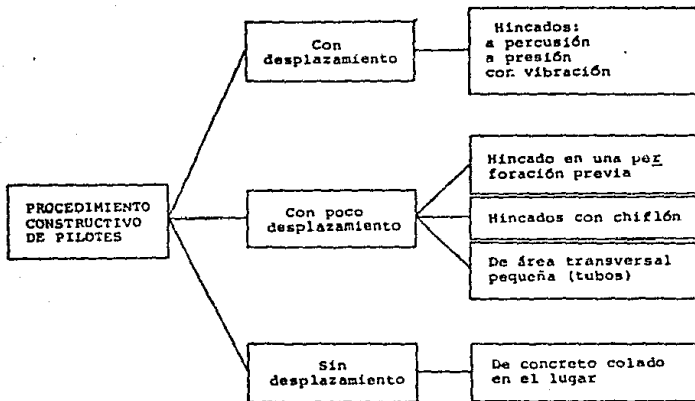


Fig. 4.A.1.-CLASIFICACION DE PILOTES SEGUN SU PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Usualmente el pilote se sostiene verticalmente (fig. 4.A.2) o con la inclinación necesaria (fig. 4.A.3) con una estructura guía en la que se desliza el martillo durante la maniobra. Cuando debido a su longitud el pilote no puede manejarse en un sólo tramo, se hinca en dos o más de ellos, unidos con una junta rápida o con placas

prefijadas en los extremos que se sueltan durante el hincado.

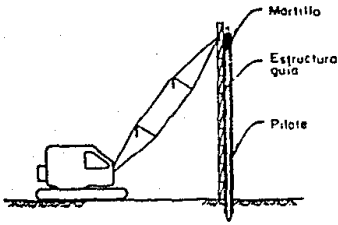


Fig. 4.A.2.-PILOTE HINCADO  
VERTICAL

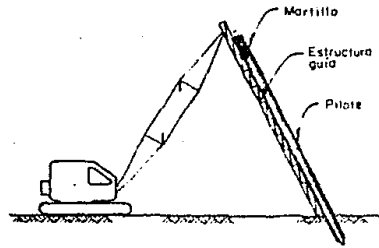


Fig. 4.A.3.-PILOTE HINCADO  
INCLINADO

Cuando no es posible utilizar una estructura guía de hincado por restricciones de espacio disponible o en obras fuera de costa, se pueden usar una guía colgante sostenida por la pluma de una grúa y unos cables fig. 4.A.4.

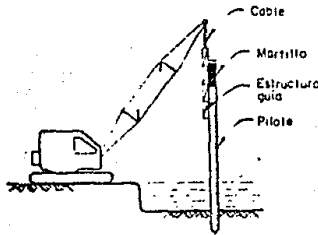


Fig. 4.A.4.-PILOTE HINCADO CON GUIA  
COLGANTE

B.-Pilotes hincados a presión.-Estos pilotes se fabrican de concreto en tramos de sección cilíndrica de 1.5 m de largo, la punta es cónica y tiene ahogado el cable de acero de refuerzo que se aloja en el hueco central.

El hincado se hace a presión con un sistema hidráulico en cuyo marco de carga se van colocando los tramos de pilote fig. 4.A.5.

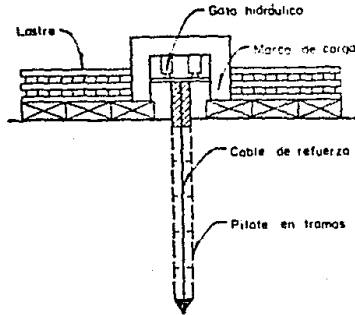


Fig. 4.A.5.-PILOTE HINCADO A PRESION.

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

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

C.-Pilotes hincados con vibración.-Esta técnica se emplea en suelos granulares y consiste en excitar al pilote

con un vibrador pesado de frecuencia controlada, formado por una carga estática y un par de pesos rotatorios excéntricos en fase. El pilote penetra en el suelo por influencia de las vibraciones y del peso del conjunto pilote-vibrador-lastre, fig. 4.A.6. Generalmente son pilotes metálicos o tablaestacas.

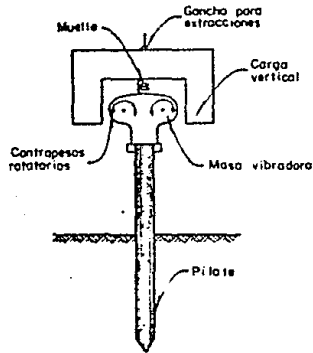


Fig. 4.A.6.—PILOTE HINCADO CON VIBRACION

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

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

#### 4.A.2.-Con poco desplazamiento.

A.-Pilotes hincados en una perforación previa.-Todos los pilotes hincados descritos en los párrafos anteriores como pilotes de desplazamiento, se transforman en pilotes de poco desplazamiento si antes de hincarlos se realiza una perforación previa, fig. 4.A.7., ésta puede requerir ser estabilizada con lodo de perforación, que en el caso de suelos arcillosos blandos se puede formar con el mismo suelo, mezclándolo con agua previamente agregada, o en todo caso a base de bentonita y agua.

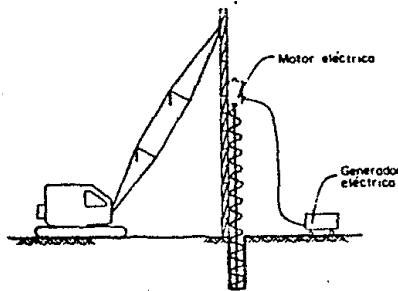


Fig. 4.A.7.-PERFORACION PREVIA AL HINCADO.

Esta técnica se utiliza:

Cuando el hincado de los pilotes sin perforación previa inducen deformaciones que reducen la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

Cuando el pilote debe atravesar estratos duros que dificulten su hincado y por ello, puedan llegar a dañarse estructuralmente.



Cuando el número de pilotes por hincar es alto y la suma de sus desplazamientos pueden provocar el levantamiento del terreno con el consiguiente arrastre de los pilotes previamente hincados.

B.-Pilotes hincados con chiflón.—Este procedimiento se utiliza para disminuir el volumen de suelo desplazado durante el hincado de pilotes en arenas; consiste en aplicar dos efectos simultáneos: el de un chiflón de agua a presión que descarga en la punta del pilote, el cual erosiona y transporta a la superficie parte de la arena, combinando con los impactos de un martillo o la excitación de un vibrador para movilizar el pilote figuras 4.A.8 y 4.A.9. Adicionalmente, se puede agregar aire a presión para facilitar la extracción del agua. En pilotes de varios tramos hay dificultades en la continuidad del chiflón. El martinete debe usarse una vez que se ha dejado de operar el chiflón y únicamente cuando se deba llegar al rechazo.

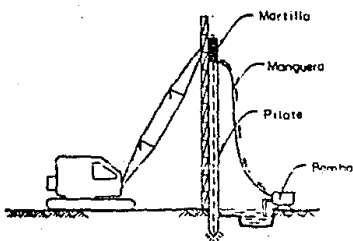
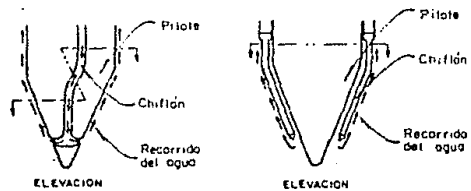
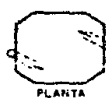


Fig.4.A.8.—PILOTE HINCADO CON CHIFLÓN



a) Pilote con chiflón interior



b) Pilote con chiflones laterales

Fig.4.A.9.—UBICACION DE CHIFLONES EN LA PUNTA DE PILOTES.

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

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

#### 4.A.3.-Sin desplazamiento.

Pilotes y Pilas de concreto colados en el lugar.-Estos se clasifican como elementos de cimentación sin desplazamiento porque para su fabricación se extrae un cierto volumen de suelo que después es ocupado por el concreto.

## **5.- CONCLUSIONES**

## 5.-CONCLUSIONES

Los estudios de mecánica de suelos deben incluir los sondeos requeridos para formular una ingeniería que abarque tanto el diseño como la selección del método constructivo adecuado para su ejecución.

Cuando no consideramos con detalle el sitio de apoyo de nuestra obra, es porque ésta no reviste gran importancia para alterar en consideración el subsuelo.

Para el constructor es básico el estudio del subsuelo debido a que de éste depende la selección del equipo, procedimiento constructivo, programa de ejecución y costo.

El conocimiento de sus propiedades permite predecir, dentro de márgenes de error mínimos, el comportamiento del subsuelo ante los cambios de esfuerzos provocados por la construcción, facilitando con ello la selección de los procedimientos constructivos más idóneos.

Si se prevén problemas derivados del mal comportamiento, o comportamiento riesgoso del suelo, anticipar soluciones para resolverlos.

Sin embargo, resulta prácticamente imposible extender el número y la calidad de exploraciones hasta un punto tal, que fuera posible detectar todas las lentes de arena o bolsas sueltas. Este es el grado de indeterminación en la mecánica de suelos que da lugar a que aún la teoría más sofisticada y complicada, sólo pueda tener un cierto grado de validez.

En la selección de equipo la experiencia del constructor juega un papel muy importante, pues debe saber interpretar los estudios y sondeos para diseñar la herramienta más efectiva y que dé el mayor rendimiento.

La mayoría de los constructores tiene pocas dificultades para moldear y colocar concreto, colocar acero y dirigir la carpintería, la impermeabilización y otros trabajos sobre el terreno; sin embargo, la primera etapa de la

construcción incluye trabajos subterráneos, tales como las excavaciones, el apuntalamiento de taludes, el desagüe y la construcción de los cimientos.

Con frecuencia, la etapa subterránea presenta muchos problemas y causa más pérdidas económicas, retrasos y reclamos de las otras fases de la construcción. Los constructores parecen tener la filosofía fatalista de que la construcción subterránea sólo puede aprenderse a la manera ruda.

Los tratados de mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones están escritos para estudiantes de ingeniería y por lo tanto, son muy técnicos. Sería recomendable editar libros que evite las teorías y destaque los aspectos prácticos.

El tipo de cimentación depende mucho de si la estructura es grande o pequeña, pesada o ligera, rígida o flexible. Así, pues, los requisitos de la estructura son el punto de partida para el planteamiento de su cimentación.

Cuando las características del terreno son sumamente malas y resulta muy difícil soportar la estructura, es necesario revisar el planteamiento de la misma.

Si en una estructura se aprecia que una viga de hierro ha resultado demasiado débil y flexible, puede generalmente reforzarse; también puede reforzarse una columna escasa o descargarla añadiendo otras columnas intermedias que anteriormente no se habían pensado, pero si una cimentación cede y la estructura se rompe, si todo un edificio se inclina debido a la magnitud y desigualdad de asientos, si el hundimiento es tan grande que la estructura no ofrece seguridad ni es utilizable, poco puede hacerse entonces para mejorar la situación. Raras veces se puede reconstruir una cimentación inadecuada y reparar el edificio afectado sin que los gastos sean excesivos.

Al desarrollar un proyecto de cimentaciones, el ingeniero debe tener en cuenta el signo  $\pm$ . Este siempre debe tomarse en cuenta junto a los cálculos numéricos. ¿En cuánto

aumentaría el gasto para conseguir que el asentamiento de una estructura se reduzca en un 25% ?, ¿Con el dinero de que se dispone, que tipo de cimentación será el más adecuado para el fin que se pretende?. Estas preguntas de gran importancia, llevan una respuesta no muy fácil de contestar, sin embargo, el ingeniero debe afrontar las consecuencias de sus decisiones, ya que no tiene la oportunidad de borrar sus errores. El plantear y desarrollar el proyecto de una cimentación que ofrezca seguridad con el mínimo costo, es el tipo de problema que normalmente se ha de enfrentar el ingeniero.

Para realizar algo, hay que seleccionar el mejor camino, que no en todas las ocasiones es el más económico. Existe una gran diversidad de procedimientos constructivos, un mal procedimiento elegido afecta las bases tomadas en el diseño de la cimentación, por ejemplo: si se hinca un pilote precolado a golpe o si se hace una perforación extrayendo el material y se cuela en el sitio, la fricción será diferente en ambos casos.

Conviene que el ingeniero que diseña, tenga un sentido más práctico y una visión clara de cómo se va a construir y de que tipo de equipo es necesario utilizar para lograr instalar una cimentación adecuadamente.

Por otro lado, el ingeniero constructor debe de saber los principios básicos sobre los cuales se apoya el diseño de la cimentación y entender cómo afectan los cambios en procedimientos constructivos a la capacidad de carga de la cimentación o a su comportamiento futuro.

Cuando las capas superficiales son compresibles, se requiere generalmente una cimentación compensada. Sin embargo, cuando la profundidad de la excavación requerida para compensar el peso de la construcción excede de unos 5 m aproximadamente (esta excavación corresponde a un edificio de unos 8 o 9 pisos), se recurre a una cimentación pilotada.

Lo anterior está justificado desde el punto de vista económico, pues una excavación muy profunda requiere de una serie de elementos de protección como tablaestacas y troqueles que aseguren la estabilidad de los cortes, así como de un bombeo continuo y un procedimiento de construcción muy cuidadoso. Todo esto recae en un costo elevado y requiere generalmente de mayor tiempo de ejecución que el que se necesita para hincar un cierto número de pilotes.

La construcción y el empleo de pilotes se han desarrollado rápidamente en los últimos años y puede decirse que hoy en día, los distintos tipos de pilotes que a veces difieren bastante de los tradicionales, representan el sistema más general y difundido de cimentaciones profundas. Este desarrollo ha desplazado muchos otros métodos clásicos de cimentación, y el uso de pilotes ha llegado a ser en muchos casos la única solución para problemas difíciles de cimentaciones.

La importancia cada vez mayor de los pilotes, obedece a varias causas. Así se tiene en primer lugar, la gran variedad de tipos de pilotes y su gran flexibilidad para poder adaptar un cierto método a un proyecto determinado; es posible manejar cargas estáticas y dinámicas de gran magnitud y no uniformes, asimismo se pueden tomar en cuenta con cierta flexibilidad diversas condiciones del subsuelo, aún de heterogeneidad.

Por último, el cimentar en el subsuelo de la Ciudad de México, es una empresa de singular relevancia, por la problemática suelo - propiedades mecánicas e hidráulicas y procesos de evolución con el paso del tiempo que hacen de la ingeniería de cimentaciones un verdadero arte.

## **BIBLIOGRAFIA**



## BIBLIOGRAFIA

- 1.- Peck, R. B.; Hanson, W.E. y Thornburn T.H.; "Ingeniería de cimentaciones", Editorial Limusa, 3a. Edición, México, 1988.
- 2.- Tomlinson, M.J.; "Diseño y Construcción de Cimientos", URMO, S.A. de Ediciones, 1a. Edición, España, 1979.
- 3.- Dunham, Clarence W.; "Cimentaciones de Estructuras", Editorial Mc Graw - Hill, 2a. Edición, México, 1980.
- 4.- Bertin, Robert; "Cimentaciones y Obras en Recalces", Editores Técnicos Asociados, S.A. Barcelona, 1971.
- 5.- Fletcher Gordon A.; Smounts, Vernan A.; "Estudio de Suelos y Cimentaciones en la Industria de la Construcción", Editorial Limusa, 1a. Edición, México, 1978.
- 6.- Varios Autores, "El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Area Urbana del Valle de México", S.M.M.S., México, 1978.
- 7.- Varios Autores, "Reunión Conjunta Consultores-Constructores, Cimentaciones Profundas", S.M.M.S., México, 1980.
- 8.- Kézdi, A.; "Filosofía de las Cimentaciones Profundas", Tercera Conferencia Nabor Carrillo, S. M. M. S., México, 1976.
- 9.- Varios Autores; " Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", S. M. M. S., México, 1983.

- 10.- "Manual del Residente de Cimentación Profunda"; C.N.I.C., México.
- 11.- Aguilar, José Marcos; "Edificación y Cimentaciones", División de Educación Continua, Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M., México, 1989.
- 12.- Peurifoy, R.L.; "Métodos, Planteamientos y Equipos de Construcción"; Editorial Diana, México, 1978.
- 13.- Parker, Harry; "Diseño simplificado de Concreto Reforzado", Editorial Limusa, México, 1980.