

17
2ej

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA



CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES EN EDIFICACION

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
PRESENTA

ALEJANDRO JACOBO ARVIZU ROJAS

MEXICO, D. F.

1987



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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

I.	INTRODUCCION	1.
II.	ESTUDIOS PREVIOS	3.
II.1.	CLASIFICACION DE LOS SUELOS	3.
II.2.	EXPLORACION DEL SUBSUELO	9.
II.3.	ANALISIS DE CAPACIDAD DE CARGA	12.
II.4.	COMPRESIBILIDAD DE LOS SUELOS	18.
III.	CLASIFICACION DE CIMENTACIONES	24.
III.1.	CIMENTACIONES SUPERFICIALES	25.
A.	ZAPATAS AISLADAS	25.
B.	ZAPATAS CORRIDAS	25.
C.	LOSAS	26.
III.2.	CIMENTACIONES PROFUNDAS	28.
III.2.1.	SEGUN LA FORMA COMO TRANSMITEN LAS CARGAS AL SUBSUELO	29.
A.	PILOTES DE PUNTA	29.
B.	PILOTES DE FRICCION	30.
C.	PILOTES PUNTA-FRICCION	30.
III.2.2.	SEGUN EL MATERIAL CON EL QUE ESTAN FABRICADOS	31.
A.	PILOTES DE CONCRETO	32.
B.	PILOTES DE ACERO	32.
C.	PILOTES MIXTOS	33.
D.	PILOTES DE MADERA	33.
III.2.3.	SEGUN SU PROCEDIMIENTO CONS- TRUCTIVO	34.

III.3.	PILAS	35.
III.4.	CILINDROS	36.
III.5.	CIMENTACIONES COMBINADAS	37.
III.5.1.	CAJONES	37.
III.5.2.	ESPECIALES	38.
	A. COMPENSACION PARCIAL MAS	
	PILOTES DE FRICCION	39.
	B. COMPENSACION PARCIAL MAS	
	PILOTES DE PUNTA	39.
	C. PILOTES ENTRELAZADOS	41.
III.6.	ELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION	44.
IV.	PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION	47.
IV.1.	EXCAVACIONES	47.
IV.1.1.	EXCAVACIONES CON TALUD	47.
IV.1.2.	EXCAVACIONES ADEMADAS	49.
IV.2.	ESTABILIDAD DEL FONDO DE LA EXCAVACION ..	57.
IV.3.	CONTROL DE FILTRACIONES	58.
IV.3.1.	METODOS DE DRENAJE	62.
IV.3.2.	METODOS DE IMPERMEABILIZACION ...	67.
IV.4.	PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE PILAS ..	71.
IV.4.1.	EQUIPO	72.
IV.4.2.	PERFORACION	76.
IV.4.3.	COLADO DEL CONCRETO	78.
IV.5.	HINCA DE PILOTES	80.
IV.5.1.	EQUIPO DE HINCADO	80.
IV.5.2.	PRECAUCIONES DURANTE EL HINCADO	
	DE PILOTES	82.

IV.6.	DAÑOS A ESTRUCTURAS VECINAS	84.
V.	CONCLUSIONES	88.
-	BIBLIOGRAFIA	91.

I.- INTRODUCCION.

Algunas veces se define a la cimentación como la parte de la estructura, generalmente enterrada, que transmite las acciones de ésta al suelo.

Esta definición suele ser clara para el estructurista, sin embargo para el geotécnico, la idea de cimentación se relaciona más con una porción de suelo sobre la que actúan las acciones que la estructura le transmite.

En realidad la cimentación es el conjunto de ambas partes, es decir una porción de estructura y una porción de suelo que interactúan en forma integral.

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 un edificio; como son:

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

- Clasificación de cimentaciones (selección).- Con base en el 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 concluído, se procede a elegir el procedimiento constructivo más adecuado.

El presente trabajo no profundiza en un tema específico en el diseño de cimentaciones, para esto existe gran cantidad de literatura de calidad reconocida. Más bien se trata de dar una visión general en el proceso que debe seguirse en el arte de cimentar un edificio.

II.- 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 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.

II.1.- CLASIFICACION DE LOS SUELOS.

De una manera general, se ha encontrado que los suelos y en menor grado las rocas, pueden clasificarse en grupos, dentro de los cuales, las propiedades mecánicas sean algo precisas. 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, 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 doctor 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). Este sistema permite conocer, en forma cualitativa, las propiedades mecánicas e hidráulicas 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 de diámetro); 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:

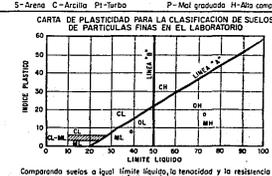
a) Suelo grueso.- Si más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla 4, el suelo es grava. Si más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla 4 es arena.

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS)

INCLUYENDO IDENTIFICACION Y DESCRIPCION

PRINCIPALES TIPOS	PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO (Se excluyen las partículas mayores de 7.6 cm (3/4") y se basan las fracciones en pesos estimados)	SIMBOLOS DE GRUPO (L=)	NOMBRES TÍPICOS	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						
SUELOS DE PARTICULAS FINAS Más de 50% de partículas menores de 0.075 mm (No. 200) con las más pesadas sobre o sobre o igual a 0.075 mm (No. 200)	ARENAS Más del 85% de partículas gruesas para la malla No. 4 (Para clasificación más precisa usar 1/4" en campo)	ARENAS CON FINOS Más del 85% de partículas gruesas para la malla No. 4 (Para clasificación más precisa usar 1/4" en campo)	ARENAS CON FINOS Más del 85% de partículas gruesas para la malla No. 4 (Para clasificación más precisa usar 1/4" en campo)	Dese el nombre típico, indiquense las porcentajes aproximados de grava y arena (tomado mínimo apropiado), características de la superficie y datos de las partículas gruesas, notando local y geológico cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis. Para los suelos inalterados, agregarse información sobre estimación, compactación, cementado, condiciones de humedad y consistencia de drenaje. EJEMPLO: Arena limosa con grava; con 20% de grava de partículas gruesas angulosas y de 1.5 cm de tamaño máximo; arena gruesa o fina de partículas redondeadas o subangulosas; drenaje de 20%; de alta no plástica de baja resistencia en estado seco; compacta y húmeda en el laboratorio usual (SM)	Coeficiente de uniformidad (C_u) [Coeficiente de curvatura (C_c) $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, mayor de 4; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$, 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 Arriba de la línea A con I_p entre 4 y 7 con zonas de frontera que requieren el uso de símbolos obbles $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, mayor de 6; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$, entre 1 y 3 No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW	Estos procedimientos se ejecutan con la fracción que pasa a malla No.40 (aproximadamente 0.425 mm). Para fines de clasificación en el campo, si no se usa la malla No. 40, se usan las partículas gruesas que interfieren con los pruebas. MOVILIDAD DEL AGUA (Reacción de espuma) Después de quitar los por ficulos mayores que la malla No.40, presione una pastilla de suelo húmedo igual a 10 cm³ aproximadamente, se le agregará un 60% de agua suficiente agua para obtener un suelo suave pero no pegajoso. Colóquese la pastilla en el palmo de la mano y agítela horizontalmente, promoviendo vigorosamente como si fuera mojada varias veces. Una reacción plástica observable en la aparición de agua en la superficie de la pastilla, la cual cambia rápidamente a condiciones de líquido y se vuelve laterales, indica la pastilla se drenó entre los dedos, el agua y el lodo se desmenuzaron a la superficie, la pastilla se vuelve líquida y, finalmente, se desmenuza completamente. Si la pastilla se desmenuza en agua, durante el agitado, y de la traslación durante el espumado, sirve para identificar el carácter de la fracción que pasa a malla No. 40. RESISTENCIA EN ESTADO SECO (Características al tornamiento) Después de eliminar las partículas mayores que la malla No.40, moldee una pastilla de suelo hasta obtener una consistencia de mojado atenuado que sea la necesaria. Desece sobre la pastilla consistentemente en un borno, así sea el aire y profusor su resistencia rompimiento y desmenuzamiento entre los dedos. Este moldeo se usa medida del carácter y consistencia de la fracción residual que contiene el suelo. La resistencia en estado seco, cuando se aplica el esfuerzo de compresión de los dedos del grupo line, si una resistencia mínima se desarrolla, el suelo es considerado como no plástico, pero puede distinguirse por el tacto, al pulverizar el espécimen seco. La arena fina se define gradualmente como el límite líquido o la sensación suave de la horra.						
							ARENAS CON FINOS Más del 85% de partículas gruesas para la malla No. 4 (Para clasificación más precisa usar 1/4" en campo)	ARENAS CON FINOS Más del 85% de partículas gruesas para la malla No. 4 (Para clasificación más precisa usar 1/4" en campo)	ARENAS CON FINOS Más del 85% de partículas gruesas para la malla No. 4 (Para clasificación más precisa usar 1/4" en campo)	Dese el nombre típico, indiquense las porcentajes aproximados de grava y arena (tomado mínimo apropiado), características de la superficie y datos de las partículas gruesas, notando local y geológico cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis. Para los suelos inalterados, agregarse información sobre estimación, compactación, cementado, condiciones de humedad y consistencia de drenaje. EJEMPLO: Arena limosa con grava; con 20% de grava de partículas gruesas angulosas y de 1.5 cm de tamaño máximo; arena gruesa o fina de partículas redondeadas o subangulosas; drenaje de 20%; de alta no plástica de baja resistencia en estado seco; compacta y húmeda en el laboratorio usual (SM)	Coeficiente de uniformidad (C_u) [Coeficiente de curvatura (C_c) $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, mayor de 4; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$, 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 Arriba de la línea A con I_p entre 4 y 7 con zonas de frontera que requieren el uso de símbolos obbles $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, mayor de 6; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$, entre 1 y 3 No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW	Estos procedimientos se ejecutan con la fracción que pasa a malla No.40 (aproximadamente 0.425 mm). Para fines de clasificación en el campo, si no se usa la malla No. 40, se usan las partículas gruesas que interfieren con los pruebas. MOVILIDAD DEL AGUA (Reacción de espuma) Después de quitar los por ficulos mayores que la malla No.40, presione una pastilla de suelo húmedo igual a 10 cm³ aproximadamente, se le agregará un 60% de agua suficiente agua para obtener un suelo suave pero no pegajoso. Colóquese la pastilla en el palmo de la mano y agítela horizontalmente, promoviendo vigorosamente como si fuera mojada varias veces. Una reacción plástica observable en la aparición de agua en la superficie de la pastilla, la cual cambia rápidamente a condiciones de líquido y se vuelve laterales, indica la pastilla se drenó entre los dedos, el agua y el lodo se desmenuzaron a la superficie, la pastilla se vuelve líquida y, finalmente, se desmenuza completamente. Si la pastilla se desmenuza en agua, durante el agitado, y de la traslación durante el espumado, sirve para identificar el carácter de la fracción que pasa a malla No. 40. RESISTENCIA EN ESTADO SECO (Características al tornamiento) Después de eliminar las partículas mayores que la malla No.40, moldee una pastilla de suelo hasta obtener una consistencia de mojado atenuado que sea la necesaria. Desece sobre la pastilla consistentemente en un borno, así sea el aire y profusor su resistencia rompimiento y desmenuzamiento entre los dedos. Este moldeo se usa medida del carácter y consistencia de la fracción residual que contiene el suelo. La resistencia en estado seco, cuando se aplica el esfuerzo de compresión de los dedos del grupo line, si una resistencia mínima se desarrolla, el suelo es considerado como no plástico, pero puede distinguirse por el tacto, al pulverizar el espécimen seco. La arena fina se define gradualmente como el límite líquido o la sensación suave de la horra.
							ARENAS CON FINOS Más del 85% de partículas gruesas para la malla No. 4 (Para clasificación más precisa usar 1/4" en campo)	ARENAS CON FINOS Más del 85% de partículas gruesas para la malla No. 4 (Para clasificación más precisa usar 1/4" en campo)	ARENAS CON FINOS Más del 85% de partículas gruesas para la malla No. 4 (Para clasificación más precisa usar 1/4" en campo)	Dese el nombre típico, indiquense las porcentajes aproximados de grava y arena (tomado mínimo apropiado), características de la superficie y datos de las partículas gruesas, notando local y geológico cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis. Para los suelos inalterados, agregarse información sobre estimación, compactación, cementado, condiciones de humedad y consistencia de drenaje. EJEMPLO: Arena limosa con grava; con 20% de grava de partículas gruesas angulosas y de 1.5 cm de tamaño máximo; arena gruesa o fina de partículas redondeadas o subangulosas; drenaje de 20%; de alta no plástica de baja resistencia en estado seco; compacta y húmeda en el laboratorio usual (SM)	Coeficiente de uniformidad (C_u) [Coeficiente de curvatura (C_c) $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, mayor de 4; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$, 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 Arriba de la línea A con I_p entre 4 y 7 con zonas de frontera que requieren el uso de símbolos obbles $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, mayor de 6; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$, entre 1 y 3 No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW	Estos procedimientos se ejecutan con la fracción que pasa a malla No.40 (aproximadamente 0.425 mm). Para fines de clasificación en el campo, si no se usa la malla No. 40, se usan las partículas gruesas que interfieren con los pruebas. MOVILIDAD DEL AGUA (Reacción de espuma) Después de quitar los por ficulos mayores que la malla No.40, presione una pastilla de suelo húmedo igual a 10 cm³ aproximadamente, se le agregará un 60% de agua suficiente agua para obtener un suelo suave pero no pegajoso. Colóquese la pastilla en el palmo de la mano y agítela horizontalmente, promoviendo vigorosamente como si fuera mojada varias veces. Una reacción plástica observable en la aparición de agua en la superficie de la pastilla, la cual cambia rápidamente a condiciones de líquido y se vuelve laterales, indica la pastilla se drenó entre los dedos, el agua y el lodo se desmenuzaron a la superficie, la pastilla se vuelve líquida y, finalmente, se desmenuza completamente. Si la pastilla se desmenuza en agua, durante el agitado, y de la traslación durante el espumado, sirve para identificar el carácter de la fracción que pasa a malla No. 40. RESISTENCIA EN ESTADO SECO (Características al tornamiento) Después de eliminar las partículas mayores que la malla No.40, moldee una pastilla de suelo hasta obtener una consistencia de mojado atenuado que sea la necesaria. Desece sobre la pastilla consistentemente en un borno, así sea el aire y profusor su resistencia rompimiento y desmenuzamiento entre los dedos. Este moldeo se usa medida del carácter y consistencia de la fracción residual que contiene el suelo. La resistencia en estado seco, cuando se aplica el esfuerzo de compresión de los dedos del grupo line, si una resistencia mínima se desarrolla, el suelo es considerado como no plástico, pero puede distinguirse por el tacto, al pulverizar el espécimen seco. La arena fina se define gradualmente como el límite líquido o la sensación suave de la horra.
							ARENAS CON FINOS Más del 85% de partículas gruesas para la malla No. 4 (Para clasificación más precisa usar 1/4" en campo)	ARENAS CON FINOS Más del 85% de partículas gruesas para la malla No. 4 (Para clasificación más precisa usar 1/4" en campo)	ARENAS CON FINOS Más del 85% de partículas gruesas para la malla No. 4 (Para clasificación más precisa usar 1/4" en campo)	Dese el nombre típico, indiquense las porcentajes aproximados de grava y arena (tomado mínimo apropiado), características de la superficie y datos de las partículas gruesas, notando local y geológico cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis. Para los suelos inalterados, agregarse información sobre estimación, compactación, cementado, condiciones de humedad y consistencia de drenaje. EJEMPLO: Arena limosa con grava; con 20% de grava de partículas gruesas angulosas y de 1.5 cm de tamaño máximo; arena gruesa o fina de partículas redondeadas o subangulosas; drenaje de 20%; de alta no plástica de baja resistencia en estado seco; compacta y húmeda en el laboratorio usual (SM)	Coeficiente de uniformidad (C_u) [Coeficiente de curvatura (C_c) $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, mayor de 4; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$, 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 Arriba de la línea A con I_p entre 4 y 7 con zonas de frontera que requieren el uso de símbolos obbles $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, mayor de 6; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$, entre 1 y 3 No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW	Estos procedimientos se ejecutan con la fracción que pasa a malla No.40 (aproximadamente 0.425 mm). Para fines de clasificación en el campo, si no se usa la malla No. 40, se usan las partículas gruesas que interfieren con los pruebas. MOVILIDAD DEL AGUA (Reacción de espuma) Después de quitar los por ficulos mayores que la malla No.40, presione una pastilla de suelo húmedo igual a 10 cm³ aproximadamente, se le agregará un 60% de agua suficiente agua para obtener un suelo suave pero no pegajoso. Colóquese la pastilla en el palmo de la mano y agítela horizontalmente, promoviendo vigorosamente como si fuera mojada varias veces. Una reacción plástica observable en la aparición de agua en la superficie de la pastilla, la cual cambia rápidamente a condiciones de líquido y se vuelve laterales, indica la pastilla se drenó entre los dedos, el agua y el lodo se desmenuzaron a la superficie, la pastilla se vuelve líquida y, finalmente, se desmenuza completamente. Si la pastilla se desmenuza en agua, durante el agitado, y de la traslación durante el espumado, sirve para identificar el carácter de la fracción que pasa a malla No. 40. RESISTENCIA EN ESTADO SECO (Características al tornamiento) Después de eliminar las partículas mayores que la malla No.40, moldee una pastilla de suelo hasta obtener una consistencia de mojado atenuado que sea la necesaria. Desece sobre la pastilla consistentemente en un borno, así sea el aire y profusor su resistencia rompimiento y desmenuzamiento entre los dedos. Este moldeo se usa medida del carácter y consistencia de la fracción residual que contiene el suelo. La resistencia en estado seco, cuando se aplica el esfuerzo de compresión de los dedos del grupo line, si una resistencia mínima se desarrolla, el suelo es considerado como no plástico, pero puede distinguirse por el tacto, al pulverizar el espécimen seco. La arena fina se define gradualmente como el límite líquido o la sensación suave de la horra.

(*) Clasificaciones de frontera - Los suelos que posean las características de dos grupos se designan combinando dos símbolos, por ejemplo: GW-C:mezcla de grava y arena bien graduada con cementante arcillosos.
 (e) Todos los tamaños de las mallas son los U.S. Standard



Comparando valores a igual Nivel de Plasticidad, la tenacidad y la resistencia en estado seco aumentan con el índice plástico

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

b) Suelo fino.- Determinar el Límite Líquido -LL- utilizando la copa de A. Casagrande y la curva de flujo. Si es mayor de 50% el suelo es de Baja Compresibilidad. Si es mayor de 50% es de Alta Compresibilidad.

A la vez las gravas y arenas pueden dividirse de la siguiente manera:

Gravas.- Con poco o nada de partículas finas es Grava Limpia. Con una cantidad apreciable de partículas finas, es Grava con Finos.

Arenas.- Con poco o nada de partículas finas es Arena Limpia. Con una cantidad apreciable de partículas finas, es Arena con Finos.

Y los suelos de baja o alta compresibilidad en:

Suelo Fino de Baja Compresibilidad.- Se clasifican en función de su Resistencia en Estado Seco (*), Dilatancia (*) y Tenacidad (*) en Limos, Arcillas y Suelos Orgánicos.

Suelo Fino de Alta Compresibilidad.- Se clasifican en función de las mismas características anteriores, también en Limos, Arcillas y Suelos Orgánicos.

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

(*) Estas tres propiedades índice de un suelo también se pueden evaluar en campo, con los procedimientos indicados por el mismo SUCS.

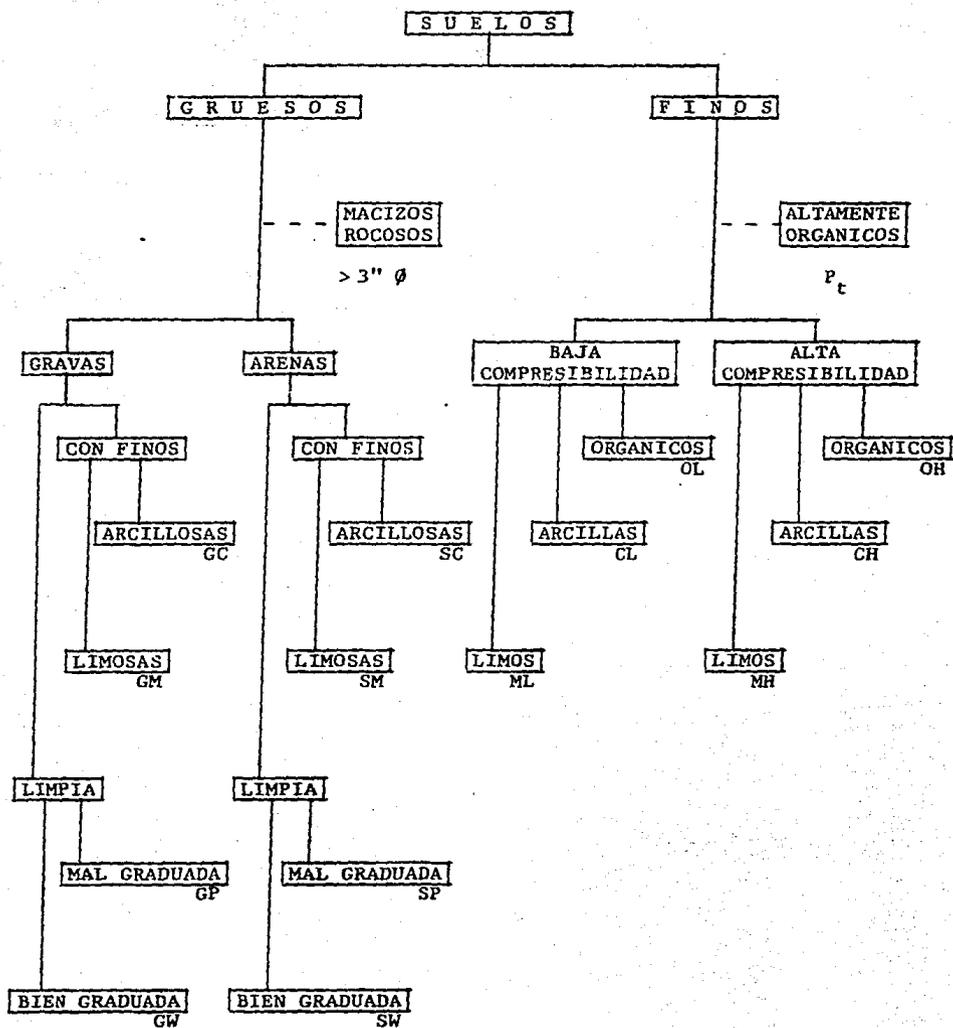


FIG. II.2. CLASIFICACION DE SUELOS.

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.

Material B.- Es el que pudiendo excavar a mano, por sus características solo 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 solo 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.

II.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.

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 necesario 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 suelo 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.

En la tabla II.1 se hace un resumen de los métodos comunes para la exploración del suelo y sus resultados.

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.

Número y Profundidad de los Sondeos.

El número de sondeos requeridos será función de la importancia de la obra y del tipo de subsuelo, en un estrato homogéneo el número de sondeos podrá reducirse y si es muy heterogéneo serán necesarios más sondeos realizados por procedimientos baratos (penetración estándar por ejemplo), para

TABLA II.1. RESUMEN DE METODOS DE EXPLORACION DE SUELOS.

METODO	PROFUNDIDAD	APLICACION	MUESTREO
Geofísico: Sísmico. Eléctrico.	Generalmente me- nos de 35 m.	Para localizar estratos firmes debajo de materiales suaves. Con cierto equipo adaptado es posible determinar la densidad y humedad del suelo.	SIN MUESTRAS
Prueba de la veleta (resis- tencia al corte)	Limitada a la resistencia del instrumento.	Resistencia al corte "in situ" de suelos cohesivos no gravo- sos.	
Prueba de Carga	Limitada a las dimensiones de la placa de prueba (2 veces el ancho).	Suelo con espesor de estrato suficiente para absorber la carga real (según el ancho real) de la obra.	
Perforación Manual (Posteadora, barre- nos helicoidales, etc.)	Depende del equi- po y tiempo dis- ponibles. Profun- didad práctica arriba de 35 m.	Cualquier suelo que sea capaz de mantener las perforaciones sin ademe.	MUESTRAS ALTERADAS
Perforación por rotación, lavado, percusión (pene- tración estándar).	Depende del equi- po, la mayoría puede perforar profundidades de 70 m o más.	Cualquier suelo. Alguna difi- cultad para suelos gravosos. En roca requiere de taladros especiales. Las pruebas de penetración se utilizan en conjunto con estos métodos y las muestras son recobradas por cucharas muestreadoras.	
Pozos a cielo abierto	Como se quiera, usualmente menos de 6 m.	Cualquier suelo. En ocasiones la profundidad estará en fun- ción del área disponible de excavar y del N.A.F.	
Perforación por rotación y per- cusión (Shelby, Denison)	Depende del equi- po; generalmente 70 m o más.	Cualquier suelo. Muestreado- res de tubos de pared delgada o con pistón, permiten reco- brar muestras de los barrenos hechos por el avance de estos métodos. Muestras con diáme- tros de 5 a 10 cm.	MUESTRAS INALTERADAS
Pozos a cielo abierto.	Menos de 6 m.	Muestras labradas a mano. Del cuidado de labrado y manejo de la muestra dependerá el grado de alteración.	

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.

Es preferible considerar que el sondeo debe llevarse a una profundidad tal que en un análisis de 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.

II.3.- ANALISIS 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 dan 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 al 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.

En el segundo caso se presenta cuando el subsuelo de 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).

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.

σ : Presión normal.

ϕ : 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 sea igual a cero (suelos puramente cohesivos).

De 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 ϕ .
- 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:

$$q_u = cN_c + \gamma_1 D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma$$

Donde:

- q_u : Capacidad de carga última.
- c : Cohesión del suelo.
- γ_1, γ_2 : 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_γ : Factores de capacidad de carga, adimensionales que dependen del ángulo de fricción interna.

En la Fig. II.3 se presentan en forma gráfica los valores de N_c , N_q y N_γ , en función de ϕ y en la Fig. II.4 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 II.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 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_u) y es aquella que resiste un 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 de la unidad. Lo que comúnmente se conoce como factor de seguridad, y la magnitud de éste contempla 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

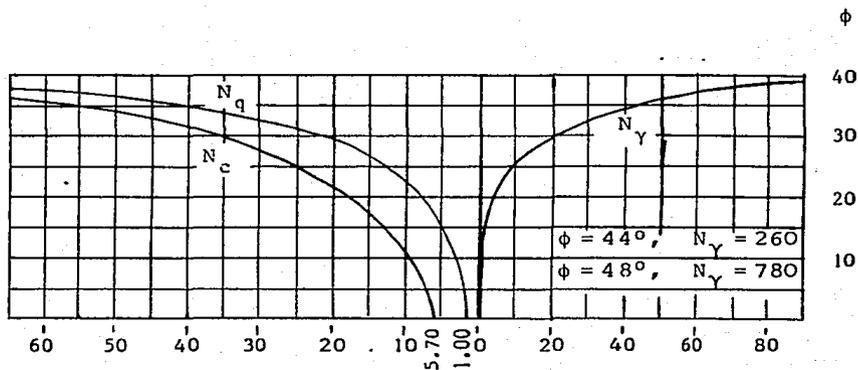


FIG. II.3. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA.

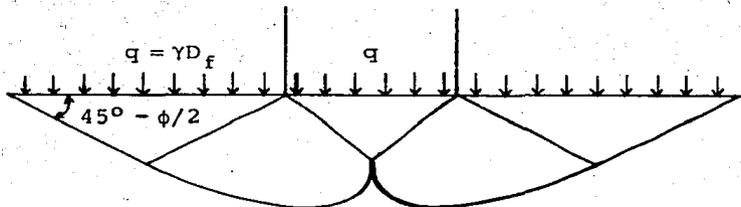


FIG. II.4. MECANISMO DE FALLA SEGUN TERZAGHI.

TABLA II.2. TEORIAS DE CAPACIDAD DE CARGA.

Tipo de Suelo	Teoría	Comentarios
Cohesivo - Friccionante (Limo arenoso, arcillo arenoso, arenolimoso, arenoparcilloso).	K. Terzaghi $q_u = CN_c + \gamma_1 D_f N_q + 1/2\gamma_2 BN_\gamma$	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 (función del tiempo o cambios del nivel de aguas freáticas).
Cohesivo (Arcillas, arcillas limoplásticas).	Skempton $q_u = CN_c + \gamma_1 D_f$	N _q , implícitamente vale 1 y N _c es función del ancho, profundidad y forma de la cimentación. El término γD_f sólo debe tomarse en cuenta cuando la cimentación es hueca.
	K. Terzaghi $q_u = CN_c + \gamma D_f N_q$ $N_c = 5.7$ $N_q = 1.0$	Ya están restringidos los valores de N _c y N _q , para $\phi = 0$.
	Meyerhof: $q_u = CN_{cq}$	También para cimentaciones en taludes o cerca de ellos. N _{cq} , es función del talud; inclinación y relación distancia del talud entre ancho del cimiento.
Friccionantes (Arenas, gravas).	K. Terzaghi $q_u = \gamma_1 D_f N_q + 1/2\gamma_2 BN_\gamma$	El cambio del nivel de agua freática, afecta a q _u debido a que γ_1 , y γ_2 se toman como sumergidos cuando aumenta.
	Meyerhof $q_u = 1/2\gamma BN_\gamma$	Para cimientos en taludes o cerca de ellos, N _γ es función de dist/B e inclinación del talud.
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, sean superficiales o profundas (cilindros y pilotes).		
Puede usarse la teoría de Meyerhof para determinar la capacidad de carga de cimientos profundos en suelos friccionantes.		

actuarán en la cimentación, en el procedimiento constructivo, etc. Es usual emplear un valor de 3.

La mayoría de las fallas de cimentación se deben 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.

II.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 bien, 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 la acción de 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 contienen.

La consolidación secundaria se presenta en algunos suelos (principalmente en 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.

Con todo lo dicho anteriormente, la expresión general del asentamiento debido al peso aplicado por una estructura es:

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

Donde:

ΔH_t = Asentamiento total.

ΔH_e = Asentamiento elástico o expansión.

ΔH_p = Asentamiento por consolidación primaria.

ΔH_s = Asentamiento por consolidación secundaria.

Dependiendo del tipo y características del suelo, uno o dos 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:

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

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:

$$\Delta H_c = \Delta H_p + \Delta H_s$$

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

A partir de teorías simplificadoras 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 II.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 en términos generales, son los siguientes:

- Elección del tipo de cimentación.
- Cálculo de la capacidad de carga admisible.
- Cálculo de presiones o descargas sobre el suelo.
- Análisis del subsuelo por estratos o capas de iguales propiedades.
- Cálculo de la deformación total o expansión.
- Correcciones del asentamiento (por rigidez de la estructura y grado de consolidación del suelo).
- Comparación de la deformación total y diferencial con las admisibles por la estructura.

Con respecto a este último punto, en la tabla II.4 se detallan los asentamientos permisibles para las estructuras más comunes según el Reglamento de Construcciones para el D. F.

TABLA II.3. DEFORMACION DEL SUELO.

ASENTAMIENTO	COMENTARIOS
$AHe = \frac{WB(1-U^2)}{E} If$ <p>AHe - Deformación Elástica</p> <p>W - Carga uniformemente repartida</p> <p>B - Ancho del Cimiento</p> <p>U - Relación de Poisson</p> <p>E - Módulo elástico</p> <p>If - Valor de influencia o factor de forma</p>	<p>El problema principal de esta expresión es determinar satisfactoriamente los valores de E y U. "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> <p>"U" tiene un rango de variación de 0.2 a 0.5 teniendo poca influencia en el cálculo (aprox. 20% de error).</p>
$Ahp = \frac{Ae}{1+e_0} H$ <p>AHp - Asentamiento por Consolidación primaria.</p> <p>Ae - Variación de la relación de vacíos</p> <p>H - Espesor del estrato</p> <p>e₀ - Relación de vacíos inicial.</p>	<p>Por medio de pruebas de consolidación en el laboratorio se determina la curva de compresibilidad (e-log p̄), útil para el cálculo de e₀ y Ae. Si el suelo está formado por varios estratos compresibles el asentamiento total será igual a la suma de cada uno.</p>
<p>AHs - Hcd Log $\frac{t_1 + At}{t_1}$</p> <p>AHs - Asentamiento secundario.</p> <p>H - Espesor del estrato</p> <p>Cd - Coeficiente de consolidación secundaria.</p> <p>t₁ - Tiempo requerido para la consolidación primaria.</p> <p>At - Tiempo que cumple con 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 (asent-tiempo), obtenida de pruebas de laboratorio.</p>

TIPO DE SUELO	
Arcilla:	
Muy suave	20 - 120
Suave	60 - 240
Media	150 - 480
Dura	480 - 970
Arenosa	240 - 2440
Loess	140 - 580
Arena:	
Limosa	70 - 120
Suelta	95 - 240
Densa	480 - 830
Arena y grava:	
Suelta	480 - 1460
Densa	970 - 1950
Limo	20 - 190

TABLA II.3.1. VALORES DEL
MODULO DE ELASTICIDAD DE
SUELOS (Kg/cm).

TIPO DE SUELO	
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:	0.2 - 0.4
gruesa	0.15
fina	0.25
Roca	0.1 - 0.4
Loess	0.1 - 0.3
Concreto	0.15

TABLA II.3.2. VALORES TIPICOS
DE LA RELACION DE POISSON.

FORMA DE CIMIENTO	Cimentación Flexible			Cimentación Rígida
	Centro	Esquina	Medio	
Circular	1.00	0.64	0.85	0.88
Cuadrada	1.12	0.56	0.95	0.82
Rectangular				
L/B = 1.5	1.36	0.68	1.15	1.06
2.0	1.53	0.77	1.30	1.20
5.0	2.10	1.05	1.83	1.70
10.0	2.54	1.27	2.25	2.10
100.0	4.01	2.00	3.69	3.40

TABLA II.3.3. FACTOR DE INFLUENCIA I_f .

TABLA II.4. LIMITES PARA MOVIMIENTOS Y DEFORMACIONES ORIGINADOS EN LA CIMENTACION.

<u>a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)</u>		
<u>Concepto</u>		<u>Límite</u>
Valor medio en el predio		30 cm
Velocidad del componente diferido		1 cm/semana
<u>b) Inclinación media</u>		
<u>Tipo de daño</u>	<u>Límite</u>	<u>Observaciones</u>
Inclinación visible	100/(100+3h) por ciento	h = altura de la construcción, en m.
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal.
<u>c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas.</u>		
<u>Tipo de estructura o elemento</u>	<u>Variables que se limita</u>	<u>Límite</u>
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 la <u>drillo</u> <u>recocido</u> o <u>blo</u> <u>que de cemento.</u>	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro.	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, <u>pedra ornamental</u> , etc.	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro.	0.001 Se tolerarán valores mayores en la medida en que la <u>de</u> <u>formación</u> <u>ocurra</u> <u>an</u> <u>tes</u> <u>de</u> <u>colocar</u> <u>los</u> <u>acabados</u> <u>o</u> <u>éstos</u> <u>se</u> <u>encuentran</u> <u>desliga-</u> <u>dos</u> <u>de</u> <u>los</u> <u>muros.</u>
Paneles <u>móviles</u> o <u>mu</u> <u>ros</u> <u>con</u> <u>acabados</u> <u>po-</u> <u>co</u> <u>sensibles</u> , 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

III.- 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 el concepto más simple de la cimentación consistirá en una ampliación de la base de las columnas o muros que transmiten las cargas al suelo.

Esta concepción elemental de cimentación se va cumpliendo 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.

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 superficiales, profundas y combinadas las podemos clasificar de manera sencilla en otras varias; dependiendo de sus características constructivas y

funcionales específicas. En edificación básicamente tenemos:

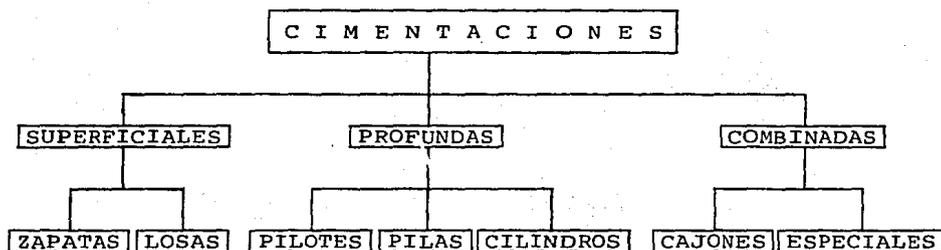


Fig. III.1. CLASIFICACION DE CIMENTACIONES.

III.1.- CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

A.- ZAPATAS AISLADAS.- Soportan generalmente una columna, son por lo común, de planta cuadrada, pero en la proximidad de los linderos del terreno suelen hacerse rectangulares. Pueden construirse de mampostería o bien cuando las solicitudes 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 en mucho al ancho. Soportan varias columnas o un muro.

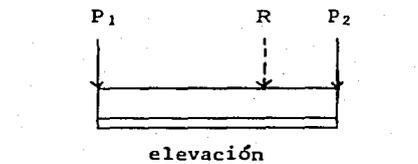
Este tipo de zapatas se emplea cuando se pretende un trabajo de conjunto de la cimentación, ya sea para reducir los asentamientos diferenciales o cuando el empleo de zapatas aisladas no sea satisfactorio debido a una baja capacidad de carga del suelo que obligue a usar mayores áreas de distribución de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

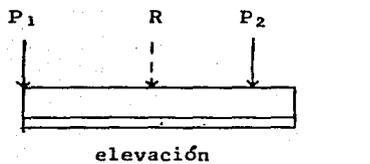
Uno de los aspectos fundamentales para el correcto funcionamiento de una zapata corrida, consiste en lograr coincidencia entre la resultante de las cargas de las columnas y el centroide geométrico del área de la zapata, especialmente en suelos compresibles, ya que en esta forma, los posibles asentamientos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

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.

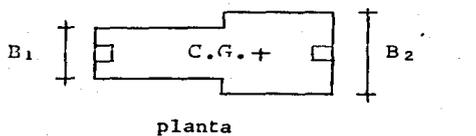
La solución estructural consiste en un sistema de losa, generalmente rigidizado por una retícula de trabes coladas por encima o por debajo de la losa, que disminuyen los asentamientos diferenciales.



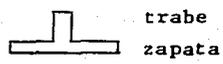
ZAPATA CON ANCHO VARIABLE



ZAPATA CON VOLADO HACIA UN LADO



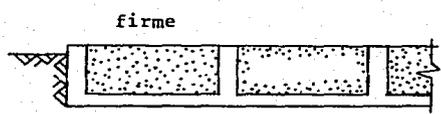
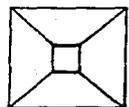
ZAPATA CON DOS ANCHOS DIFERENTES



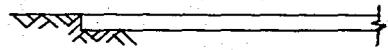
SECCION TRANSVERSAL TIPICA



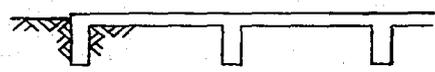
ZAPATA AISLADA



LOSA CON TRABES HACIA ARRIBA



LOSA PLANA SIN TRABES



LOSA CON TRABES HACIA ABAJO

FIG. III.2. CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

III.2.- CIMENTACIONES PROFUNDAS.

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: si su diámetro es mayor de 2 m.

En el diseño y construcción de pilotes intervienen fundamentalmente tres variables, que a continuación se presentan en forma esquemática:

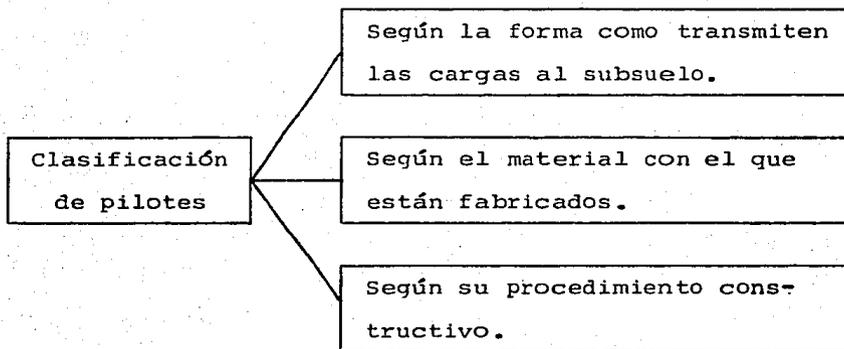


Fig. III.3. CRITERIO DE CLASIFICACION.

III.2.1.- SEGUN LA FORMA COMO TRANSMITEN LAS CARGAS AL SUB-SUELO.

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

- A.- Punta.
- B.- Fricción.
- C.- Punta-Fricción.

A.- PILOTES DE PUNTA.- Los pilotes de punta obtienen casi toda su capacidad de carga de la roca o suelo que está cerca de la punta, y muy poca del suelo que rodea su fuste.

Este tipo de pilotes presentan un inconveniente; es ya famoso el hundimiento general de la Cd. 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.

Para salvar estos inconvenientes se han desarrollado los pilotes de control, pilotes de punta telescopiada y los pilotes entrelazados, los cuales permiten que el edificio siga en forma aproximada los hundimientos regionales.

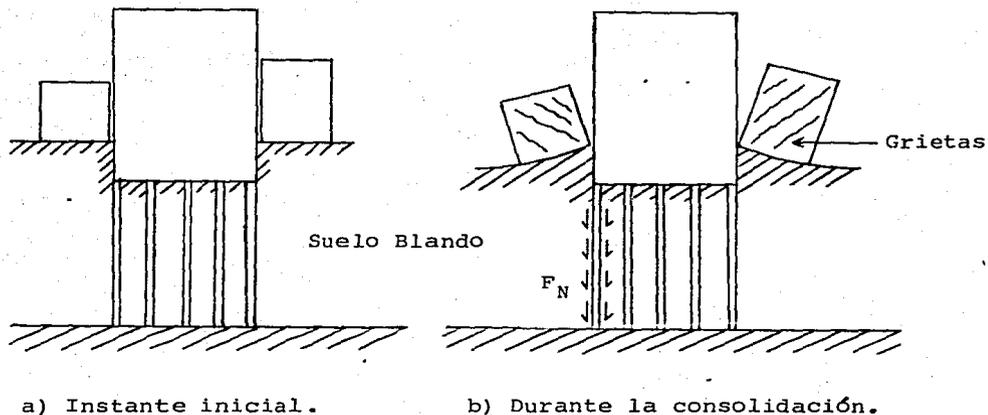


Fig. III.4. FRICCIÓN NEGATIVA DEBIDO A CONSOLIDACION REGIONAL.

B.- PILOTES DE FRICCIÓN.- Estos 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 en tre 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.

C.- PILOTES DE PUNTA-FRICCIÓN.- Un caso mixto lo consti tuyen 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 diferente unos de otros, con lo que habrá pilotes sobrefatigados expuestos a un colapso al fallar.

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

III.2.2.- SEGUN EL MATERIAL CON EL QUE ESTAN FABRICADOS.

En la Fig. III.5 se enumeran los materiales que se emplean para fabricar pilotes en orden descendente de su utilización; las pilas son siempre de concreto simple o reforzado, colado en el lugar.

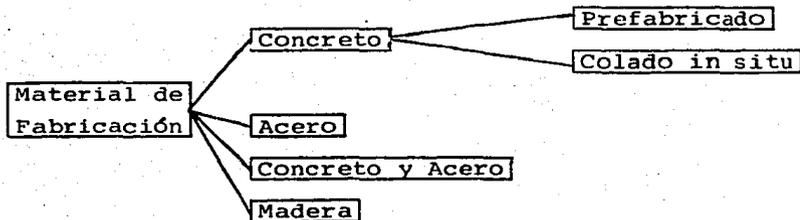


Fig. III.5. CLASIFICACION DE PILOTES SEGUN EL MATERIAL CON EL QUE ESTAN FABRICADOS.

A.- PILOTES DE CONCRETO (PREFABRICADOS).- Se fabrican con concreto reforzado, presforzado o postensado, empleando cemento portland normal o resistente a las sales, álcalis y si licatos 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.

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.

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

El primer 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 colocado al efectuar excavaciones para los pilotes vecinos. Estos tipos de pilotes no son muy usuales.

B.- PILOTES DE ACERO.- Se construyen usualmente con sec ciones H o secciones de tubo que pueden quedar huecos o re-

llenarse con concreto. Es común que sean compuestos por secciones unidas entre sí por juntas especiales o soldadas; con esto 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. 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 pilode concreto protegidos en sus costados por canales de acero, además tienen una punta de acero para protección durante el hincado. El golpe se da en un cabezote de acero directamente conectado a la armadura de los canales. En general este tipo de pilotes tiene poco uso.

D.- PILOTES DE MADERA.- Proporcionan cimentaciones seguras y económicas. Su longitud está limitada por la altura de los árboles disponibles.

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. Además ha de tenerse en cuenta que las fluctuaciones del nivel freático con periodos alternativos de humedecimiento y secado son sumamente

perjudiciales; en cambio un pilote siempre bajo el nivel freático se conserva en forma excelente.

III.2.3.- SEGUN SU PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Se han desarrollado numerosos procedimientos constructivos para instalar pilotes; la característica fundamental que los diferencia es que durante la instalación se induzcan o no desplazamientos del suelo que los rodea. En el siguiente capítulo comentaremos sobre estos métodos.

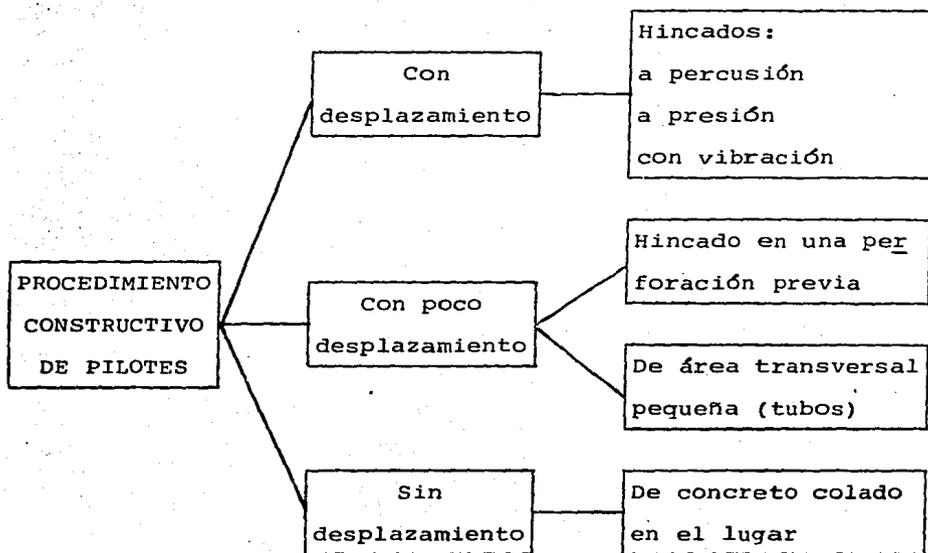


Fig. III.6. CLASIFICACION DE PILOTES SEGUN SU PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

III.3.- PILAS.

Son elementos de cimentación colados dentro de una perforación previamente realizada, generalmente cilíndrica, que puede construirse con o sin refuerzo, con o sin campana y que se utilizan cuando las cargas de la superestructura son importantes.

A continuación se enumeran algunas ventajas y limitaciones de las pilas comparando con pilotes.

Ventajas:

- Una pila substituye 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 un factor muy importante.
- En la construcción de pilas puede perforarse a través de gravas y pequeñas piedras, los que en el 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.

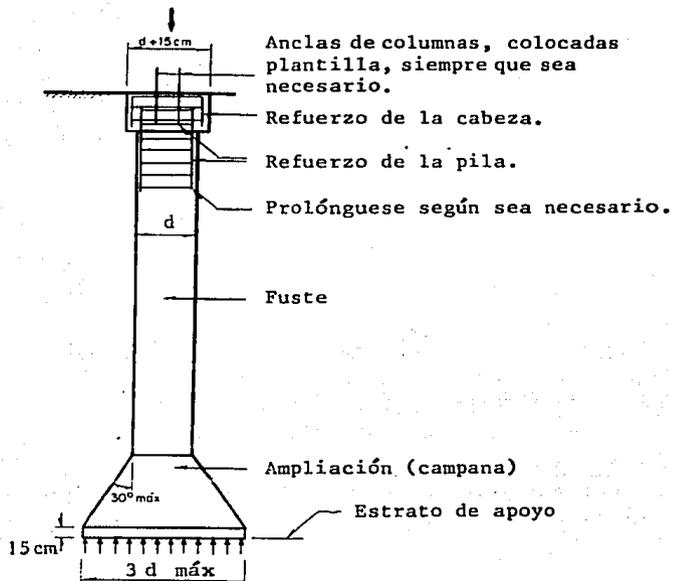


Fig. III.7. PILA DE CIMENTACION.

III.4.- CILINDROS.

Son elementos voluminosos de sección circular de concreto reforzado, cuyo diámetro y capacidad de carga son usualmente mayores que en las pilas. Se construyen por tramos, colando cada sección sobre la superficie, monolíticamente unida a la parte que se haya hincado con anterioridad. El cilindro va descendiendo a medida que se retira el material excavando en su interior con un cucharón de almeja. Una vez alcanzada la profundidad deseada se cuela un tapón en la parte inferior y una tapa en la superior, quedando el interior hueco.

III.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 superficiales (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 de procedimiento constructivo). Dentro de estas cimentaciones combinadas tenemos los tipos denominados "cajones" y "especiales".

III.5.1.- CAJONES.

El principio en el que se basan estas cimentaciones es muy sencillo; se trata de que el peso de la estructura iguale al peso de la tierra excavada.

Las cimentaciones compensadas 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 del suelo 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".

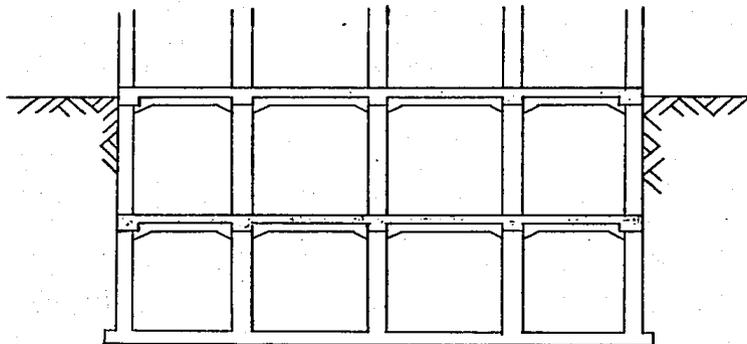


Fig. III.8. CAJON PROFUNDO PARA EDIFICIOS.

III.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 combina

ción de cajones parcialmente compensados más pilotes; estos últimos pueden ser de punta o de fricción.

A.- COMPENSACION PARCIAL MAS PILOTES DE FRICCION.- 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.

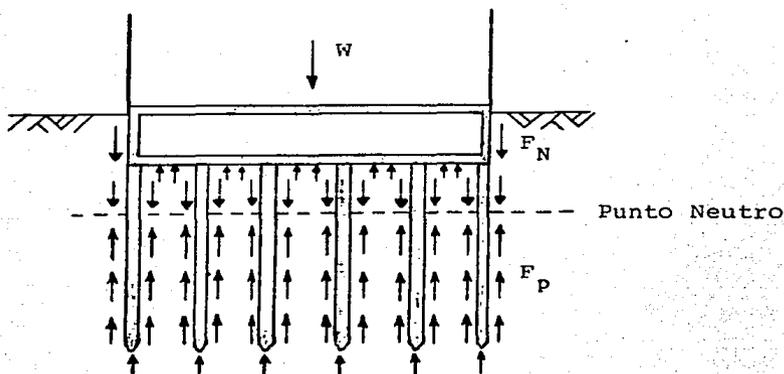


Fig. III.9. CAJON CON PILOTES DE FRICCION.

B.- COMPENSACION PARCIAL MAS 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 despegarse 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; 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 a la del terreno circundante.

A últimas fechas se han patentado algunos otros dispositivos de control los cuales menciono a continuación en forma breve.

a) El pilote telescópico consta de un cilindro superior hueco, un relleno de arena compactada y un cilindro macizo

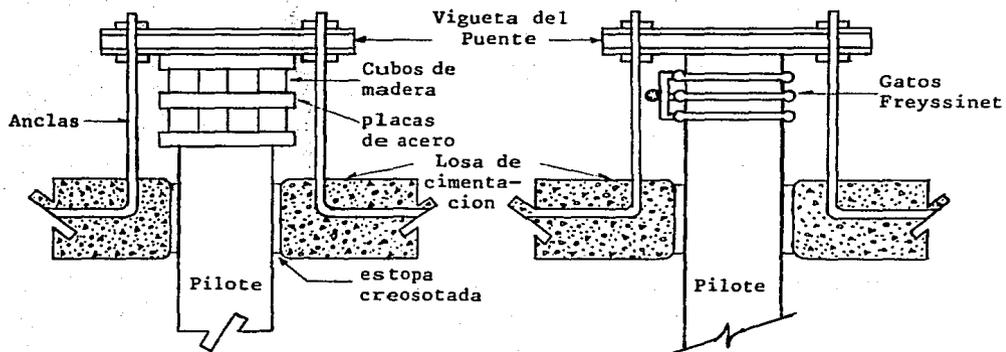
inferior que se apoya sobre el estrato resistente. (Fig. III.10). Con este dispositivo se controla el hundimiento del edificio variando a voluntad la altura del relleno de arena. Si se desea disminuir la velocidad de hundimiento se aumenta el relleno de arena, en caso contrario se disminuye.

b) Celdas de deformación a base de gatos Freyssinet.- 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 manualmente aceite de los gatos, con lo cual descendiende la estructura y la losa de cimentación se vuelve a apoyar sobre el terreno.

c) 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.

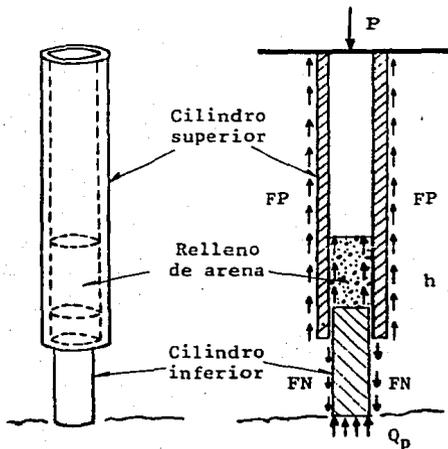
d) El sistema de autocontrol del Ing. Miguel Angel Jiménez, se basa en la fricción generada entre piezas de acero y el pilote. La cimentación queda colgada del dispositivo mediante cables de acero de alta resistencia. (Fig. III.11).

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 y la penetración



ESQUEMA DE LA CABEZA DE UN PILOTE DE CONTROL

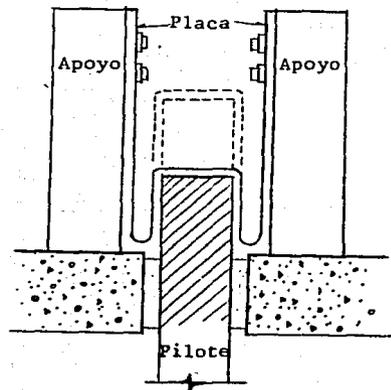
GATOS FREYSSINET



ESTRATO FIRME
PERSPECTIVA

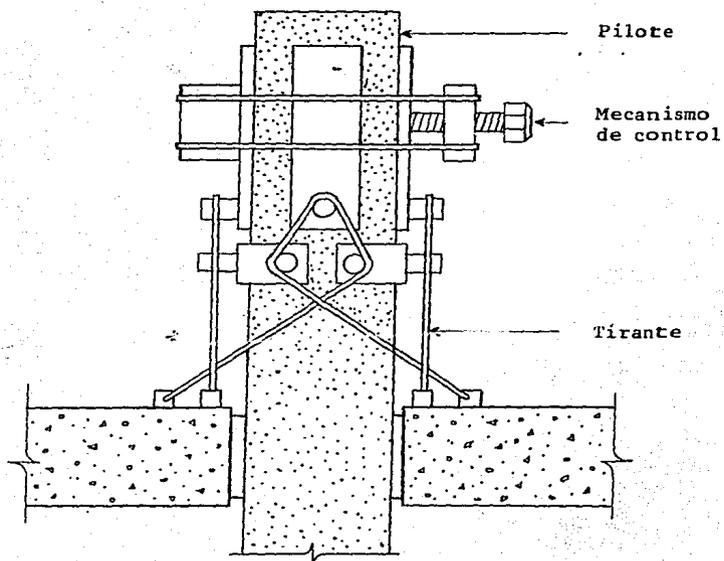
SECCION LONGITUDINAL

PILOTE TELESCOPICO

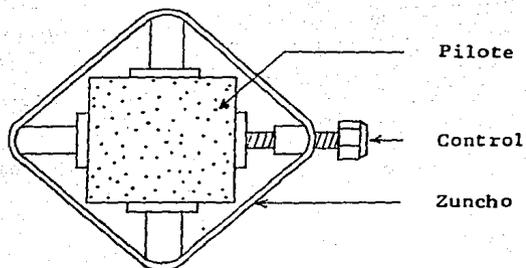


DISIPADOR DE ENERGIA DE LA
U.N.A.M.

FIG. III.10. PILOTES DE CONTROL.



ELEVACION



PLANTA

Fig. III.11. SISTEMA DE AUTOCONTROL.

del agua freática entre el sello de la cimentación, hacen in deseables a estos tipos de pilotes.

Con el objeto de suprimir las desventajas anteriormente mencionadas se ideó la cimentación de pilotes entrelazados.

Los componentes básicos de esta cimentación se muestran en fig. III.12. 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 subsuelo por fricción positiva y al mismo tiempo transfieren parte de su carga, a través del sue lo por fricción negativa, a los pilotes tipo "B" y éstos a la capa dura.

Los pilotes entrelazados ofrecen la ventaja de poder controlar el hundimiento máximo del edificio al incorporar tantos pilotes tipo "B", como menor esfuerzo se quiera trans mitir a las capas del subsuelo que queden bajo la punta de los pilotes tipo "A", además de no requerir mantenimiento.

III.6.- ELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION.

En rigor lo que más adelante se comenta es aplicable tanto a cimentaciones poco profundas como a otras desplanta- das a mayor profundidad, pues se trata de comentarios de or- den general que deben presidir cualquier proyecto de cimenta- ción.

En general, el ingeniero proyectista seleccionará la ci mentación más apropiada teniendo en cuenta tres factores

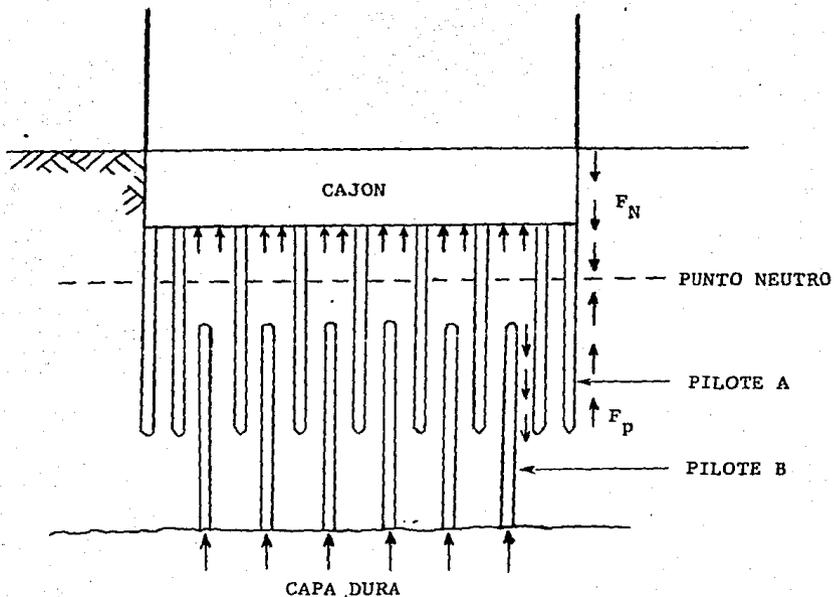


Fig. III.12. PILOTES ENTRELAZADOS.

principales.

a) Características de la superestructura; materiales que la constituyen, cargas que transmite al suelo y función de la misma.

b) Condiciones del suelo de apoyo; propiedades mecánicas y capacidad de carga.

c) Factores económicos; balance del costo de la cimenta

ción en comparación con la importancia y aún el costo de la superestructura.

Del análisis correcto y balance de éstos factores el ingeniero llegará a una solución que no necesariamente deberá ser la única posible, pues siempre tendrá una parte de apreciación personal.

IV.- PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.

IV.1.- 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.

IV.1.1.- 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 es función del tipo y propiedades del suelo o roca, 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:

TABLA IV.1. 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 del 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.

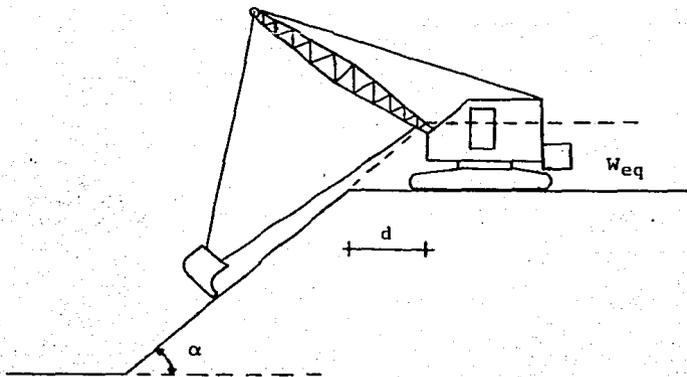


Fig. IV.1. CARGA EN LA CORONA DEL TALUD.

IV.1.2.- 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 deben hacer se verticales y usualmente requieren ademe o atagüfa. Gene-

ralmente éstos son de madera, acero, una combinación de éstos o de concreto armado.

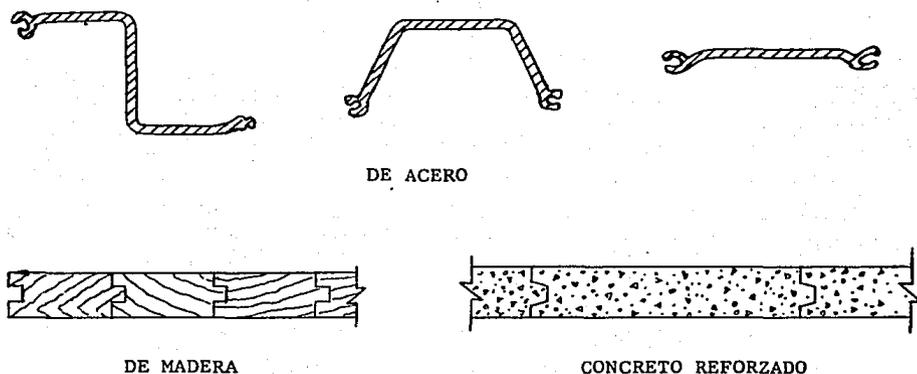


Fig. IV.2. DIFERENTES TIPOS DE ADEMES O ATAGUIAS.

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:

$$H_c = \frac{4\bar{c}}{\gamma}$$

\bar{c} = cohesión de la arcilla
 γ = densidad de la arcilla

Según Terzaghi* podemos tomar los siguientes valores aproximados para H_c :

* K. Terzaghi y Peck "Soil Mechanics in Engineering Practice".

Arcilla muy blanda	1.50 m
Arcilla blanda	1.50 a 3.00 m
Arcilla mediana	3.00 a 5.50 m
Arenas cohesivas	3.00 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 periodo 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. IV.3), sin embargo en suelos no cohesivos -como arenas y gravas secas- se debe utilizar la entibación cerrada o tablestacas.

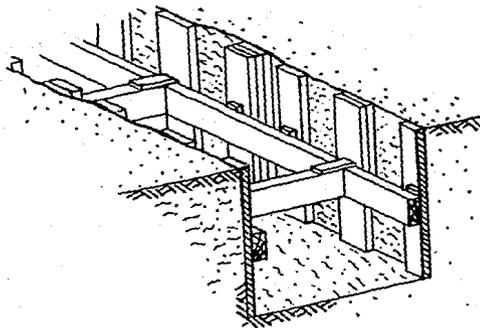


Fig. IV.3. ENTIBACION ABIERTA.

En excavaciones de menos de seis metros 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.

B.- EXCAVACIONES PROFUNDAS.- En excavaciones de más de seis metros de profundidad es común utilizar los siguientes métodos:

- a) Tablestacas verticales.
- b) Tableros horizontales.
- c) Muros construidos "in situ".

a) Tablestacas verticales.- El procedimiento constructivo que se sigue en el caso de tablestacas de madera, concreto y acero es en general el siguiente: En primer lugar se procede al hincado de la tablestaca 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. IV.4).

b) Tableros horizontales.- La mayoría de los suelos se pueden mantener sin soporte durante varias horas, entonces es posible hincar vigas de acero de sección "H" antes de excavar, con una separación de unos 3 m, y conforme ésta avanza se acuñan

entre las alas de las vigas unos tablonc horizontales y posteriormente se apuntalan.

Con este método se consiguen ventajas en la duración de las vibraciones que son considerablemente menores en la hinca de los perfiles de acero que en la de las tablestacas.

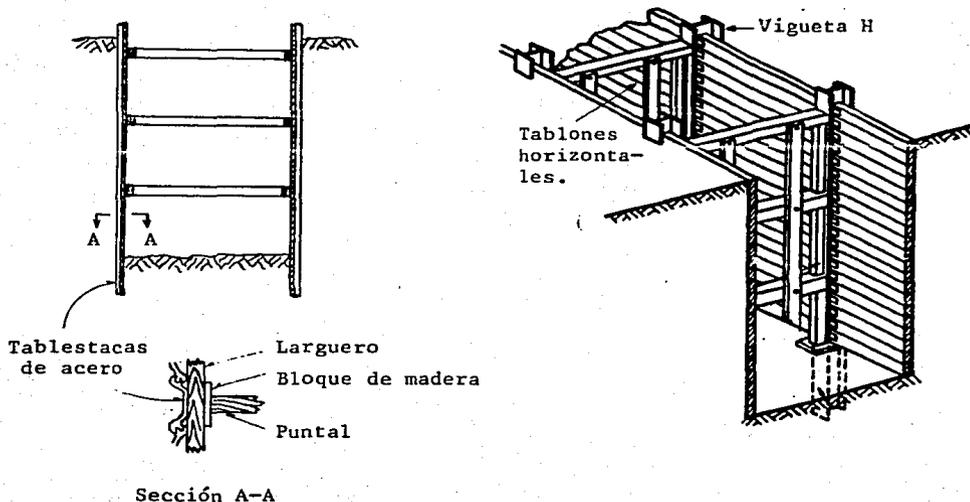


Fig. IV.4. SECCIONES DE ADEME EN EXCAVACIONES.

Conforme la excavación avanza, la rigidez de los puntales ya colocados, impide el desplazamiento del suelo. Por otra parte, bajo el efecto del empuje el 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 tie-

rras no son aplicables. El procedimiento empírico de diseño de Terzaghi y Peck se describe en "Soil Mechanics in Engineering Practice", propusieron para diseño una envolvente sencilla en forma trapecial. (Fig. IV.5).

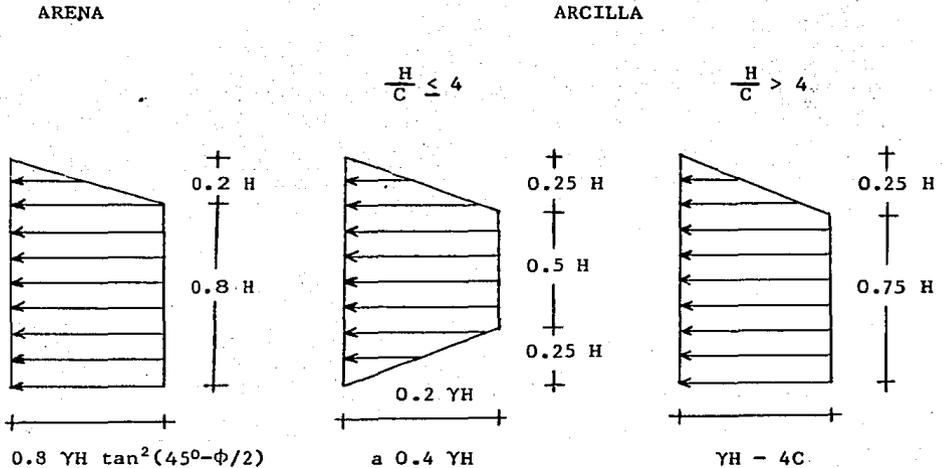


Fig. IV.5. DISTRIBUCION DE PRESIONES EN
EXCAVACIONES APUNTALADAS.

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, a medida que la excavación progresa se estabiliza la zanja con lodo bentónico. 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 y 2.50 m por debajo del desplante de la excavación. Ya fraguados los muros, se apuntalan conforme se va excavando la tierra comprendida entre ellos.

El muro así construido puede ser el mismo muro permanente colocándole un delgado revestimiento.

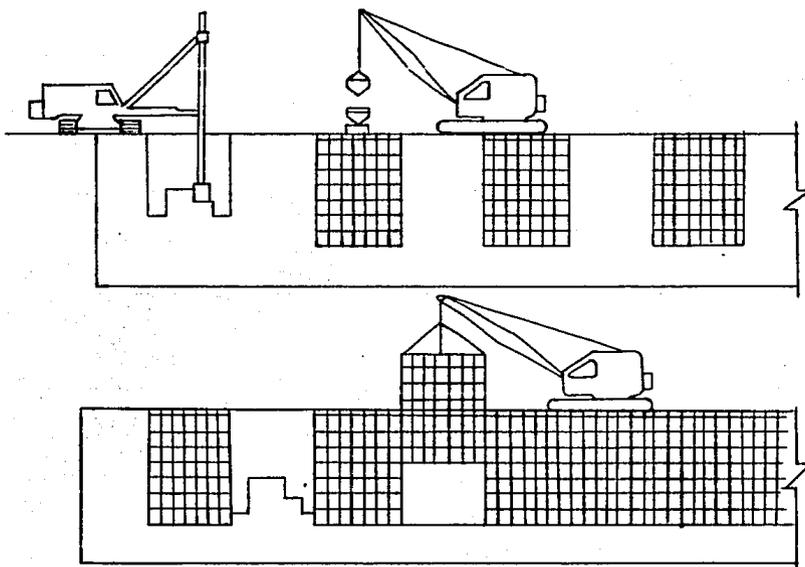


Fig. IV.6. CONSTRUCCION DE MURO MILAN.

Si el ancho de la excavación es demasiado grande para permitir el uso de puntales horizontales entre las paredes de la excavación, puede recurrirse al uso de puntales inclinados.

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 construida, 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.

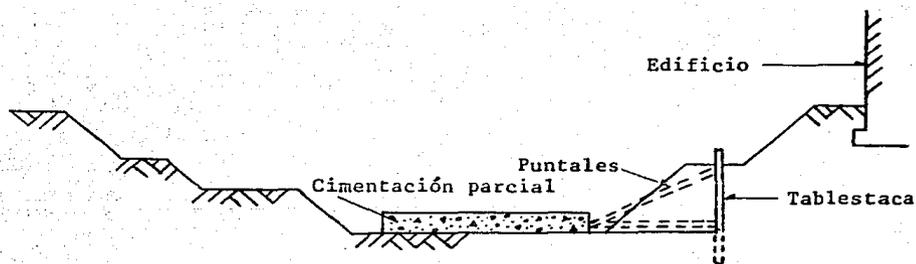


Fig. IV.7. APUNTALAMIENTO INCLINADO.

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 horizontales arriostros vertical y horizontalmente para evitar que estos se flexionen.

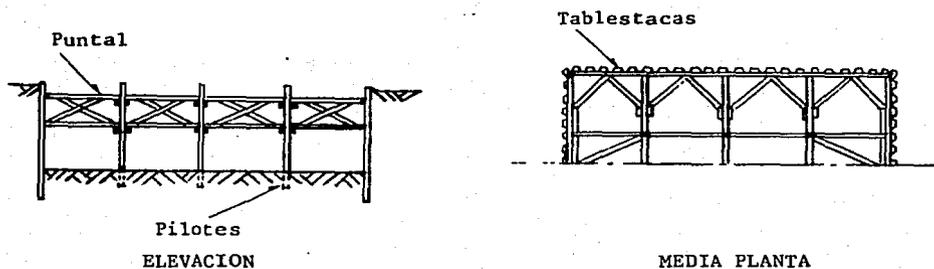


Fig. IV.8. EXCAVACION ANCHA Y PROFUNDA.

IV.2.- ESTABILIDAD DEL FONDO DE LA EXCAVACION.

Una excavación produce una descarga de los estratos de 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, $N_c = \gamma H/c$, propuesto por Peck, mide el estado de esfuerzos en que se encuentra el fondo de la excavación. Cuando N_c es mayor de 4 o 5 la falla de fondo está latente, produciéndose grandes deformaciones en la super

ficie. Cuando N_c es menor de 4, el fondo de la excavación se comporta elásticamente, no hay riesgo de una falla del fondo y las deformaciones en la superficie están dentro de límites aceptables.

Algunas medidas que han comprobado su valor práctico para disminuir expansiones, 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 zanj as 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 tiempo posible.

c) Abatimiento del NAF.- Cuando la excavación se realiza bajo el nivel freático, el abatimiento del mismo induce al subsuelo una sobrecarga, al cambiar el estado del mismo de su mergido a saturado. Esta sobrecarga contrarresta la descarga que sufre la excavación.

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

IV.3.- CONTROL DE FILTRACIONES.

La definición del concepto "nivel de aguas freáticas"

(N.A.F.), muchas veces se refiere a una superficie sin clara existencia física. Se considerará como nivel freático al lugar geométrico de los puntos en la zona de saturación en que la presión del agua, en el suelo, es igual a la presión atmosférica.

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 tablestacadas.

En las excavaciones en arcillas la velocidad de flujo es tan pequeña que no existe riesgo de erosión, la excavación por abajo 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 contiene agua a presión artésiana, 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".

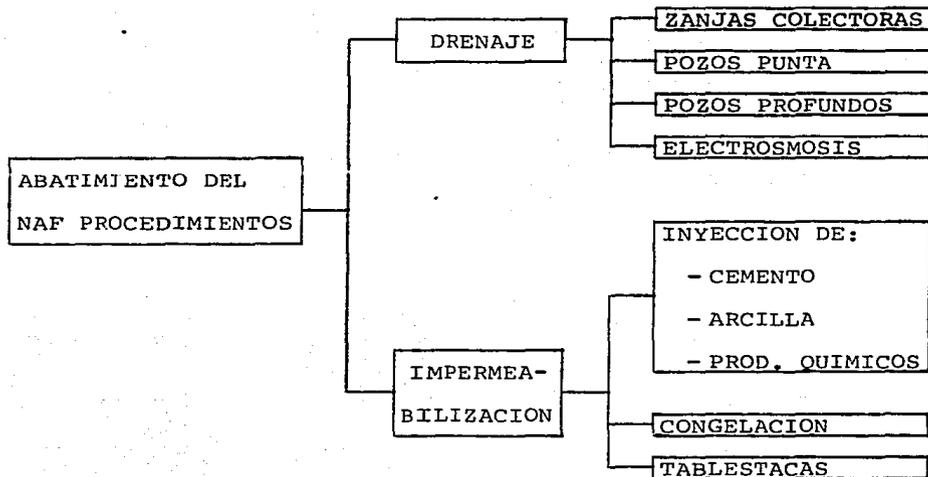


Fig. IV.9. METODOS DE ABATIMIENTO DEL NAF.

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 desde zanjas abiertas puede utilizarse en la mayoría de los suelos. El bombeo mediante pozos 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.- CARACTERISTICAS DEL SUELO.- La distribución granulométrica influye en forma determinante en la elección del método, como se muestra en la siguiente gráfica:

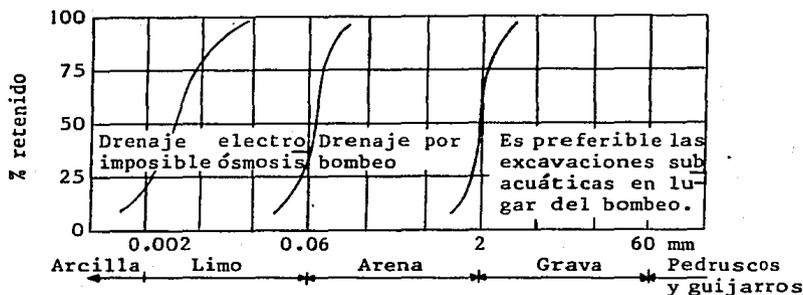


Fig. IV.10. SISTEMAS DE ABATIMIENTO APLICABLES A DIFERENTES SUELOS.

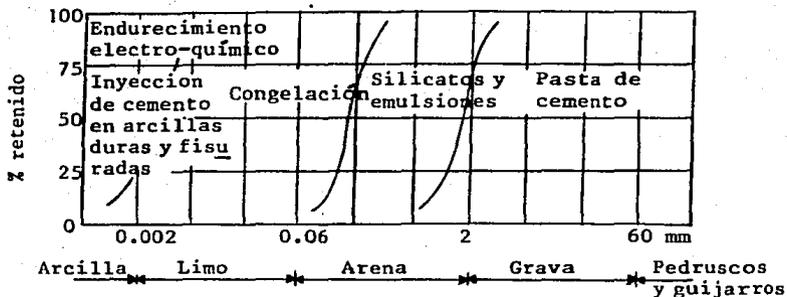


Fig. IV.11. PROCESOS DE IMPERMEABILIZACION.

IV.3.1.- METODOS DE DRENAJE.

A.- ZANJAS COLECTORAS.- Es el método más simple de abatimiento en excavaciones poco profundas, consiste en colocar en lugares apropiados zanjas en los que el agua llegue por sí sola y de las que sea eliminada por bombeo. (Fig. IV.12).

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 unas pendientes muy inclinadas se corre el riesgo de colapso de los lados. En excavaciones tablestacadas aumenta el riesgo de falla de fondo debido a la filtración ascendente.

En ocasiones es conveniente colocar filtros en las zanjas con objeto de prevenir arrastre de material.

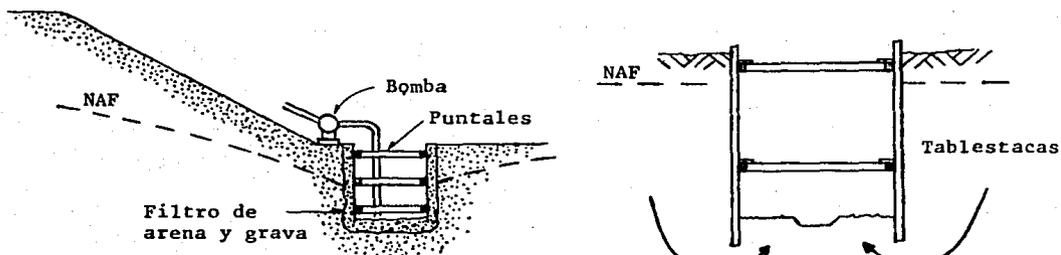


Fig. IV.12. ZANJAS COLECTORAS.

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.

B.- POZOS PUNTA.- Consisten en un tubo perforado de aproximadamente 1 m de longitud y 40 mm de diámetro cubierto por una malla cilíndrica con objeto de no permitir la entrada de partículas finas. En el extremo inferior del tubo, lleva insertada la cabeza, la cual permite hincar el pozo por medio de chifloneo de agua a presión. Una vez que el pozo ha sido colocado hasta el nivel requerido, se disminuye el suministro de agua a una velocidad relativamente baja, pero suficiente para mantener abierto el agujero alrededor del pozo. Por el espacio anular se alimenta arena gruesa para formar un filtro suplementario y a continuación se para la inyección de agua.

Para abatir el nivel freático los pozos se colocan en línea alrededor de la excavación espaciados de 1 m a 2 m entre sí y conectados a una tubería principal en la superficie del terreno, la cual es conectada a la bomba de succión.

El método es eficaz para arenas y gravas arenosas de moderada permeabilidad y una profundidad de 5 m abajo del NAF como límite práctico, para profundidades mayores se requieren de varias etapas de pozos punta que se van instalando conforme avanza la excavación.

Ha habido intentos de drenar limos y limos arenosos de baja permeabilidad ($K < 10^{-4}$ cm/seg) por el "proceso de vacío", rodeando de arcilla la parte superior de la tubería,

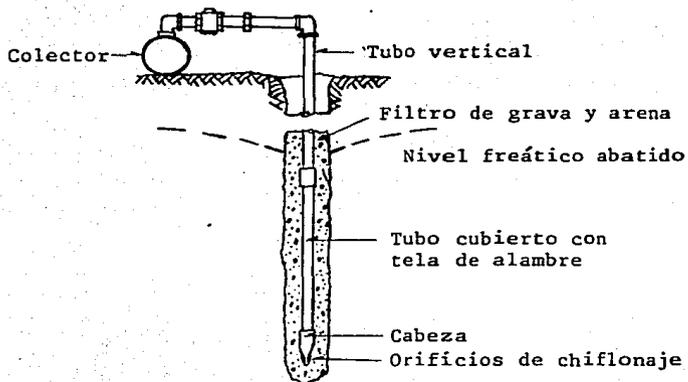


Fig. IV.13. DETALLE DE UN POZO PUNTA.

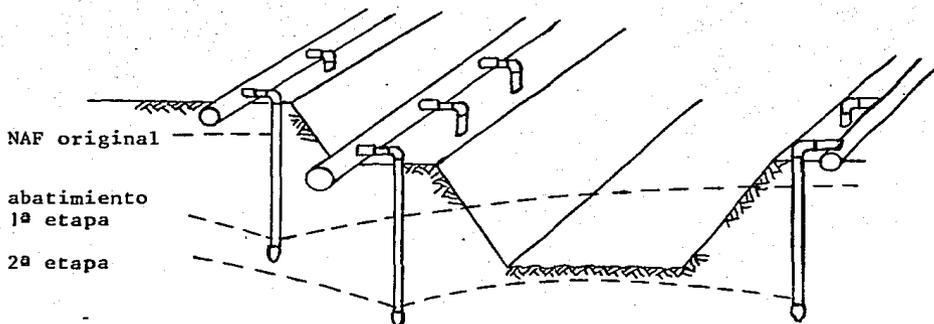


Fig. IV.14. SISTEMA DE POZOS PUNTA EN VARIOS NIVELES.

lo que permite aplicar un vacío en el interior del pozo, que aumenta el gradiente hidráulico del mismo.

El gasto extraído por cada pozo punta depende 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, equipados con bomba de turbina sumergible, puede ser más seguro y económico para abatir el nivel freático que el sistema de pozos 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 depende de la profundidad de la 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 una malla alrededor de éste de tal manera que cubra perfectamente las ranuras, dentro 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,

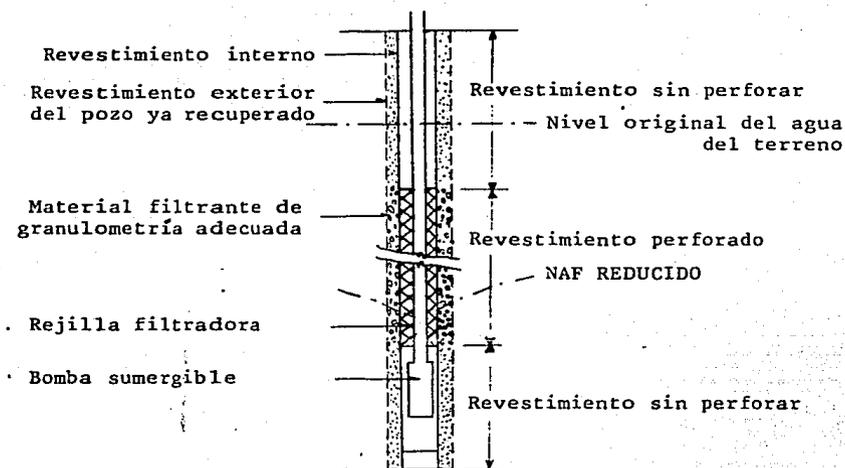


Fig. IV.15. BOMBEO CON POZO PROFUNDO.

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 agua abatida en cada pozo de bombeo se encuentre de 2 a 3 m abajo de la profundidad de abatimiento deseada de la excavación.

D.- ELECTROSMOSIS.- Este es uno de los mejores métodos para lograr el control del flujo hacia una 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 el 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 Cd. de México se han llevado a profundidades de 15 o 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, 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 de 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.

IV.3.2. METODOS DE IMPERMEABILIZACION.

Se han ideado diversos métodos, en la mayor parte de los cuales se inyectan lodos o soluciones en los vacíos del

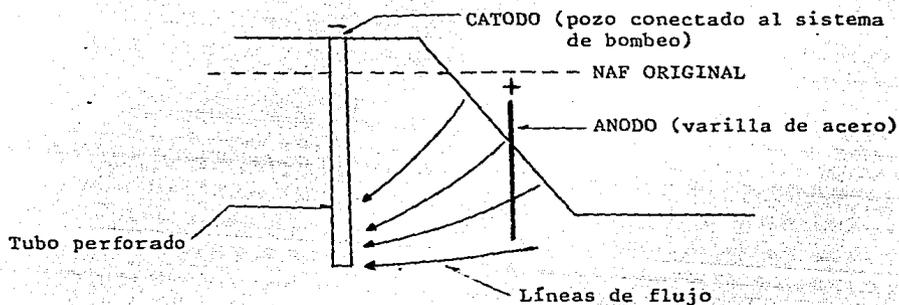


Fig. IV.16. SISTEMA DE ELECTROSMOSIS.

suelo. Estos materiales tienen dos objetivos: mejorar las propiedades mecánicas del suelo y reducir su permeabilidad.

A.- INYECCION DE LECHADA DE CEMENTO.- Es necesario que el suelo posea una granulometría elevada, arenas gruesas y gravas, (Fig. IV.11) 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 variará 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.

B.- INYECCION 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 lechadeo es su 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 debiendo emplearse en tal caso lechada de asfalto.

C.- INYECCION DE PRODUCTOS QUIMICOS.- 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" 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.

D.- PROCESO DE CONGELACION.- 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. Este sistema es costoso debido al tiempo necesario para congelar un bloque de suelo, pueden ser necesarias varias semanas o meses, así como al costo del equipo refrigerante. Además presenta el inconveniente de que en ciertos tipos de suelos la congelación provoca severos levantamientos.

E.- TABLESTACAS.- 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 tablestacas.

En todos los métodos de impermeabilización la profundidad de la pantalla empleada está en función de la existencia de un estrato impermeable en la 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 quede entre el fondo de la excavación y la capa impermeable, para evitar que ésta sea levantada por la subpresión, como se muestra enseguida:

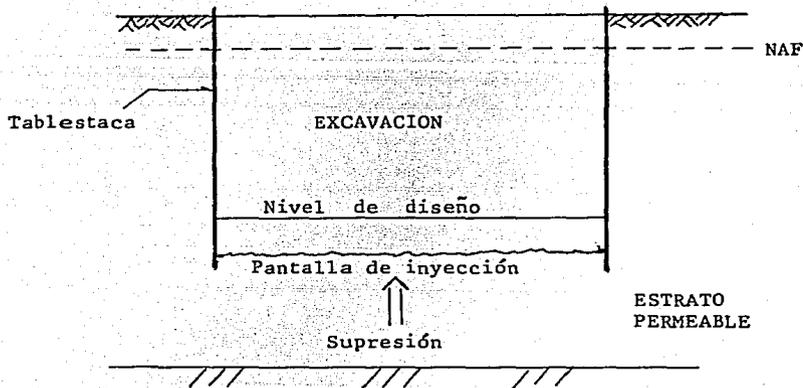


Fig. IV.17. PANTALLA DE INYECCION HORIZONTAL.

IV.4. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE PILAS.

Para describir como se construye una pila es conveniente conocer el equipo y herramientas utilizados, la forma de hacer la perforación, cómo colocar el acero del refuerzo y cómo vaciar el concreto.

IV.4.1.- EQUIPO.

A.- GRUAS.- Para la construcción de pilas se usan generalmente grúas móviles de pluma rígida, (fig. IV.18.a), bien sea para el montaje de equipos de perforación, de 45 a 80 ton. de capacidad nominal, o bien para ejecutar maniobras de izaje de la tubería de colado, colocación de armados, etc., con grúas de menor capacidad.

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 318	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 78	17.5	21.7
Link Belt	LS 98	27.0	27.7

TABLA IV.2. GRUAS DE USO FRECUENTE EN MEXICO.

B.- PERFORADORAS.- Para la construcción de pilas de cimentación se emplean generalmente dos tipos de perforadoras,

según que estén sobre una grúa o que se monten sobre un camión.

Estas perforadoras tienen su torre de diferente altura, su tabla giratoria a través de la cual pasa un barretón que puede ser sencillo, doble o triple y con esto obtenemos diferentes profundidades de perforación; al barretón se le coloca una broca, un bote perforador del diámetro requerido o también un bote de campana que puede ampliar la base hasta tres veces el diámetro del fuste.

Cuando se trata de colindancias de muros, lo más cerca que puede trabajar este equipo es de 80 cm del centro de la perforación.

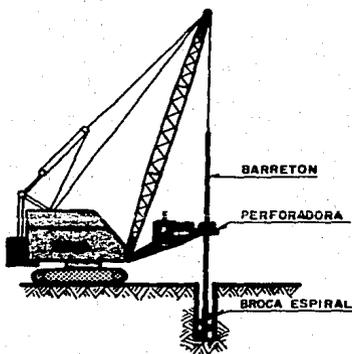
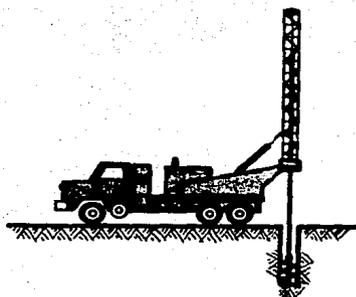
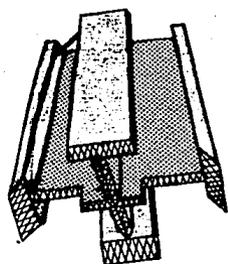


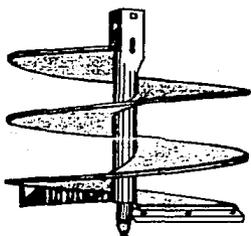
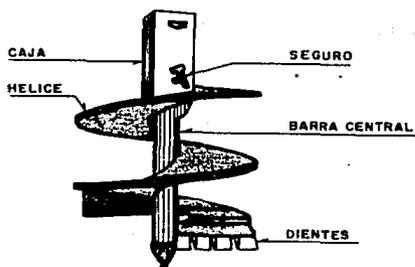
Fig. IV.18.a) Perforadora montada sobre grúa.



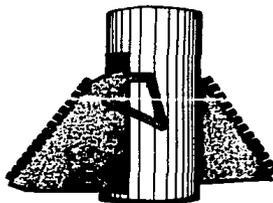
b) Perforadora montada sobre camión.



TREPANO



BROCA



BOTE AMPLIADOR

Fig. IV.19. HERRAMIENTAS PARA PILAS.

TABLA IV.3. PERFORADORAS DE USO FRECUENTE EN MEXICO.

Marca	Modelo	Tipo	Par kg-m	Diámetro perforado m		Profundidad m Máx
				Mín	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/grúa	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

C.- VIBROHINCADORES.- También llamados martillos vibratorios, son máquinas diseñadas para llevar a cabo el hincado o extracción de tubos o perfiles de acero en el subsuelo, merced a la acción dinámica de un generador de vibraciones, más el peso propio del equipo cuando realizan hincados o la capacidad de sustentación de la grúa cuando son extracciones.

En la construcción de pilas, los vibrohincadores se emplean para el hincado y extracción de tubos de ademe.

Existen en el mercado varios tipos de vibradores, cuya diferencia básica está en los siguientes conceptos:

TABLA IV.4. VIBROHINCADORES CONOCIDOS EN MEXICO.

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	5400	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

IV.4.2.- PERFORACION.

La perforación debe realizarse en el menor tiempo posible y colocar enseguida el concreto. Tiempos de construcción excesivos pueden dar lugar al relajamiento de esfuerzos en el sitio, lo que permitiría cierto desplazamiento del suelo.

Un aspecto de gran relevancia se refiere a la estabilidad de las paredes de la perforación 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 del 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.

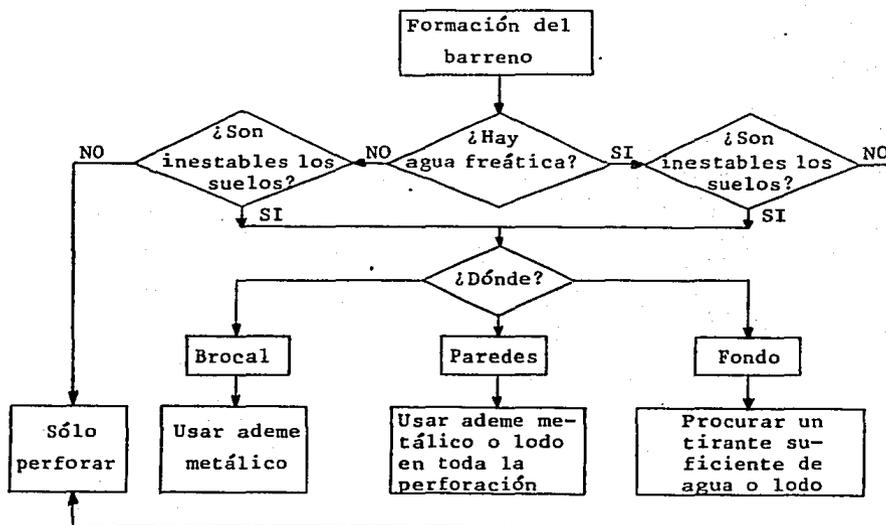


Fig. IV.20. ARBOL DE DECISIONES.

A.- SIN PROTECCION.- En suelos arcillosos y limos arcillosos, firmes, o bien limos arenosos compactos y tobas que generalmente son estables aún en presencia de pequeñas filtraciones de agua, 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 al barreno.

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.

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

C.- CON LODO.- El lodo bentonítico es una mezcla de agua dulce con arcilla bentonítica sódica. Durante el proceso de perforación se emplea para:

•Estabilizar las paredes, formando una película plástica

impermeable (cake) producida por la depositación de las partículas sólidas del lodo al filtrarse éste en las paredes de la excavación.

- Contrarrestar subpresiones debidas al agua freática.

- 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.

IV.4.3.- 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 sí se justifica el refuerzo a lo largo de toda la pila.

La introducción del armado en perforaciones además con bentonita resulta ser una maniobra muy difícil debido al barrido de las paredes que propicia depósitos de material del subsuelo, los cuales se desalojan al usar el tubo tremie.

Es importante poner separadores y dejar un recubrimiento adecuado para el refuerzo, con el fin de evitar que sea corroído.

COLADO BAJO AGUA O LODO.- El procedimiento de colado mediante tubería tremie siempre busca colocar el concreto a partir del fondo de la perforación dejando permanentemente embebido el extremo inferior de la misma, así al avanzar el colado tiene lugar un desplazamiento continuo del lodo o agua, debido a la gran diferencia de densidades (concreto 2.4 ton/m³ y lodo 1.04 ton/m³).

La primera bachada se hará colocando en la punta del tubo un tapón y apoyando el propio tubo en el piso de la excavación, cuidando que el concreto vaciado siempre descargue sobre concreto y nunca en contacto con agua, lo que se logra manteniendo el extremo inferior de la tubería embebida en el concreto ya colocado.

Este método de colado de tubería tremie también se utiliza para colado en seco.

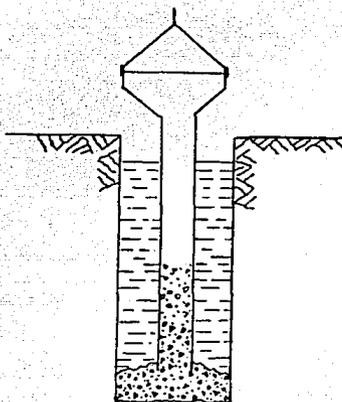


Fig. IV.21. TUBERIA TREMIE.

IV.5.- HINCA DE PILOTES.

IV.5.1.- EQUIPO DE HINCADO.

Los martillos piloteadores originales fueron masas de caída libre que se izaban originalmente a mano y posteriormente con medios mecánicos. Después se usaron los martinetes de vapor o de aire comprimido, estos equipos son muy eficientes pero muy voluminosos y de mantenimiento costoso. En la actualidad todavía se usa este tipo de equipo.

Recientemente se inició el uso de martinetes diesel, muy eficientes y de fácil operación consistentes en una grúa con resbaladera o guía, su martinete y gorros de protección

para proteger las cabezas de los pilotes durante el hincado.

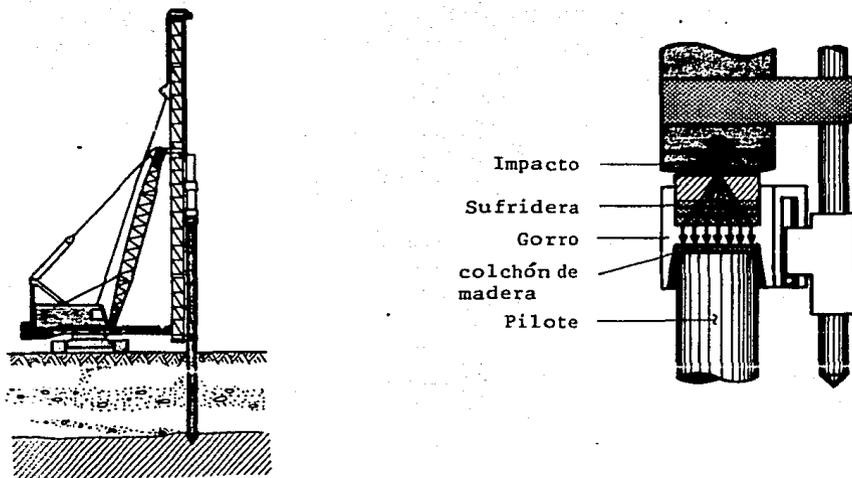


Fig. IV.22. MARTILLO PILOTEADOR.

En la tabla IV.5 aparecen algunas de las marcas y modelos de martillos diesel más usuales en México.

La hincada de pilotes mediante presión se realiza utilizando gatos hidráulicos que reaccionan contra la estructura existente, estos pilotes se fabrican de concreto en tramos de sección cilíndrica de 1 o 1.50 m de longitud que se van uniendo por medio de un collar de acero. La punta es cónica y tiene ahogado un cable de acero que se tensa cuando se alcanza la profundidad requerida. Son muy útiles en trabajos de recimentación en espacios verticales reducidos.

TABLA IV.5. MARTILLOS PILOTEADORES DIESEL USUALES EN MEXICO.

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	D22-13	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	6000
MITSUBISHI	MH35	3500	9100	8800	0.40	8400
MITSUBISHI	MH45	4500	11700	11300	0.44	11100

IV.5.2.- PRECAUCIONES DURANTE EL HINCADO DE PILOTES.

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 usualmente 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 las componentes horizontal y vertical.

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 del suelo desplazado por la hinca 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 hinca.

d) El hincado de pilotes debe hacerse en forma continua una vez empezado, sobre todo en suelos arcillosos de alta sensibilidad, 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 peso del pistón acordes con las dimensiones y peso del pilote, generalmente se busca que el peso del pistón móvil no sea menor que 0.3 a 0.5 veces el peso del pilote. (Tabla IV.5).

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 a 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.

IV.6.- 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 próximo 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 de este 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 efectivo 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 Latino-Americana. La excavación se rodeó de un tablestacado 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 mantenerse la altura de agua en los estratos más bajos. El proceso de recarga redujo al mínimo el asentamiento de las estructuras cercanas.

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. IV.23).

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

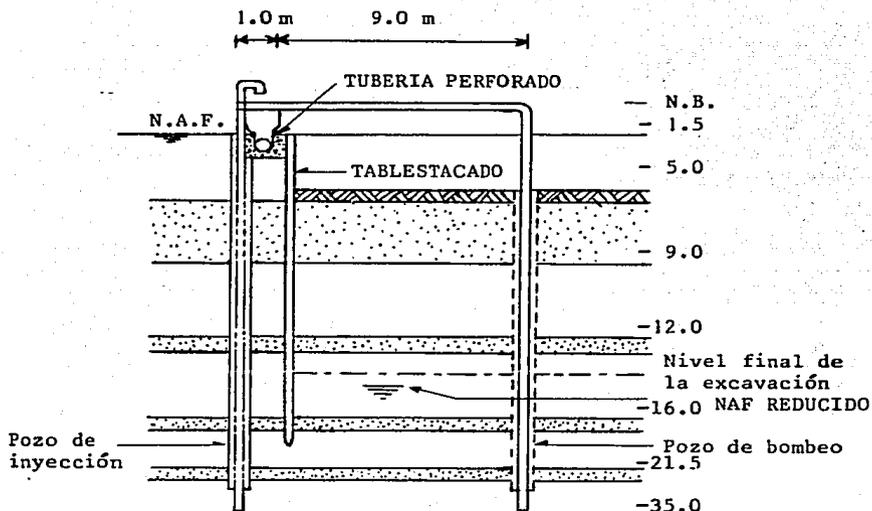


Fig. IV.23. SISTEMA DE BOMBEO Y RECARGA.

se han hincado previamente otros.

Las vibraciones tienen relativamente poco efecto en arcillas, en éstas la hincada de pilotes desplaza un volumen de suelo igual o algo menor 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.

V.- 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 del 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.

Para hacer algo hay que elegir el mejor camino, que no siempre es el más económico. Existe una 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 qué tipo de equipo es necesario utilizar para lograr instalar la 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 recurre generalmente a 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 piloteada.

Lo anterior está justificado desde el punto de vista económico, pues una excavación muy profunda requiere de una

serie de elementos de protección como tablestacas y troqueles que aseguren la estabilidad de los cortes así como de un bombeo continuo y un procedimiento de construcción muy cuidadoso. Todo esto tiene 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

1. PECK, R. B.; Hanson, W. E. y THORNBURN, T. H., "Ingeniería de cimentaciones", Editorial Limusa, México, 1983.
2. TOMLINSON, M. J., "Foundation Design and Construction", Sir Isaac Pitman & Sons Ltd., London, 1963.
3. JUAREZ BADILLO, E. y RICO RODRIGUEZ, A., "Mecánica de Suelos", Tomos 1 y 2, Editorial Limusa, 3ª edición, México, 1982.
4. SOWERS, G. B., SOWERS, F. G., "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones", Editorial Limusa, México, 1978.
5. VARIOS AUTORES, "El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Area Urbana del Valle de México", SMMS, 1978.
6. VARIOS AUTORES, "Reunión Conjunta Consultores - Constructores, Cimentaciones Profundas", SMMS, 1980.
7. Kézdi, A., "Filosofía de las cimentaciones profundas", Tercera Conferencia Nabor Carrillo, SMMS, 1976.
8. "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", SMMS, 1983.
9. TERZAGHI, K., Peck, R. B., "Soil Mechanics in Engineering Practice", Limusa Wiley, New York, 1967.