

Nº 52
REV.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

PROCESOS CONSTRUCTIVOS DE
CIMENTACIONES EN EDIFICACION

TESIS PROFESIONAL

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

VENANCIO ARMANDO GUERRERO LANDEROS



FALLA DE ORIGEN

México, D. F.

1992



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.

INDICE

	Página
CAPITULO I INTRODUCCION.....	1
CAPITULO II CLASIFICACION DE LOS TERRENOS Y CARACTERISTICAS....	2
1.-ORIGEN DE TIPOS DE SUELOS Y ROCAS.....	9
2.-CLASIFICACION DE LOS SUELOS.....	9
3.-PROPIEDADES FISICAS.....	17
4.-PROPIEDADES MECANICAS.....	27
CAPITULO III PROCEDIMIENTOS PARA EL ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO.....	37
1.-INTRODUCCION.....	37
2.-PROPIEDADES HIDRAULICAS DEL SUELO.....	38
3.-METODOS DE CONTROL DEL AGUA DEL TERRENO.....	42
4.-ASENTAMIENTOS DEBIDOS AL ABATIMIENTO DEL AGUA FREATICA.....	62
CAPITULO IV DIVERSOS TIPOS DE CIMENTACIONES.....	64
1.-INTRODUCCION.....	64
2.-CIMENTACIONES SUPERFICIALES.....	65
3.-CIMENTACIONES INTERMEDIAS.....	72
4.-CIMENTACIONES PROFUNDAS.....	76
CAPITULO V EXCAVACIONES, APUNTALAMIENTOS. Y. ADEMÉS.....	100
1.-INTRODUCCION.....	100
2.-EXCAVACIONES.....	102
3.-APUNTALAMIENTOS.....	108
4.-ADEMÉS.....	115
CAPITULO VI PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.....	120
1.-INTRODUCCION.....	120
2.-PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES.....	120
3.-PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE CIMENTACIONES INTERMEDIAS.....	130
4.-PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS.....	136
CAPITULO VII CONCLUSIONES.....	191
BIBLIOGRAFIA.....	194

CAPITULO I
INTRODUCCION

El tema de este trabajo tiene la finalidad de dar una visión muy general sobre los diversos tipos de cimentaciones más utilizados en la ingeniería práctica, enmarcando algunas características que presentan cada una de ellas, así como el procedimiento y criterio que se debe seguir para su selección y construcción en obras de edificación.

Todas las obras de ingeniería que se apoyen en la superficie terrestre; sean terracerías, presas, edificios, puentes, etc., consisten en dos partes: la superior o superestructura y la inferior o subestructura.

La superestructura, en el caso de edificios, es aquella parte de la estructura que está formada por losas, trabes, muros, columnas, etc. La subestructura es la parte de la estructura que sirve para transmitir las cargas de ésta al suelo de cimentación.

La cimentación es entonces el elemento de conexión que permite un apoyo adecuado de la superestructura al suelo o roca subyacente. El objetivo que debe cumplir una cimentación es transmitir la carga a un estrato del terreno, dando seguridad contra fallas del suelo, limitando el hundimiento medio, así como los hundimientos diferenciales, con el fin de no dañar las estructuras que sobre ella se apoyan.

Aunque la edificación es el conjunto de actividades y obras de infraestructura que el hombre realiza para convertir un territorio en habitable, tales como la construcción de edificios, las correspondientes a las instalaciones hidráulicas, las presas, carreteras, puentes, obras para ferrocarril, puertos, obras de saneamiento etc. En este trabajo se va a identificar solamente a los edificios, ya que conceptualmente la "Edificación" se refiere en la actualidad a todo lo que concierne a la construcción de edificios.

Este trabajo está estructurado de tal forma que en primera instancia se describe la importancia de conocer las propiedades, tipos y características de los terrenos, ya que en definitiva, es dicho suelo el que soportará la carga total de toda la estructura.

Posteriormente se describen los procedimientos para preparar el terreno antes de la construcción de la cimentación, estos procedimientos permiten atacar las diferentes condiciones difíciles que el subsuelo impone para la erección de las edificaciones, como el control del agua que contienen los suelos, la consolidación, la inestabilidad, etc.

También se mencionan los diferentes tipos y procedimientos constructivos de cimentaciones, ya que la gran variabilidad de las condiciones del subsuelo y la gran diversidad de estructuras que en él se construyen hacen necesaria la adopción de una amplia gama de tipos y sistemas de cimentación.

CAPITULO II
CLASIFICACION DE LOS TERRENOS
Y CARACTERISTICAS

1. ORIGEN DE TIPOS DE SUELOS Y ROCAS

1.1. INTRODUCCION

Los terminos roca y suelo, tal y como se usan en la ingenieria civil, implican una clara distinción entre dos clases de materiales de cimentación. se dice que roca es un agregado natural de granos minerales, con o sin componentes organicos, que pueden separarse por medios mecanicos comunes, tales como la agitación en el agua. sin embargo en la practica la diferencia no es tan simple. Aun las rocas mas rigidas y simples pueden debilitarse al meteorizarse, y algunos suelos muy endurecidos pueden presentar resistencias comparables a las de la roca meteorizada.

El suelo es una delgada capa sobre la corteza terrestre de material que proviene de la desintegración y/o alteración física y/o química de las rocas y de los residuos de las actividades de los seres vivos que sobre ella se asientan.

Geologicamente los suelos pueden dividirse en dos grupos principales: Los suelos transportados que ya no cubren el material rocoso que los dio origen, y que a su vez pueden clasificarse de acuerdo al modo en que fueron transportados y depositados, y los suelos residuales que son los que se han formado de la roca madre sobre la cual se encuentran ahora.

Los suelos deben, pues, su origen a una tal variedad de causas que excede todo poder de descripción detallada. El resultado de ese concurso de causas, es la inmensa diversidad de tipos de suelos resultantes. También debe considerarse que su formación ha ocurrido hoy; en consecuencia, el hombre es completamente ajeno a la génesis del suelo; solo le toca manejarlo tal como la naturaleza se lo presenta.

1.2. ORIGEN

La corteza terrestre es atacada principalmente por el aire y las aguas, siendo los medios de acción de estas sustancias, sumamente variados. Sin embargo, en último análisis, todos los mecanismos de ataque pueden incluirse en desintegración mecánica y descomposición química.

El término desintegración mecánica se refiere a la intemperización de las rocas por agentes físicos, tales como cambios periódicos de temperatura, acción de la congelación del agua en las juntas y grietas de las rocas, efectos de organismos, plantas, etc. por estos fenómenos las rocas llegan a formar arenas, o, cuando mucho, limos y solo en casos especiales arcillas.

Por descomposición química se entiende la acción de agentes que atacan las rocas modificando su constitución mineralógica o química. El principal agente es, desde luego, el agua y los mecanismos de ataque más importantes son la oxidación, la hidratación y la carbonatación. Los efectos químicos de la vegetación juegan un papel no despreciable.

Estos mecanismos generalmente producen arcilla como último producto de su descomposición. Todos los efectos anteriores suelen acentuarse con los cambios de temperatura, por lo cual es frecuente encontrar formaciones arcillosas de importancia en zonas húmedas y cálidas, mientras que son típicas de zonas más frías formaciones arenosas o limosas, más gruesas. En los desiertos

calidos, la falta de agua hace que los fenomenos de descomposicion no se desarrollen, por lo cual la arena predomina en esas zonas; alli los efectos de ciclos de tensiones y compresiones sobre las rocas, producidos por elevaciones y descensos periodicos y continuados de temperatura, son los mecanismos de ataque determinantes. No debe creerse que las reglas anteriores son inmutables; en paises frios o secos pueden existir formaciones arcillosas de importancia, cuando el aporte de corrientes de agua quede en condiciones favorables para constituir un deposito.

1.3. SUELOS RESIDUALES

Son los productos de la meteorizacion que permanecen en el lugar, como, por ejemplo, las capas meteorizadas en la superficie de rocas duras, se habla de suelos de descomposicion primaria.

Los suelos residuales provocados por alteraciones sobre las rocas en un grado avanzado de intemperismo dan origen a un suelo residual maduro sobre el que se observan comunmente cuatro horizontes o capas. La lluvia cae sobre la roca original lavando y disolviendo materiales que forman el horizonte A; el material asi lavado penetra por los huecos sobre la roca formando el horizonte B. El horizonte C se forma por la roca alterada y finalmente el horizonte D en la roca madre original.

1.4. SUELOS TRANSPORTADOS

Son los suelos que se han producido por el transporte de agentes de arrastre como el aire, hielo o agua, depositandose y cimentandose posteriormente, se denominan suelos de deposicion secundaria. Los suelos transportados tienen propiedades que tienen que ser diferentes a las de un suelo residual. En el primero el ataque mecanico y la desintegracion quimica tiende a producir un estado final que en estructura y disposicion recuerda, aunque sea lejanamente, a la roca madre. Los suelos transportados y depositados en el aire o agua generan estructuras que estan regidas unicamente

por los mecanismos propios de la deposición y en nada por la disposición, características y condiciones iniciales de la roca original.

a) Suelos de Transporte Eólico. Son los que han sido transportados por el viento. Estos suelos se caracterizan por un tamaño de grano uniforme y un gran volumen de huecos. Pertenecen a este grupo los Loess, Las Dunas o Medanos, Las Areniscas Eólicas.

b) Suelos de Transporte Aluvial. El agua es el más importante de los agentes transportadores, el movimiento de partículas por esta influye en forma determinante en el tamaño y distribución de los acarreos, pudiéndose formar depósitos gruesos o de forma diferente dependiendo de la velocidad del agua; así, depósitos gruesos son formados cuando el agua tiene cierta velocidad depositándose principalmente bancos de grava, cantos rodados o arenas en los lechos de los ríos. Los aluviones o depósitos finos se forman generalmente cuando el agua pierde velocidad.

c) Suelos de Origen Lacustre. Pueden por acarreo, crearse también este tipo de suelos, cuando por ejemplo un río pierde velocidad (en un lago) formándose depósitos de partículas finísimas. Las cimentaciones en este tipo de suelos son muy difíciles, pues por la misma finura de sus partículas finísimas poseen una estructura muy abierta. Una manera sencilla de solucionar este problema consiste en utilizar "pilotes de fricción", "pilotes de control" (pilotes que atraviesan la losa de cimentación y descansan sobre cubos compresibles de madera), "pilotes de punta" apoyados sobre roca sólida o estratos resistentes, cimentaciones por compensación o sustitución, etc.

d) Suelos de Origen de Pie de Monte. Son formados por acción directa de la gravedad y se constituyen de gran diversidad de materiales como fragmentos de roca, materiales finos (limos y arcillas), gravas, arenas y en ocasiones, de materia orgánica, de tal manera que una característica de estos depósitos es su heterogeneidad. Otra característica de este tipo de suelos es su

baja compacidad, encontrándose generalmente en estado suelto. Es usual resolver la cimentación de estructuras sobre este tipo de depósitos, desplantando pilas por abajo de ellos.

e) Suelos de origen Glacial. Grandes glaciares cubrieron gran parte de la superficie de la tierra. En otras regiones gran parte de las montañas fueron sepultadas o parcialmente cubiertas por glaciares alpinos, aun en los trópicos. El hielo excavó, transportó y redepositó rocas sueltas y suelos. Todos los materiales depositados por los glaciares reciben el nombre de arrastres.

Los depositados fuera del hielo se llaman detritus. En el agua del hielo fundido que también lleva sedimentos da lugar a derrames. La concentración del agua del hielo fundido en corrientes torrenciales de caudales variables que dependían de las temperaturas, originaron los depósitos glaciofluviales. En algunos casos, el agua de deshielo se embalsó entre terrenos altos y el mismo glaciar. De esta manera, se formaron lagos en los que se depositaron sedimentos conocidos como depósitos glacio-lacustres.

1.5. ROCAS

La Mecánica de Suelos comprende bajo esta denominación las rocas duras y compactas. En general constituye un terreno de cimentación excelente siempre que la solera de excavación esté libre de material alterado y las posibles diaclasas se rellenen bien con concreto.

Segun su origen las rocas se pueden clasificar en eruptivas, sedimentarias y metamórficas.

a) Rocas Eruptivas o Igneas. Proceden del magma fundido encerrado bajo la corteza terrestre. Segun la composición del magma y la velocidad de enfriamiento se producen ciertas condiciones de cristalización y, por tanto, diversos tipos de rocas.

-Rocas intrusivas. Se han enfriado lentamente a grandes profundidades y bajo elevadas presiones; Granito, Sienita, Diorita.

-Rocas Filonianas y Efusivas. El enfriamiento se ha producido

baja compacidad, encontrándose generalmente en estado suelto. Es usual resolver la cimentación de estructuras sobre este tipo de depositos, desplantando pilas por abajo de ellos.

e) Suelos de origen Glacial. Grandes glaciares cubrieron gran parte de la superficie de la tierra. En otras regiones gran parte de las montañas fueron sepultadas o parcialmente cubiertas por glaciares alpinos, aun en los trópicos. El hielo excavó, transportó y redepositó rocas sueltas y suelos. Todos los materiales depositados por los glaciares reciben el nombre de arrastres.

Los depositados fuera del hielo se llaman detritus. En el agua del hielo fundido que también lleva sedimentos da lugar a derrames. La concentración del agua del hielo fundido en corrientes torrenciales de caudales variables que dependían de las temperaturas, originaron los depósitos glaciofluviales. En algunos casos, el agua de deshielo se embalsó entre terrenos altos y el mismo glaciar. De esta manera, se formaron lagos en los que se depositaron sedimentos conocidos como depósitos glacio-lacustres.

1.5. ROCAS

La Mecánica de Suelos comprende bajo esta denominación las rocas duras y compactas. En general constituye un terreno de cimentación excelente siempre que la solera de excavación esté libre de material alterado y las posibles diaclasas se rellenen bien con concreto.

Segun su origen las rocas se pueden clasificar en eruptivas, sedimentarias y metamórficas.

a) Rocas Eruptivas o Igneas. Proceden del magma fundido encerrado bajo la corteza terrestre. Segun la composición del magma y la velocidad de enfriamiento se producen ciertas condiciones de cristalización y, por tanto, diversos tipos de rocas.

-Rocas intrusivas. Se han enfriado lentamente a grandes profundidades y bajo elevadas presiones; Granito, Sienita, Diorita.

-Rocas Filonianas y Efusivas. El enfriamiento se ha producido

rápidamente, como en una erupción volcánica, o en dos fases, tales como; Pórfido, Diabasa, Basalto.

Las rocas eruptivas constituyen el mejor terreno de cimentación. Poseen la máxima capacidad portante y prácticamente no asientan bajo carga.

b) Rocas Sedimentarias. Proceden de sedimentos que se han consolidado en el curso del tiempo. El proceso de consolidación se denomina diagénesis (transformación de sedimentos sueltos en rocas compactas). El peso de los sedimentos superpuestos, variable con el tiempo, las hace adquirir formas estratificadas. Según su origen estas rocas pueden clasificarse en detríticas de precipitación química y de origen orgánico.

-Detríticas. se han formado a partir de los productos de desintegración de rocas más antiguas. El elemento cementante es, por lo general, de tipo silíceo, calizo o arcilloso, algunos ejemplos de estas rocas son; Arenisca, Grauwaca, Esquistos, Pizarras arcillosas etc.

-Rocas de Cimentación Química. Su formación se debe a un proceso químico, ejemplo de ellas son; Calizas, Dolomías, yeso, sal gema etc.

-Rocas de origen Orgánico. son Carbon de hulla, Esquistos bituminosos etc.

c) Rocas Metamórficas. Son aquellas rocas que por movimientos tectónicos o de subsidencia han pasado a grandes profundidades, quedando allí sometidas a elevadas presiones y temperaturas, o han sido puestas simultáneamente en contacto con magmas fundidos o fluidos hidrotermales. ejemplos de estas rocas son ; Gneis, Mármol, Roca metamórfica, Cuarcita.

2. CLASIFICACION DE LOS SUELOS

2.1. INTRODUCCION

El terreno a considerar desde el punto de vista constructivo comprende solamente la capa más exterior de la corteza terrestre. Esta se compone de materiales de todo tipo que se encuentran en su estado original o transformados mediante un proceso de meteorización o de transporte y sedimentación.

La utilidad de la identificación de los suelos es muy importante en la ingeniería, ya que de esa manera se puede conocer, cualitativamente, las propiedades mecánicas e hidráulicas de los mismos según el grupo en que se sitúen.

El suelo no es un material homogéneo; se compone de partículas sólidas y huecos (poros). Las partículas sólidas son granos minerales. De su forma, tamaño y características superficiales depende el tipo de estructura, la plasticidad, la capilaridad, la permeabilidad y el rozamiento interno.

Las gravas y arenas se han formado por disgregación mecánica de las rocas. Tienen una forma redondeada y su tamaño es apreciable. Las partículas de Arcilla proceden de la meteorización de los feldspatos y suelen presentar formas de hojas o laminillas. su tamaño es menor de 0.002 mm; es imposible distinguirlos a simple vista. Mientras que las gravas y arenas se mantienen inalterables en el agua, las partículas finas de arcilla (coloides) se hinchan por absorción de agua y retraen por desecación. Además, en las partículas pequeñas ($< 0.005 \text{ mm}$) se producen fuerzas superficiales al ponerse en contacto con el agua. Estas fuerzas aumentan al disminuir el tamaño de las partículas y provocan la adherencia mutua de las mismas (cohesión). Esta característica es tan importante para la clasificación de los suelos que éstos se dividen en suelos cohesivos y no cohesivos o granulares.

2.2. SUELOS GRANULARES

Las gravas y los granos de arena constituyen una estructura suelta de elementos individuales. Estos elementos se apoyan unos contra otros y en la superficie de contacto actúan únicamente fuerzas de rozamiento.

Constituyen un buen terreno de cimentación si su compacidad es media o alta y el espesor del estrato es suficiente; sin embargo, no resisten tracciones y su resistencia al corte solo es apreciable a partir de una cierta profundidad ya que el propio peso hace aumentar el rozamiento entre los granos. Los asientos son pequeños bajo condiciones de carga estática. Por el contrario, en el caso de cargas dinámicas (cimentaciones de máquinas) y especialmente con compacidades bajas pueden producirse grandes asentamientos. En este caso resulta conveniente aplicar una cierta compactación mecánica. Los asentamientos se producen rápidamente después de aplicar la carga ya que el agua intersticial escapa fácilmente bajo la presión transmitida.

Por debajo del nivel freático la arena fina y el limo pueden convertirse en "movedizos" cuando por el empuje ascensional del agua, por ejemplo, al agotar mediante bombeo el agua de una excavación o cuando por las presiones ejercidas por la corriente de agua sobre las partículas disminuyen las acciones mutuas entre estas, se aflojan y ponen en movimiento. En excavaciones bajo la capa freática, existe un gran peligro cuando hay que mantener en seco el fondo de la excavación por debajo del nivel freático del agua en el resto del terreno.

2.3. SUELOS COHESIVOS

Según la humedad y la composición química poseen diferentes características. En la superficie de contacto de las partículas actúan, además de las fuerzas de rozamiento, fuerzas de cohesión (adherencia). La cohesión se debe a la mutua atracción de la envoltura del agua higroscópica (absorción del agua por las partículas finas del suelo) que rodea las partículas y que se mantiene a presión negativa. Debido a la cohesión, las partículas de

los suelos cohesivos no se depositan en el fondo cuando se forma una suspensión en aguas sino que se origina una estructura en panal.

La consistencia de los suelos cohesivos (pastosa, blanda, firme semidura o dura) y con ella su capacidad portante, depende de la humedad del suelo. Por esta razón es imprescindible evitar que los suelos cohesivos puedan absorber agua. Medidas para conseguirlo pueden ser: recojida de las aguas de escorrentía en cunetas y canales de evacuación, drenaje de fondo de la excavación, cerramientos de la obra con tablaestacados, etc. Por otro lado debe evitarse la desecación de los suelos húmedos, ya que pueden producirse asentamientos en los edificios por retracción del terreno. Por otro lado, la formación de fisuras de retracción puede dar lugar a la posterior entrada de agua.

Debido al elevado volumen de poros (estructura en panal), el asiento de los suelos muy cohesivos bajo carga suele ser en general muy importante. Los asentamientos tienen lugar durante un largo periodo de tiempo, en muchos casos a lo largo de siglos, ya que el agua intersticial escapa muy lentamente de los pequeños poros. Durante la consolidación el agua intersticial de los suelos cohesivos saturados está bajo presión. En un caso límite toda la carga de una estructura puede ser soportada por el agua intersticial. En este caso no actúan en el suelo las fuerzas de rozamiento o son muy pequeñas y puede ocurrir una rotura o hundimiento por aplicación rápida de carga.

Las propiedades de los suelos cohesivos vienen determinadas en gran parte por la proporción de partículas arcillosas. De acuerdo con esto se dividen en suelos muy cohesivos y suelos poco cohesivos.

Los suelos muy cohesivos tienen un elevado porcentaje de arcilla. La absorción de agua se realiza difícilmente, expulsándola también muy lentamente. Cualquier variación de consistencia requiere una gran absorción de agua. Los suelos muy cohesivos

constituyen estratos practicamente impermeables.

Los suelos poco cohesivos tienen una pequeña proporción de limo o arcilla. Su consistencia variación pequeñas modificaciones de la humedad, siendo, por tanto, muy susceptibles al agua, se reblandecen fácilmente y presentan gran peligro de deslizamiento.

Los suelos cohesivos de consistencia firme constituyen en general un terreno de cimentación aceptable.

2.4. SUELOS ORGANICOS

La turba y el cieno carecen de resistencia para soportar cimentaciones. Las cargas deben transmitirse a capas resistentes mas profundas. Si el espesor de los estratos organicos blandos es muy grande no suele ser posible construir en condiciones economicas aceptables. La tierra vegetal contiene una elevada proporción de componentes organicos. Estos suelos han sufrido transformaciones que han dado lugar a la formación de poros.

La tierra vegetal no sirve para cimentarse y debe eliminarse.

2.5. RELLENOS

Segun su antigüedad y compacidad constituyen terrenos de cimentación medianos a malos. Incluso cuando han sido compactados mecanicamente o por cualquier otro método debe tenerse una gran precaución. Debe comprobarse especialmente si la compactación es uniforme y si ha llegado hasta profundidad necesaria.

2.6. PRINCIPALES TIPOS DE SUELOS

A continuación se describen los suelos más comunes con los nombres generalmente utilizados por el ingeniero civil para su identificación.

a) GRAVAS. Son acumulaciones sueltas de fragmentos de roca y que tienen mas de dos milímetros de diámetro. Dado el origen, cuando son acarreadas por las aguas las gravas sufren desgastes en sus

aristas y son, por lo tanto, redondeadas. Como material suelto suele encontrarse en los lechos, en las márgenes y en los conos de deyección de los ríos, también en muchas depresiones de terrenos rellenadas por el acarreo de los ríos y en muchos otros lugares a los cuales las gravas han sido transportadas. Las gravas ocupan grandes extensiones, pero casi siempre se encuentran con mayor o menor proporción de cantos rodados, arenas, limos y arcillas. Sus partículas varían desde 7.62 cm hasta 2.0 mm.

b) ARENAS. Son granos finos procedentes de la denudación de las rocas o de su trituración artificial, y cuyas partículas varían entre 2mm y 0.05 mm de diámetro.

El origen y la existencia de las arenas es análoga a la de las gravas: las dos suelen encontrarse juntas en el mismo depósito. La arena de río contiene muy a menudo proporciones relativamente grandes de grava y arcilla. Las arenas estando limpias no se contraen al secarse, no son plásticas, son mucho menos compresibles que la arcilla y si se aplica una carga en su superficie, se comprimen casi de manera instantánea.

c) LIMOS. Los limos son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad, pudiendo ser limo inorgánico como el producido en canteras, o limo orgánico como el que suele encontrarse en los ríos, siendo en este último caso de características plásticas. El diámetro de las partículas de los limos está comprendido entre 0.05 mm y 0.005 mm. Los limos sueltos y saturados son completamente inadecuados para soportar cargas por medio de zapatas. La permeabilidad de los limos orgánicos es muy baja y su compresibilidad muy alta. Los limos, de no encontrarse en estado denso, a menudo son considerados como suelos pobres para cimentar.

d) ARCILLAS. Son partículas sólidas con diámetro menor de 0.005 mm y cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con agua. Químicamente es un silicato de alúmina hidratado, aunque en no pocas ocasiones contiene también silicatos de hierro o de magnesio hidratados. La estructura de estos minerales es,

es, generalmente, cristalina complicada, y sus átomos están dispuestos en forma laminar.

En general las arcillas, son plásticas, se contraen al secarse, presentan marcada cohesión según su humedad, son compresibles y al aplicárseles una carga en su superficie se comprimen lentamente. Otra característica interesante, desde el punto de vista de la construcción, es que la resistencia perdida por el remoldeo se recupera parcialmente con el tiempo. Este fenómeno se conoce con el nombre de tixotropía y es de naturaleza físico-química. Se puede decir que un 15 % de arcilla en un suelo le dará a éste las propiedades de la arcilla.

2.7. SUELOS ESPECIALES

Además de los clásicos suelos indicados con anterioridad, se encuentran en la naturaleza ciertos suelos especiales que a continuación se indican.

a) CALICHE. El término Caliche se aplica a ciertos estratos de suelo cuyos granos se encuentran cementados por carbonatos calcáreos. Parece ser que para la formación de los caliches es necesario un clima semiarido. La marga es una arcilla con carbonato de calcio, más homogénea que el caliche y generalmente muy compacta y de color verdoso.

b) LOESS. Son sedimentos eólicos uniformes y cohesivos. Esa cohesión que poseen es debida a un cementante del tipo calcáreo y cuyo color es generalmente castaño claro. El diámetro de las partículas de los loess está comprendido entre 0.01 mm y 0.05 mm. Los Loess se distinguen porque presentan agujeros verticales que han sido dejados por raíces extinguidas. Los loess modificados son aquellos loess que han perdido su características debido a procesos geológicos secundarios, tales como inmersión temporaria, erosión y formación de nuevo depósito. Debido al contenido calcáreo los cortes hechos en los Loess se mantienen generalmente casi verticales. Los loess son colapsables, aunque disminuye dicha

tendencia al incrementársele su peso volumétrico.

c)DIATOMITA.Las Diatomitas o tierras diatomáceas son depositos de polvo silícico,generalmente de color blanco,compuesto total o parcialmente por residuos de diatomeas.

Las diatomeas son algas unicelulares microscópicas de origen marino o de agua dulce,presentando las paredes de sus células características silícicas.

d)GUMBO.Es un suelo arcilloso fino,generalmente libre de arena y que parece cera a la vista;es pegajoso,muy plástico y esponjoso.Es un material difícil de trabajar.

e)TEPETATE.Es un material pulverulento,de color café claro o café oscuro,compuesto de arcilla,limo y arena en proporciones variables,con un cementante que puede ser la misma arcilla o el carbonato de calcio.Según sea el comportamiento predominante el tepetate se suele llamar arcilloso,limoso,arenoso,arcilloso-limoso si es que predomina la arcilla,areno-limoso si predomina la arena, limo-arenoso si predomina el limo,y así sucesivamente.

La mayoría de las veces el tepetate debe su origen a la descomposición y alteración,por intemperismo,de cenizas basálticas que no alcanzaron a intemperizarse cuando fueron cubiertas por una capa que sí se alteró.También suelen encontrarse lentes de piedra pómez dentro del tepetate.

2.8. SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS

Este sistema fue presentado por Arthur Casagrande como una modificación y adaptación más general a su sistema de clasificación propuesto en 1942 para aeropuertos.

En la tabla de SUCS,los suelos de partículas gruesas y los suelos de partículas finas se distinguen mediante el cribado de material por la malla No. 200.Los suelos gruesos corresponden a los retenidos en dicha malla y los finos a los que pasan,y así un suelo se considera grueso si más del 50% de las partículas del mismo son retenidas en la malla No.200,y fino si más del 50% de

sus partículas son menores que dicha malla.

De acuerdo con el sistema Unificado, los suelos de grano grueso se dividen en:

1. Grava y suelos gravosos.....(G)
2. Arena y suelos arenosos.....(S)

Las gravas y las arenas se dividen separadamente en cuatro grupos:

- a) Bien graduadas, material relativamente limpio.....(WD)
- b) Material bien graduado, excelente cementante arcilloso.(C)
- c) Mal graduadas, material relativamente limpio.....(P)
- d) Materiales gruesos con finos, no comprendidos en los grupos anteriores.....(HD)

Los suelos finos se dividen en tres grupos:

1. Suelos limosos inorgánicos y suelos arenosos muy finos.....(MD)
2. Arcillas inorgánicas.....(C)
3. Limos y arcillas orgánicos.....(O)

Cada uno de estos tres grupos de suelos finos se subdivide de acuerdo al límite líquido en:

- a) Suelos finos con límite líquido de 50 o menos; es decir, de baja a mediana compresibilidad.....(L)
- b) Suelos finos con límite líquido mayor que 50; es decir, de elevada compresibilidad.....(H)

Suelos con elevada proporción de materia orgánica, usualmente fibroso, como la turba y los fangos de muy alta compresibilidad, no se subdividen y se colocan en un grupo; su símbolo es pt, basándose en la clasificación a simple vista.

3. PROPIEDADES FISICAS

3.1. ESTRUCTURA DE LOS SUELOS GRUESOS

Se conoce como estructura de un suelo a la ubicación, arreglo y orientación, entre otros factores, de sus partículas. La estructura de los suelos gruesos es simple, llamándose así a aquella estructura en la que las partículas, se deben exclusivamente a la gravedad, o sea que se deben al peso propio.

Existen una serie de factores que influyen en el comportamiento de un suelo grueso entre los que destacan los siguientes:

- a) Condiciones de drenaje (Saturación, nivel freático, etc.). en general, el efecto del agua sobre suelos gruesos es desfavorable, ya que disminuyen su resistencia al corte y aumenta su compresibilidad.
- b) Compacidad del suelo. Quizás éste sea el factor más importante, ya que un suelo compacto es mucho más útil que uno en estado suelto.
- c) Estratigrafía. Capas horizontales que lo forman.
- d) Granulometría. En ésta se distinguen en general dos aspectos importantes: por un lado el tamaño de las partículas y por otro la distribución granulométrica.
- e) Resistencia Individual o Dureza de los granos.
- f) Forma de los granos. Se conoce la forma equidimensional y la alargada, la redondez (redondeada o subredondeada), la angulosa y la subangulosa.
- g) Rugosidad de las partículas. Se considera dentro de esta los movimientos entre los granos.

3.2. ESTRUCTURA DE LOS SUELOS FINOS

La estructura de los suelos finos es mucho más compleja que la de los suelos gruesos. En la estructura de los suelos finos influyen de manera determinante las fuerzas electromagnéticas propias de partículas de esas dimensiones y las fuerzas de origen

molecular. Este tipo de suelos resulta ser pequenísimos, ya que por lo general las partículas que lo forman no pueden ser observadas a simple vista. Las estructuras más comunes de estos suelos son las llamadas panaloide, floculenta y dispersa.

3.3. PROPIEDADES FISICO-QUIMICAS DE LAS ARCILLAS

Las arcillas están formadas en su mayor parte por partículas que forman estructuras llamadas panaloideas; estas al unirse a su vez, componen las estructuras floculentas o panaloideas de orden superior.

Estas partículas presentan entre sí fenómenos de atracción que se deben principalmente a fenómenos electromagnéticos (cargas negativas) en su superficie. Al estar las partículas en contacto con el agua (que actúa como agente electrolítico) se equilibran sus cargas, notándose que la repulsión de las partículas disminuye al aumentar la concentración de sales en el agua, por lo que las floculaciones son más frecuentes en arcillas de origen marino. Existen otras fuerzas de atracción entre las partículas de arcilla denominadas de Van der Waals, siendo éstas menores que las de repulsión.

Cuando no se presenta la floculación, las partículas de arcilla quedan suspendidas o dispersas, lo que nos demuestra por que las estructuras floculentas son más compresibles que las no floculentas.

Es tan fuerte la presión de atracción entre las partículas de arcilla (aproximadamente 20 Ton-Cm²), que el agua que circunda las partículas de arcilla existe en estado de plasma o viscoso; por esta razón, en algunas construcciones como taludes y muros de retención, no se utilizan materiales arcillosos ya que estas tienden a deslizarse de acuerdo al llamado "fenómeno de Creep".

3.4. PROPIEDADES VOLUMETRICAS Y GRAVIMETRICAS

Observando a simple vista un suelo, se podría definir como un sistema de partículas cuyos espacios libres pueden estar parcial o totalmente llenos de agua, teniendo de hecho, tres fases en juego: la sólida, la líquida y la gaseosa. Para identificar racionalmente los suelos, prever su posible comportamiento mecánico y facilitar la solución de los problemas que presentan, se han establecido relaciones entre los pesos y volúmenes de las fases, siendo de gran importancia el estudio de las mismas. Se acostumbra idealizar a una muestra de suelo de la siguiente manera:

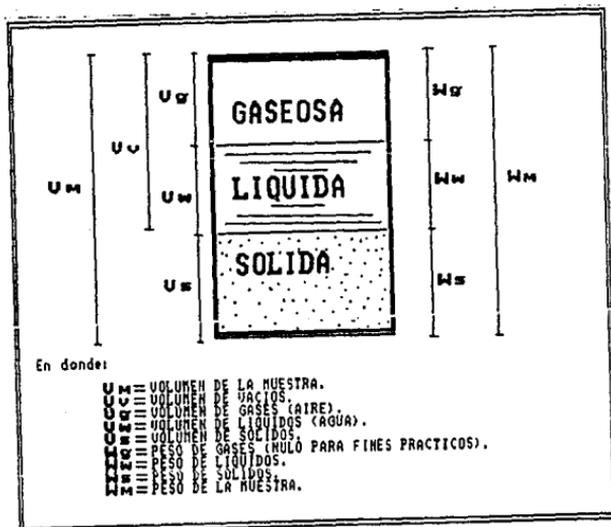


FIGURA 11.1 MUESTRA IDEALIZADA DE UN SUELO

3.5. RELACIONES ENTRE VOLUMENES Y PESOS

a) Relación de Vacíos. Se denomina relación de vacíos, oquedad, o índice de poros a la relación entre volumen de vacíos y volumen de sólidos en un suelo. Su medida es adimensional, y teóricamente sus valores fluctúan de cero a infinito.

$$e = V_v / V_s$$

e	Suelo
0.25	ARENAS MUY COMPACTAS
0.85	ARENA LIMOSA
1.0	ARENA FINA UNIFORME
1.2	LIMO UNIFORME
6.0	ARCILLAS MUY COMPRESIBLES
15.0	ARCILLAS ALTAMENTE COMPRESIBLES

TABLA II.2 RELACION DE VACIOS DE ALGUNOS SUELOS

b) Porosidad. Se llama porosidad de un suelo a la relación entre su volumen de vacíos y el volumen de su masa. Físicamente, la porosidad representa que tantos huecos tiene una muestra. La porosidad de un suelo se expresa normalmente en porcentaje, y teóricamente sus valores van desde el 0 hasta el 100 %.

$$n (\%) = V_v / V_m \times 100$$

Algunos valores de la porosidad son:

n	Material
20 %	ARENAS MUY COMPACTAS
30 %	ARCILLAS MUY COMPRESIBLES
100 %	AIRE

TABLA II.3 ALGUNOS VALORES DE LA POROSIDAD

c) Grado de Saturación. Esta es la relación entre el volumen de vacíos. El grado de saturación nos permite observar si un suelo es seco, parcialmente saturado o saturado de acuerdo a las siguientes consideraciones:

GRADO DE SATURACION	TIPO DE SUELO
0 %	SUELO SECO
1-99 %	SUELO PARCIALMENTE SATURADO
100 %	SUELO TOTALMENTE SATURADO

TABLA II.4 GRADO DE SATURACION

Para calcular el grado de saturación de un suelo se aplica la siguiente expresión:

$$G_v (\%) = V_w/V_v \times 100$$

d) Contenido de Agua. Resulta de relacionar el peso del agua entre el peso de la fase sólida de una muestra de suelo. Esta es una de las propiedades de más fácil determinación y que en gran forma nos ayuda a prever el posible comportamiento de un suelo. El contenido de agua o humedad de un suelo suele expresarse como un porcentaje y se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$W (\%) = W_w/W_s \times 100$$

En el laboratorio, dada la muestra, se pesa para tener un peso W_m . A continuación, se seca en el horno durante un tiempo que por convención varía de 18 a 24 horas y a una temperatura de 105 a 110 grados C. Se vuelve a pesar la muestra ya seca y se obtiene el W_s . Se deduce que para calcular el peso del agua, simplemente se aplica la expresión $W_w = W_m - W_s$, con lo cual la humedad podrá quedar determinada.

El contenido de agua varía teóricamente de 0 a infinito. En la naturaleza la humedad de los suelos varía entre límites muy amplios, como a continuación se ilustra:

w	suelo
19 %	ARENA DENSA
40 %	ARCILLA GLACIAL SATURADA
200 %	ARCILLA BENTONITICA
300-500 %	ARCILLAS COMPRESIBLES CD. MEXICO
1000 %	ARCILLAS ALTAMENTE COMPRESIBLES

TABLA II.5 CONTENIDO DE AGUA DE ALGUNOS SUELOS

3.6. PESOS ESPECIFICOS O VOLUMETRICOS

a) Peso específico húmedo. Es el cociente del peso total de la muestra entre el volumen de la misma. sus unidades usuales son ton/m³.

$$\gamma = W_m / V_m$$

Para tener una idea de los valores reales del peso específico, diremos que en la Ciudad de Mexico éste es de aproximadamente 1.2 ton / m³, mientras que el de una arena compacta es de alrededor de 2 ton / m³.

A continuación se ilustra una tabla que nos muestra los pesos volumetricos de algunos suelos según el reglamento de construcciones vigentes del DDF:

TIPO DE SUELO	PESO VOLUMETRICO TON/M ³	
	MAXIMO	MINIMO
TEPETATES	SECOS	1.50
	SATURADOS	1.95
ARENA DE GRANO EN YARABO UNIFORME	SECA	1.75
	SATURADA	2.10
ARENA BIEN GRADUADA	SECA	1.90
	SATURADA	2.30
ARCILLA TIPICA DEL VALLE DE MEXICO EN COND. NATURALES		1.20

TABLA II.6 PESOS VOLUMETRICOS DE ALGUNOS SUELOS

c) Peso específico seco. Resulta de dividir el peso de los sólidos entre el volumen total de la muestra, es decir, se excluye el peso del agua. Se expresa en ton/m³.

$$\gamma = W_s/V_m$$

DESCRIPCION DEL SUELO	RELACION DE VACIOS		PESO ESPECIFICO Kg/m ³	
	MAX	MIN	MAX	MIN
ARENA SUBANGULAR UNIFORME	0.65	0.50	1 890 SAT. 1 890 SEC.	2 100 SAT. 2 100 SEC.
ARENA SUBANGULAR DE BUENA GRADUACION	0.70	0.35	1 870 SAT. 1 950 SEC.	2 230 SAT. 1 950 SEC.
GRAVA ARENA LIMOSA DE MUY BUENA BUENA GRADUACION	0.65	0.25	2 000 SAT. 1 600 SEC.	2 320 SAT. 2 100 SEC.
ARENA Y LIMO MICACEOS	1.25	0.80	1 760 SAT. 1 200 SEC.	1 950 SAT. 1 910 SEC.

TABLA 11.7 RELACION DE VACIOS Y PESOS ESPECIFICOS

d) Peso específico sumergido. Se trata del caso de un suelo sumergido en agua y que experimenta un empuje hacia arriba igual al peso del volumen del agua desalojada, según el principio de Arquímedes. Se acostumbra expresar ton/m³.

$$\gamma' = W_m/V_m - \gamma_0$$

El último elemento de esta relación (γ_0) representa el peso específico del agua y equivale al peso que tiene el agua por unidad de volumen, a 4 grados C y al nivel del mar. Para fines prácticos, es usual igualar dicho peso específico del agua con el peso volumétrico de la misma, aunque este último puede variar respecto a la temperatura.

$$\gamma_0 = \gamma_v = 1 \text{ ton/m}^3 = 1 \text{ gr/cm}^3$$

SUELO	γ_d (ton/m ³)	γ_{sat} (ton/m ³)	γ' (ton/m ³)
ARENA UNIFORME SUELTA	1.43	1.89	0.89
ARENA UNIFORME COMPACTA	1.75	2.09	1.09
ARCILLA BLANDA	-	1.33	0.33
ARCILLA MUY BLANDA	-	1.27	0.27

NOTA. EL PESO ESPECIFICO SATURADO ES EL VALOR DEL PESO ESPECIFICO DE LA MUESTRA CUANDO EL GRADO DE SATURACION ES 100%.

TABLA II.8 TIPOS DE SUELOS COMUNES Y SUS PESOS ESPECIFICOS

e) Peso específico relativo. Se define como la relación entre el peso específico de una sustancia y el peso específico del agua, siendo entonces un número adimensional.

Este peso específico puede ser de toda la muestra de un suelo y se expresa por la definición, como:

$$S_m = \gamma_m / \gamma_o = W_m / V_m \gamma_o$$

Sin embargo, en la práctica el más usual es el peso específico relativo de los sólidos, también llamado densidad de sólidos, relación que se calcula de acuerdo a lo siguiente:

$$S_s = \gamma_s / \gamma_o = W_s / V_s \gamma_o$$

Este peso específico relativo resulta ser también un número adimensional.

f) Compacidad Relativa. Para poder medir la compacidad de un manto de estructura simple, el Doctor K. Terzagui introdujo una relación empírica, determinable en el laboratorio, denominada Compacidad Relativa, definida mediante la expresión.

$$Cr(\%) = \frac{e_{max} - e_{nat}}{e_{max} - e_{min}} \times 100$$

Esta compacidad relativa presenta, de acuerdo a los diferentes grados de compactación de un suelo, tendencias a ser más grande mientras dicho suelo sea más compacto, siendo obviamente no mayor al 100 %.

Para determinar la relación de vacíos máxima (e_{max}), es necesario secar la muestra completamente en un horno y proceder a vaciar el suelo sobre un recipiente de volumen conocido y en una forma lenta para evitar que se compacte.

La relación de vacíos natural (e_{nat}), puede determinarse en el laboratorio de acuerdo a la expresión:

$$e_{nat} = \frac{V_v}{V_s} - 1$$

Para obtener la relación de vacíos mínima, se introduce el suelo seco en un recipiente de volumen conocido, pero por capas, varillando vibrando energicamente cada capa hasta lograr la mayor compactación posible; una vez que se tiene el recipiente al ras, puede aplicarse convencionalmente la expresión que se aplica para calcular la relación de vacíos natural, pero con los datos obtenidos de esta muestra compactada.

La compacidad relativa de un suelo resulta de gran utilidad en la previsión de su posible comportamiento; existen además, tablas y graficas que asocian la compacidad relativa de un suelo con algunas otras de sus características físicas o de composición, que nos permiten formarnos un criterio más amplio y seguro sobre el mismo.

Recientemente se ha adoptado una relación diferente para medir la compactación relativa, basándose en los pesos específicos de la muestra, de acuerdo a lo siguiente:

$$Cr(x) = \frac{\gamma_d \max (\gamma_d \text{ nat} - \gamma_d \text{ min})}{\gamma_d \text{ nat} (\gamma_d \max - \gamma_d \text{ min})} \times 100$$

γ_{dmax} = Máximo peso específico seco obtenido según un cierto procedimiento de compactación de laboratorio.

γ_{dmin} = Mínimo peso específico seco del material.

γ_d = peso específico seco del material tal como ha sido compactado en la obra.

Esta modalidad para determinar la compacidad relativa presenta ciertas ventajas sobre la que se apoya en la relación de vacíos (e), ya que para poder calcularla no es necesario conocer la densidad de sólidos del suelo; sin embargo, se presenta el inconveniente de que en la actualidad no existe aún un procedimiento estándar para poder determinar el peso específico seco mínimo. (γ_{dmin}).

4. PROPIEDADES MECANICAS

4.1. PLASTICIDAD

La plasticidad es la propiedad que presentan los suelos de poder deformarse, hasta cierto límite, sin romperse, propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.

Para conocer la plasticidad de un suelo se hace uso de los límites de Atterberg, quien por medio de ellos separó los cuatro estados de consistencia de los suelos coherentes. La plasticidad no es una propiedad permanente de las arcillas, sino puramente circunstancial y dependiente de su contenido de agua. Según este autor existen diferentes estados de los suelos finos en función de su contenido de agua, llamados estados de consistencia, que son fases por las que pasa un suelo al irse secando. Para establecer las fronteras entre éstos, el mismo Atterberg estableció las primeras convenciones para ello, nombrándolos límites de consistencia, siendo los más importantes:

a) Límite líquido. Se define como el contenido de humedad expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra, con el cual el suelo cambia del estado líquido al plástico. De acuerdo con esta definición, los suelos plásticos tienen en el límite líquido una resistencia muy pequeña al esfuerzo del corte, pero definida, y según Atterberg es de 25 g/cm². La cohesión de un suelo en el límite líquido es prácticamente nula.

b) Límite Plástico. Es el contenido de agua según el cual el suelo comienza a perder sus propiedades plásticas para pasar a un estado semisólido.

c) Límite de Contracción. Cuando un suelo pierde agua, normalmente su volumen disminuye y esto se debe principalmente a las fuerzas de tensión capilar que son producidas por el agua intersticial. El límite de contracción es el contenido de agua a partir del cual el volumen del suelo permanece constante aunque la humedad disminuya.

Este límite suele manifestarse visualmente por un cambio de tono de color obscuro a más claro al irse secando el suelo gradualmente.

Los límites de plasticidad son importantes para describir la plasticidad en una arcilla; al rango de contenidos de agua para los cuales un suelo se comporta plásticamente se le conoce como índice de plasticidad, parámetro que numéricamente es igual a la diferencia del límite líquido y el Plástico.

Puede presentarse el caso en que dos suelos tengan los mismos límites de plasticidad o el mismo índice plástico, pero distintas curvas de fluidez; cuando esto suceda, el suelo cuya curva sea la más tendida, tendrá una mayor resistencia en el límite plástico o tenacidad cerca del límite plástico, definiéndose estrictamente a ésta como la resistencia que tiene el suelo a la deformación; por ejemplo, suelos plásticos como arcillas muestran alta tenacidad cerca del límite plástico (y tardan mucho tiempo en llegar a él) y tienen un intervalo plástico bien definido.

En base al límite líquido y al índice de plasticidad, Casagrande comenzó a obtener características indicativas del comportamiento de los suelos y construyó la llamada Carta de Plasticidad, de modo que localizando un suelo en ella, se puede tener información a nivel cualitativo sobre su comportamiento.

Dentro de la carta, se han agrupado los suelos formándose el símbolo de cada grupo por dos letras mayúsculas, de acuerdo a los siguientes criterios.

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
M	LIMOS INORGANICOS
C	ARCILLAS INORGANICAS
O	LIMOS Y ARCILLAS ORGANICAS

TABLA II.9

Estos suelos a su vez se subdividen, de acuerdo a su límite líquido en dos grupos; si este límite es menor de 50%, son suelos de baja o mediana compresibilidad, se añade al símbolo la letra L. Los suelos finos con límite líquido mayor al 50% son de alta compresibilidad, llevan el símbolo de la letra H.

Conforme aumente el límite líquido, los suelos se vuelven más compresibles; como puede verse, sobre la línea A no puede localizarse un suelo orgánico. De hecho, el aumento de materia orgánica en los suelos disminuye su plasticidad. Los suelos orgánicos en general son muy compresibles y su resistencia al corte es escasa o nula, por lo que pueden presentarse en las edificaciones constituidas sobre ellos, con el paso del tiempo, hundimientos considerables.

TERMINO USADO	LIMITE LIQUIDO (Aprox.)
LIQUERA O BAJA COMPRESIBILIDAD	0.30
MODERADA O INTERMEDIA	21.50
ALTA COMPRESIBILIDAD	51 Y MAJOR

TABLA II.10

4.2. ESTADO DE ESFUERZOS EN LA MASA DE UN SUELO

Afirmar que un suelo es homogéneo equivale a decir que en todos sus puntos las propiedades físicas son idénticas. No puede decirse que un suelo saturado de agua sea homogéneo, ya que en algunos puntos existen partículas pétreas y en puntos cercanos hay agua, de ahí que el suelo no sea un material plenamente homogéneo. Decir que un material es isótropo equivale a mencionar que para cada punto del material las propiedades físicas son las mismas en todas direcciones.

La presión que una estructura ejerce sobre la masa de un suelo varía en orden decreciente con la profundidad de aproximadamente a 2 veces el ancho mayor de la base de la edificación apoyada sobre el suelo.

Así pues, dentro de la Mecánica de Suelos existen varias teorías por medio de las cuales se puede calcular la distribución de presiones dentro de la masa del suelo. Estas teorías demuestran que una carga aplicada al suelo aumenta los esfuerzos verticales en toda la masa; el aumento es mayor debajo de la carga pero se extiende en todas direcciones. A medida que aumenta la profundidad, disminuye la concentración de esfuerzos debajo de la carga.

a) Teoría de Boussinesq.

La teoría de Boussinesq emplea la teoría de la elasticidad y es válida para la aplicación de una carga concentrada sobre la superficie de una masa de suelo homogénea (las propiedades mecánicas son constantes en cualquier posición), seminfinita (se extiende infinitamente por debajo de la superficie de la masa), isotrópica y linealmente elástica (la deformación es directamente proporcional a la carga o esfuerzo, recuperándose en forma lineal la posición original del material al quitar la carga).

De hecho a pesar de que los suelos no cumplen con las cuatro condiciones de la teoría de Boussinesq, la aplicación de los resultados de esta teoría ha sido satisfactoria para fines

prácticos; las fórmulas de Boussinesq tienen su aplicación más frecuente en el cálculo de asentamientos de suelos sujetos a consolidación, tales como arcillas y suelos compresibles, en las que fórmulas basadas en hipótesis teóricas, como la de la elasticidad perfecta, no pueden aplicarse por distar en mucho de la realidad del comportamiento de los suelos en general.

4.3. METODO DE NEWMARK

Otra manera de determinar los esfuerzos verticales producidos a una profundidad determinada y debidos a las cargas superficiales consiste en hacer uso del gráfico de influencias de N. M. Newmark. Consiste en un método gráfico de aplicación sencilla que nos permite obtener en una forma rápida los esfuerzos verticales transmitidos a un medio semi-infinito, homogéneo, isotrópico y elástico para cualquier condición de carga uniformemente repartida sobre la superficie del medio. La carta de Newmark es especialmente útil cuando se tienen varias áreas cargadas, aplicando a cada una de ellas, diferentes presiones a la superficie del medio.

4.4. DEFORMACION VOLUMETRICA

Los suelos, sufren deformaciones bajo el efecto de un esfuerzo aplicado sobre ellos. Sin embargo si se considera que la mayoría de los materiales son elásticos, la relación que existe en los suelos entre esfuerzo y deformaciones es más complicada.

La deformación que sufre un suelo bajo la acción de una carga no se presenta inmediatamente después de la aplicación del esfuerzo, tal como sucede en los materiales elásticos, ya que para el acomodamiento de las partículas, que es la parte principal de la deformación, necesita expulsar parte de los fluidos que contiene el suelo, y si el agua constituye la mayor parte de los fluidos y el suelo es poco permeable, la expulsión de dicha agua requiere mucho tiempo.

El asentamiento que una estructura experimenta se determina por las características esfuerzo-deformación del suelo en el cual se encuentra.

Cualquier suelo al someterlo a un incremento de carga se deforma, ocurriendo esta a corto o, a largo plazo, o bajo ambas condiciones.

La deformación a corto plazo es de tipo elasto-plástico 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 que tarda para producirse es función del tiempo de expulsión del agua que los satura.

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

Cuando un terreno es descargado, las deformaciones serán ascendentes, denominándose, de manera similar, expansiones a corto y largo plazo, aunque esta última en general es de pequeña magnitud.

a) Compresibilidad de Suelos Finos.

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

En suelos tales como la arcilla muy blanda, orgánico y turba, las tres deformaciones son importantes, pero usualmente la elástica es menor y se desprecia.

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

Se dice que un suelo es preconsolidado cuando en la actualidad soporta cargas menores a las máximas que ha soportado en toda su historia geológica; en estos suelos al efectuar una prueba de consolidación, la carga actuante en la actualidad es menor que la carga de preconsolidación.

Se dice que un suelo es normalmente consolidado cuando la carga que soporta en la actualidad es la mayor que ha soportado desde que se formó, es decir, la carga que soporta en la actualidad, corresponde a la carga de preconsolidación.

b) Suelos Expansivos

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

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

desplazamiento vertical, dañando la construcción que soporta.

Con el fin de establecer la relación entre la presión aplicada de un suelo y su reducción de volumen, y entre esta deformación y el tiempo necesario, para que se verifique, se recurre en el laboratorio a la prueba de consolidación unidimensional, originalmente ideada por Terzaghi, a quien se debe la teoría de Consolidación.

La prueba consiste en aplicar carga a un espécimen de suelo confinado lateralmente, de tal manera que deforme en una sola dirección. Para la ejecución de la prueba existen varios modelos de aparatos; como el consolidómetro de anillo libre diseñado por Casagrande.

4.5. ESFUERZO DE CORTE EN LOS SUELOS

Las estructuras construidas por el ingeniero civil transmiten al terreno esfuerzos cortantes, que eventualmente pueden llegar a sobrepasar la resistencia al corte del suelo.

Dentro de ciertos límites, los suelos se comportan bajo la acción de las cargas como los materiales elásticos, aunque en algunos casos se producen deformaciones mayores que las normales, teniéndose que recurrir entonces a cálculos que tengan en cuenta la plasticidad del suelo.

Una muestra de suelo sometida a un esfuerzo de corte tiende a producir un desplazamiento de las partículas entre sí o de una parte de la masa de suelo con respecto al resto del mismo.

Se presentan varios casos; de esfuerzo cortante; como el disgregamiento de las partículas, deslizamiento de la masa a lo largo de ciertas líneas de rotura, o si la masa del suelo es plástica. Se produce lo que se denomina fluencia plástica. Estos movimientos dentro de la masa del suelo tienden a ser contrarrestados por la llamada resistencia al corte del suelo.

La cohesión de un suelo y su ángulo de fricción interna, componentes del esfuerzo de corte del mismo, pueden obtenerse de diferentes maneras y entre ellas figuran:

Prueba Directa.-Uno de los primeros métodos para determinar la resistencia de un suelo, aún utilizado en la actualidad, es el ensayo directo de esfuerzo cortante. Una muestra de suelo se pone dentro de una caja que está separada en su parte media, dicha separación permite el deslizamiento de la parte superior sobre la inferior. La tapa superior de la caja se puede mover libremente en dirección vertical, a ella se le aplica una carga normal P . Una fuerza horizontal S se le aplica a la parte superior de la caja, esta es la fuerza cortante, cuando dicha fuerza es la máxima la muestra fallará a lo largo del plano $x-x$.

Prueba de Compresión Triaxial.-En un ensayo triaxial, una muestra cilíndrica de suelo se somete a una presión hidrostática de confinamiento; igual en todas las direcciones, a la cual se le agrega una presión axial que puede ser variada independientemente de la anterior.

El conjunto está contenido en una cámara, dentro de la cual se puede admitir agua bajo cualquier presión deseada; dicha presión P_C actúa horizontalmente en la superficie cilíndrica de la muestra a través de la cabeza.

La carga axial (q) adicional se logra por medio de un pistón que atraviesa la tapa de la cámara. La piedra porosa está conectada con un manómetro, este sirve para medir las presiones del agua dentro de la muestra cuando no se permite el drenado. Las deformaciones verticales, producto del incremento de las presiones axiales, se mide por medio de un micrómetro.

Veleta de Corte.-La prueba de campo de la veleta, es un método utilizado para medir la resistencia al esfuerzo cortante de arcillas blandas en el campo.

Dicha medición está basada en la hipótesis de que el corte ocurre sobre una superficie cilíndrica, sin cambio de volumen de la muestra ni de la estructura del suelo.

La forma de efectuar la prueba es la siguiente:

- a.-El aparato se introduce en el suelo por empuje.
- b.-Se aplica un momento tensor que se mide con un resorte calibrado.
- c.-Se hace rotar el conjunto hasta que la arcilla se rompe simultáneamente a lo largo de una superficie cilíndrica, que circunscribe las veletas y la base de dicho cilindro.
- d.-El valor de cohesión C se lee directamente en el indicador del resorte calibrado.

PROCEDIMIENTOS PARA EL ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO

1- INTRODUCCION

Las excavaciones que requieren las obras de ingeniería alcanzan frecuentemente profundidades superiores a las del nivel freático. En caso de que el material excavado sea una arena, limpia y permeable, la presencia del agua dificulta extraordinariamente o imposibilita el progreso de la excavación bajo el nivel freático; según se va removiendo el material, el agua de las masas vecinas fluye hacia la excavación y las fuerzas de filtración que este flujo produce arrastran arena de manera que el fondo de la excavación se va rellenando en forma continua; así, al tratar de profundizar el nivel de la excavación bajo el nivel freático solo se logra ensancharla, pero sin avance práctico en la dirección vertical. La presencia del agua anegando la excavación dificulta y encarece extraordinariamente todos los trabajos, tales como: preparación de cimbras, colados de concreto, etc.

Es deseable dejar la excavación en seco para profundizarla o trabajar en ella en forma cómoda y eficiente, esto se logra bajando el nivel freático en toda el área de la excavación a una profundidad mayor que la de la excavación misma.

Un bombeo continuo es bastante costoso y la entrada de agua de los terrenos circundantes puede provocar asentamientos de las estructuras adyacentes. Un flujo elevado puede erosionar o colapsar los lados de las excavaciones abiertas. En ciertos casos puede

producir la inestabilidad en la base debido a la filtración ascendente hacia el pozo de bombeo o si el fondo de una excavación en arcilla esta situado sobre una capa que contiene una presión artesisiana. Sin embargo, con un conocimiento del suelo y de las condiciones del agua en el terreno y la comprensión de las leyes de flujo hidráulico, es posible adoptar métodos de control del agua del terreno que garanticen un esquema de construcción económico y seguro para cualquier condición.

2.-PROPIEDADES HIDRAULICAS DEL SUELO

2.1. INTRODUCCION

El suelo, es un material con arreglo variable de sus partículas que dejan entre ellas una serie de poros conectados unos con otros para formar una compleja red de canales de diferentes magnitudes que se comunican tanto con la superficie del terreno como con las fisuras y grietas de la masa del mismo; de aquí que el agua que cae sobre el suelo parte escurre y parte se infiltra por acción de la gravedad hasta estratos impermeables más profundos, formando la llamada capa freática. El límite superior de este manto acuoso se llama nivel freático.

2.2. AGUA FREÁTICA

Al agua que pasa por los poros a través del suelo se le conoce con el nombre de agua gravitacional, y a aquella que se encuentra por debajo del nivel freático se le llama agua freática. Cuando se suspende el movimiento del agua gravitacional a través del suelo, parte del agua se queda retenida en los poros y sobre la superficie de las partículas debido a las fuerzas de tensión superficial y de adsorción. Esta agua, que no puede ser drenada directamente, recibe el nombre de agua retenida.

Los poros del suelo están llenos de aire y agua. Pueden distinguirse tres estados diferentes.

En un caso extremo todos los poros están llenos de aire, es decir, el suelo está totalmente seco. En países húmedos esto solo puede conseguirse mediante secado artificial.

En otro caso límite los poros están completamente llenos de agua, por ejemplo en los suelos situados bajo la capa freática (suelo saturado).

En el estado intermedio los poros están ocupados en parte por el aire y en parte por agua. Este es el caso de los suelos situados por encima de una capa freática (suelo semisaturado).

Los poros del suelo que se encuentran por debajo del nivel freático se encuentran completamente llenos de agua, y se considera que cualquier movimiento de esta agua a través del suelo sigue la ley de Darcy, que indica que la intensidad de infiltración por unidad de área es directamente proporcional al gradiente hidráulico.

La conductividad hidráulica es una propiedad importante de los suelos y su valor depende del tamaño de los poros, los cuales a su vez están en función de la forma, tamaño y acomodo de las partículas del suelo. Un suelo fino, como la arcilla, tendrá una constante de permeabilidad mucho menor que una arena de granos gruesos, debido a que aquella opondrá mayor resistencia al movimiento del agua debido al menor tamaño de los poros y de los canales de flujo.

El agua freática es la que se mueve libremente en el terreno, sometida únicamente a la fuerza de la gravedad y llena todos los poros. Las capas que contienen agua freática se denominan acuíferos. La parte inferior de estas capas está constituida por un suelo impermeable o una base rocosa. La superficie superior es el nivel freático, el cual se puede apreciar en los pozos. El agua freática puede constituir una corriente de filtración o un manto subterráneo en reposo.

El agua freática participa en el ciclo del agua de la naturaleza. A partir de las lluvias recibe el agua infiltrada y

según la estratigrafía del terreno sigue un curso subterráneo o brota como fuente.

Existe evidencia de que una superficie líquida resiste tensiones a la atracción superficial entre moléculas adyacentes; esta atracción molecular viene medida por la tensión superficial, una propiedad constante de cualquier líquido puro en contacto con otro líquido o con un gas a cierta temperatura. Este fenómeno permite que un suelo seco succione o mantenga agua a niveles por encima del nivel freático, el nivel al que asciende es inversamente proporcional al tamaño de los poros del suelo. A este fenómeno se le denomina capilaridad.

2.3. AGUA GRAVITACIONAL

En el movimiento del agua gravitacional influyen poderosamente tanto la porosidad del suelo como sus características estructurales; sin embargo, al movimiento de esta agua no se le puede aplicar la ley de Darcy debido a la presencia del aire en los poros. Cuando esta agua pueda llegar a afectar a las cimentaciones se instalan drenes adecuados para captarla y alejarla.

2.4. AGUA RETENIDA

El agua químicamente combinada se considera como parte integrante de los sólidos del suelo, ya que forma parte de la estructura cristalina de los minerales del mismo y es una cantidad muy pequeña. Esta agua puede ser eliminada del suelo si este se seca hasta 110 grados C, de ahí la práctica de secar las muestras entre 105 y 110 grados C.

El agua adherida o higroscópica es aquella que adquiere el suelo del aire que lo rodea. Así, si un suelo es secado en un horno a peso constante y se deja expuesto al aire mientras se enfría, dicho suelo absorberá agua de la humedad del aire que lo rodea. Esta agua higroscópica del suelo y de la cantidad de ella

que el suelo puede adquirir depende también del área superficial de las partículas.

El agua de capilaridad es aquella que se adhiere en los poros del suelo por efecto de la tensión superficial, tiene su origen en el agua que asciende desde la capa freática por la capilaridad de los pequeños canaliculos del suelo, manteniéndose suspendida por efecto de tensión superficial.

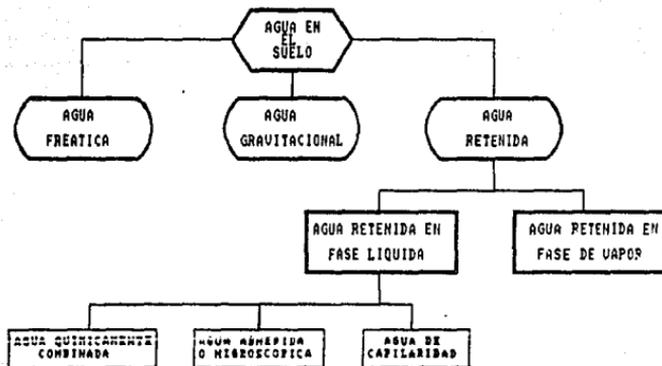


FIGURA III.1 EL AGUA EN EL SUELO

3.- METODOS DE CONTROL DEL AGUA DEL TERRENO

3.1. INTRODUCCION

En los trabajos de excavación así como en los procesos geotectónicos asociados pueden utilizarse diversos métodos para el control del agua del terreno. La elección del método depende en gran parte de las condiciones del lugar. Por ejemplo, el bombeo desde pozos abiertos puede utilizarse en la mayoría de los terrenos suponiendo que la superficie del lugar es grande para que los taludes de las excavaciones tengan pendientes estables y que en las proximidades no existan estructuras importantes que podrían ser dañadas por el asentamiento producido por la erosión debida a la afluencia de agua hacia el pozo colector.

Las cortinas de tubos de achique o los pozos perforados pueden usarse en condiciones más restringidas, y los procedimientos especiales tales como la inyección de lechada de cemento, la consolidación química y la congelación se emplean en los sitios que es necesario proteger estructuras próximas o en terrenos o rocas de condiciones particulares en donde no puede hacerse uso del bombeo.

Las características del suelo y sobretodo la distribución del tamaño de las partículas del mismo, influyen también en la elección del método. Por ejemplo la grava gruesa puede resultar inadecuado para el empleo de tubos de achique debido a la gran circulación a través del terreno altamente permeable. Sin embargo la grava puede tratarse con una inyección de pasta de cemento para eliminar o reducir en gran parte el flujo de agua hacia el interior de la excavación. La arena gruesa a fina es adecuada para los tubos de achique, pero si existe algún riesgo de daño en las estructuras vecinas debido al descenso de la capa freática, se puede emplear la consolidación química para solidificar el suelo y reducir en gran parte la entrada de agua o impedirlo por completo.

3.2. CALCULO DEL CAUDAL FILTRADO EN LAS EXCAVACIONES

En las grandes excavaciones es necesario calcular la cantidad de agua que debe bombearse para reducir el nivel de agua por debajo del nivel de formación. Esta cantidad debe conocerse para que puedan disponerse el número y capacidad requerida de bombas.

Un método de cálculo normalmente utilizado es el que emplea la fórmula de Du Puit-Forchhmer:

FORMULA de Du Puit-Forchhmer

$$Q = \pi^2 K \frac{h_i^2 - h_n^2}{\log_e \frac{r_i}{r_n}}$$

En donde:

Q = DESCARGA DEL POZO POR UNIDAD DE TIEMPO.

K = CONSTANTE DE PERMEABILIDAD DEL MEDIO ACUOSO.

h_i = VALOR DE h CUANDO $r = r_i$.

h_n = ALTURA DEL AGUA EN EL POZO POR ENCIMA DEL ESTRATO IMPERMEABLE DURANTE EL BOMBEO.

r_i = RADIO EXTERNO DEL SISTEMA DE DESAGÜE SUPUESTO.

r_n = RADIO DEL POZO.

FIGURA III.2 FORMULA DE DU PUIT-FORCHHEMER

3.3. BOMBEO DE POZOS ABIERTOS

Es el procedimiento más utilizado para agotar el agua en las excavaciones poco profundas, puede aplicarse a la mayoría de suelos y rocas, y su instalación es muy económica, este método es esencial en donde no puede utilizarse los tubos de achique o pozos perforados debido a los grandes guijarros o cualquier otra obstrucción misma del terreno, y es el único método práctico para excavaciones en roca. Sin embargo, tiene el inconveniente de que el agua del terreno fluye hacia la excavación; con un desnivel grande o unas pendientes muy inclinadas existe el riesgo de colapso de los lados. En excavaciones entibadas o a cielo abierto se corre también el riesgo de inestabilidad de la base debida a la filtración ascendente hacia el pozo de bombeo.

Este método consiste en tener un pozo colector por debajo del nivel de excavación en uno o varios lados o esquinas. Se efectúa una zanja alrededor del fondo de la excavación dirigiéndola hacia el pozo colector a la que llegue el agua por gravedad y que será eliminada por bombas.

Un pozo colector o cárcamo es una fosa a nivel más bajo que el de las zanjas que entran en él. Debe tenerse mucho cuidado para evitar que la arena y el limo de los lados y del fondo del cárcamo se deslaven y se vayan en el agua que se bombea.

Para reducir la pérdida de arena por bombeo y evitar la consecuente inestabilidad, con frecuencia es conveniente revestir las paredes del cárcamo, y cubrir el fondo con material de grano grueso que funcione como filtro.

Otro método, con buenos resultados, consiste en el hincado previo a la excavación de tablaestacas de madera o metálicas. El agua que fluye hacia el fondo de la excavación es bombeada al exterior. Este método fue muy utilizado antes del advenimiento de los métodos modernos de abatimiento del nivel freático.

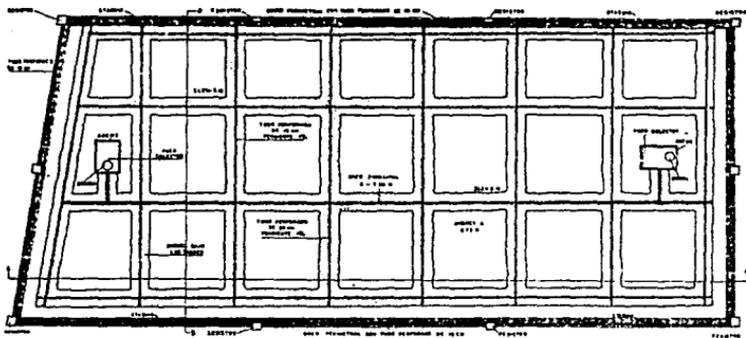


FIGURA III.3 SISTEMA HIDRAULICO A BASE DE POZOS ABIERTOS EN UNA EXCAVACION

CORTE A-A

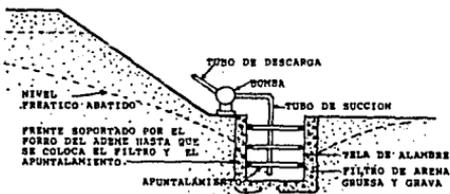
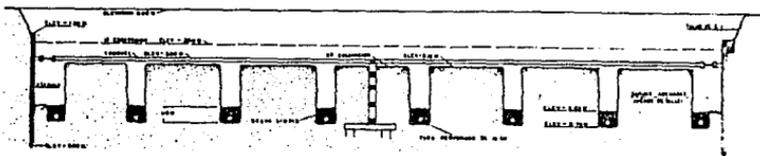


FIGURA III.4 CARCAMO PROTEGIDO CON FILTRO PARA HACER CORTES A CIELO ABIERTO EN ARENA

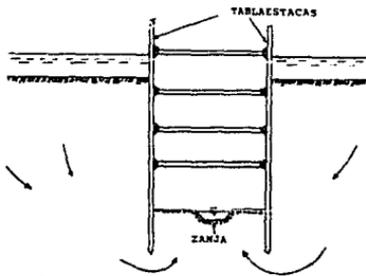


FIGURA III.5 ZANJA COLECTORA

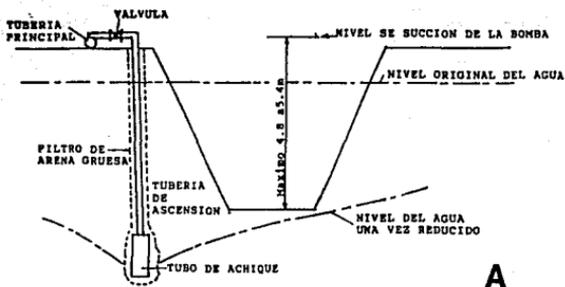
3.4. BOMBEO CON TUBOS DE ACHIQUE

El sistema de tubos de achique tiene la ventaja de que el agua es extraída de la excavación, estabilizándose así los lados y permitiéndose unas pendientes mas inclinadas. Evidentemente, las pendientes usuales tienen una inclinación de 1:1/2 cuando se usan tubos de achique en arenas finas, mientras que con bombeo desde pozos abiertos en donde el agua fluye hacia la excavación, las pendientes deben ser de 1:2 ó 1:3 para asegurar la estabilidad. Por este motivo, los tubos de achique consideran un ahorro considerable en la excavación total y permiten el trabajo en espacios muy reducidos. La instalación es muy rápida y el equipo es bastante simple y barato. Existe, además, la ventaja de que el agua es filtrada a medida que se elimina del terreno y lleva, por lo tanto, muy pocas partículas en suspensión. Por ello, el peligro de hundimiento del terreno circundante es muchísimo menor que con bombas desde pozos colectores abiertos.

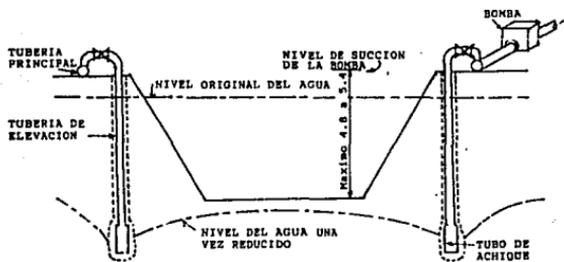
La capacidad de un tubo de achique sencillo con tubo elevador de 5 cm suele ser de unos 227 l/min. Su separación alrededor de la excavación depende de la permeabilidad y del tiempo aprovechable para efectuar la extracción. En arenas finas o gruesas o en gravas arenosas suele ser satisfactoria una separación de 75 a 90 cm. En arenas limosas o con una permeabilidad relativamente baja, es suficiente con una separación de unos 150 cm. En gravas gruesas y permeables es posible que sea necesario establecer tubos de achique cada 30 cm. La preparación normal de una cortina de tubos de achique comprende 50 a 60 pozos que van a parar a una bomba sencilla de 15 a 20 cm con una bomba de inyección separada 10 cm.

Pozo-punta de captación (Well Points); es esencialmente un tubo perforado o un tubo de malla de acero inoxidable o de latón de longitud aproximada de 90 cm y 3.8 cm de diámetro, cubierto con una tela cilíndrica para evitar la entrada de partículas finas.

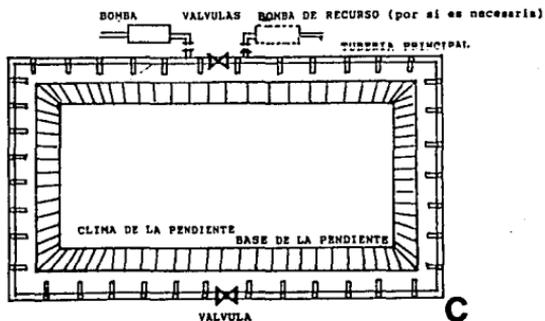
Se une al extremo inferior de un tubo vertical no perforado de 3.8 cm ó 5.0 cm que se encaja verticalmente en el terreno a la



A



B



C

FIGURA III.6 INSTALACION DE TUBOS DE ACHIQUE DE FASE SENCILLA a) b) POR EL METODO PROGRESIVO
c) SISTEMA ANULAR

profundidad deseada. Usualmente el pozo punta puede introducirse hincandolo en el terreno con ayuda de un chiflón de agua.

Una instalación de pozos punta consiste en la colocación de estos pozos alrededor de la excavación proyectada, a una profundidad que garantice el abatimiento deseado del nivel freático. En la obra, las separaciones de líneas de pozos-punta suele variar entre 1 y 4 m y sus extremos superiores están conectados a una tubería de descarga de 15 a 30 cm de diámetro tendida sobre la superficie del terreno. El colector, a su vez, está conectado a una bomba que extrae y envía a otro tubo conectado a ella el agua extraída. Este sistema es sólo adecuado cuando el abatimiento requerido del nivel freático no es muy grande por lo general la profundidad para abatir no sea mayor de 5m, si la profundidad de excavación es mayor, posiblemente se requieren varias filas de pozos punta a distintos niveles. La primera excavación se hace a una profundidad del orden de 5m y se hinca la segunda línea de pozos antes de excavar los siguientes 5m. Los pozos se disponen generalmente de manera que los bordes de la excavación quedan formados por un conjunto de taludes interrumpidos por bermas, en las que se alojan las zanjas de drenaje. A esta disposición se le llama de varios pisos, en esta forma se ha logrado el abatimiento del nivel freático del orden de 20 a 30 m. En estos casos sin embargo puede resultar más eficiente el uso de pozos profundos con bombas de turbina instaladas en su parte inferior. Estos pozos profundos es frecuente combinarlos con pozos punta en muchos casos prácticos.

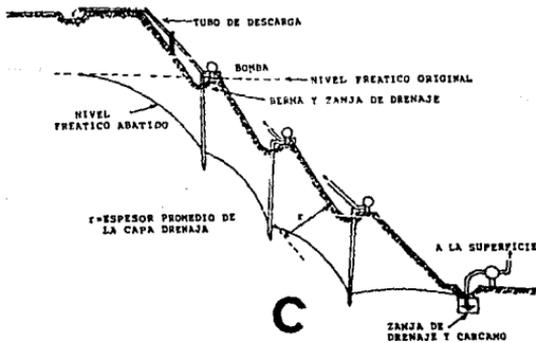
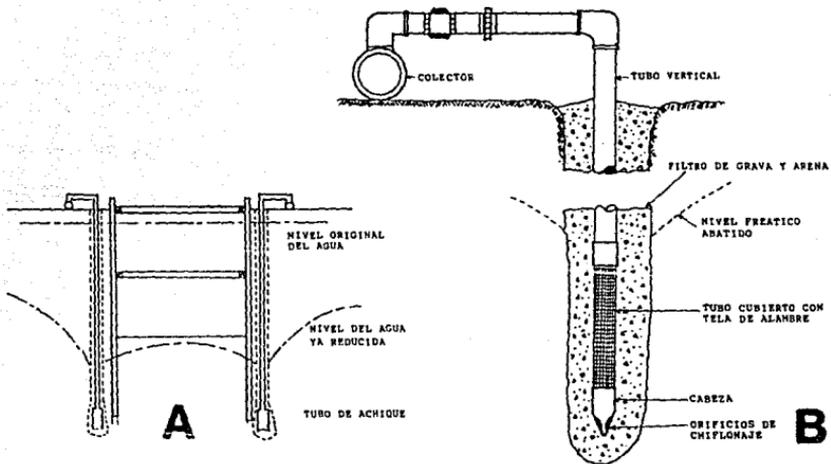


FIGURA III.7 a) TUBOS DE ACHIQUE EN EXCAVACIONES TABLAESTACADAS, b) POZO PUNTA c) INSTALACION DE POZOS PUNTA EN VARIOS NIVELES

3.5. BOMBEO DE POZOS PROFUNDOS

Los pozos profundos son de mayor diámetro que los pozos-punta de captación y son también ampliamente usados para abatir el nivel freático. Son particularmente adecuados cuando la excavación es profunda, los suelos son muy permeables (arenas y gravas arenosas) y siempre que existe una profundidad suficiente bajo el nivel que se desea bajar el nivel freático, en la cual se mantenga la presencia del material permeable, para poder alojar en ella la parte perforada o de captación del pozo, pues debe recordarse que el abatimiento que un pozo logra, siempre queda algo más alto que el nivel que debe colocarse el elemento captador de dicho pozo. El sistema tiene la ventaja de poderse instalar fuera de la excavación de modo que no interfiere con las operaciones de excavación propiamente dichas. Es frecuente, como se dijo, usar los pozos profundos en combinación con pozos punta más superficiales.

También este procedimiento es particularmente útil cuando en el fondo de la excavación queda un estrato relativamente delgado formado por material permeable y subyacente por un estrato delgado de material impermeable, bajo el que haya una formación permeable saturada. En este caso existe el peligro de que la presión del agua en la frontera inferior del estrato impermeable iguale a la producida por el peso total de los suelos sobre dicha frontera, pues entonces estará a punto de producirse un levantamiento del fondo de la excavación.

En las excavaciones muy profundas, la instalación de pozos punta de varios pisos tiene la desventaja de que el nivel del agua desciende en forma súbita en los bordes de la excavación. En consecuencia, el gradiente hidráulico cerca de la excavación es bastante grande, y las presiones de filtración resultantes pueden producir la inestabilidad de los taludes. Bajo estas circunstancias es más seguro, y en general más económico instalar pozos de gran diámetro equipados con bombas de pozo profundo.

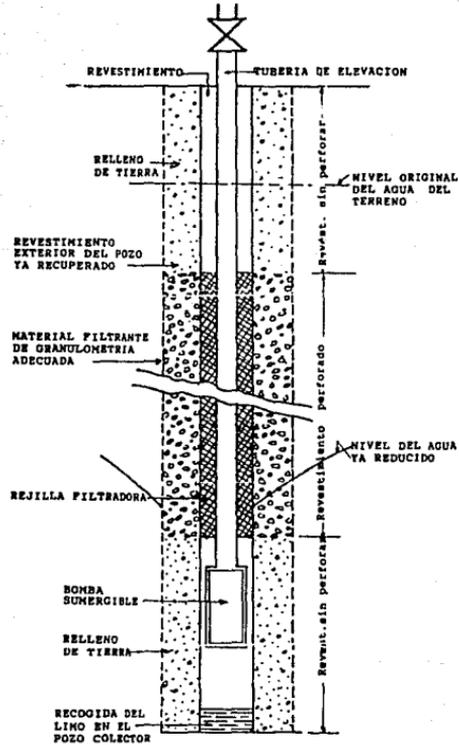


FIGURA III.8 INSTALACION DE POZO PROFUNDO

La separación, que comúnmente varía de 6 a 60 m, depende de varios factores, incluyendo la permeabilidad del suelo y el espesor del estrato permeable. Los pozos para una de estas instalaciones son perforaciones además de diámetros que comúnmente varían de 15 a 80 cm. El ademe está perforado en las zonas permeables. La unidad de bombeo consiste en una bomba de turbina sumergible de varios pisos y motor montado en un eje vertical común, una bomba de este tipo de 25 cm, es capaz de descargar 3,780 l/min contra una carga de 24m y requiere un motor de aproximadamente 30 H.P.

La instalación se realiza colocando un ademe ranurado dentro de un pozo de diámetro variable de 60 a 120 cm. Luego se rellena el espacio entre aquel y la pared del pozo con un filtro de grava. En el interior del ademe se instala una bomba sumergible con motor eléctrico conectado a un sistema de electroneveles que permitirán controlar el abatimiento en forma automática.

3.6. BOMBEO DESDE POZOS HORIZONTALES

Este procedimiento es solo aplicable en aquellos casos en que no puede hacerse uso de los pozos perforados o tubos de achique, siendo típico en los lugares en donde se han de efectuar profundas excavaciones a través de un terreno que contenga gran cantidad de agua hasta alcanzar un estrato impermeable o incluso penetrar algo en él. Debido a la gran profundidad o a las posibles obstrucciones no pueden hincarse tablacas para separar la excavación de la capa impermeable. Los pozos profundos no pueden rebajar por completo el nivel de agua hasta el estrato rocoso debido a la forma de la curva de extracción. El procedimiento consiste entonces en efectuar un pozo forrado en la capa de arcilla por métodos corrientes de sondeo. Este pozo es suficientemente grande para permitir que descendan algunos hombres e instalen pozos horizontales por medio de martillos neumáticos o por inyección. Estos pozos constan de un revestimiento externo y otro interno,

con el espacio entre ambos relleno de un filtro de grava. Se disponen en ellos unas válvulas en el punto de paso al pozo central, para poder cerrarlos hasta que estén todos instalados. Se abren entonces las válvulas y se procede al bombeo desde el pozo central utilizando una bomba sumergible.

3.7. ELECTRO-OSMOSIS

Los distintos métodos de desagüe que se han descrito en los métodos anteriores se emplean principalmente en las gravas y arenas. Los suelos con un tamaño de partículas más fino, como los limos y arcillas, son más difíciles de drenar debido a que las fuerzas capilares que actúan sobre el agua intersticial impide su libre circulación bajo las fuerzas de gravedad hasta un pozo filtrador o colector. En los procesos de vacío en los tubos de achique situados en los suelos limosos no resulta efectivo y si, por alguna razón no puede hacerse uso de las tablaestacas, la electro-ósmosis es un recurso factible y puede resultar más económico que el recurso final de la congelación del terreno. En el sistema de electro-ósmosis, se hace circular una corriente continua desde unos ánodos que consisten en unas varillas de acero hincadas en el suelo, hasta los pozos filtradores que actúan de cátodos. Las partículas de agua cargadas positivamente fluyen a través de los poros del suelo y son recogidos en los cátodos desde donde son bombeados hasta la superficie.

Los ánodos se colocan lo más cerca posible de la excavación haciendo que el agua del terreno se aleje de las pendientes, lo cual las estabiliza eficazmente y permite que se empleen inclinaciones bastante mayores, incluso en limos blandos. Los ánodos se corroen y precisan una renovación constante, pero los cátodos permanecen en servicio durante largos períodos de tiempo.

Se han utilizado principalmente para remediar situaciones difíciles allí donde otros métodos han fracasado más que como un procedimiento de construcción.

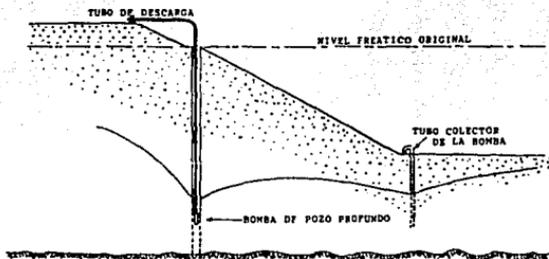


FIGURA 111.9 DRENAJE POR MEDIO DE BOMBAS DE POZO PROFUNDO

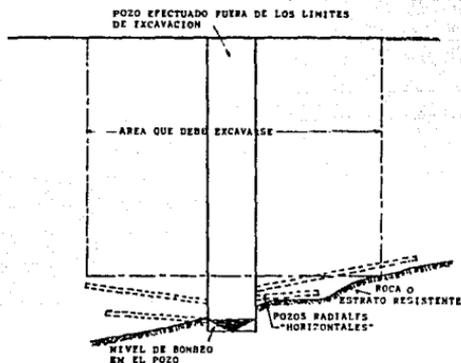


FIGURA 111.10 INSTALACION DE POZOS HORIZONTALES

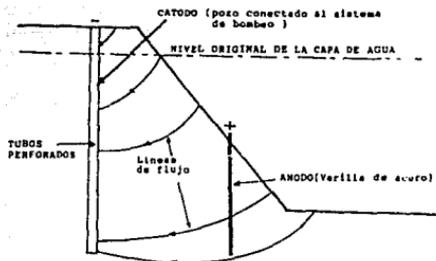


FIGURA 111.11 INSTALACION DE ELECTRO-OSMOSIS

3.8. REDUCCION O ELIMINACION DEL AGUA FREATICA MEDIANTE INYECCION DE PASTA DE CEMENTO Y OTROS PROCESOS SIMILARES

En los terrenos muy permeables donde los tubos de achique o perforados requieren un bombeo muy elevado, o en formaciones rocosas con agua intersticial en las que no pueden utilizarse cortinas de tubos de achique y los pozos perforados resultan muy caros, pueden seguirse otros procedimientos. Un método utilizado con frecuencia consiste en inyectar materiales finos en los poros y huecos del suelo o en fisuras y cavidades en los estratos rocosos, reduciendo así la permeabilidad del terreno y llegando, incluso, en circunstancias favorables a eliminar totalmente la entrada del agua en la excavación. Estos procedimientos pueden también usarse con gran eficacia en excavaciones con pozos muy profundos en formaciones rocosas con gran cantidad de agua intersticial en las que es posible que no existan espacios disponibles en el pozo para que las bombas puedan eliminar grandes cantidades de agua. Sin embargo, es necesario poner gran cuidado en su adopción, sobre todo al trabajar en las proximidades de alguna estructura subterránea, ya que la inyección a presión de grandes cantidades de materiales en el terreno debe causar inevitablemente algún desplazamiento. El material inyectado tiende a moverse a lo largo de las capas más permeables o a lo largo de los planos que señalan zonas de debilidad, emergiendo a menudo a una distancia considerable del punto de inyección. Por consiguiente, conviene mantener una atenta vigilancia en las alcantarillas o sótanos que puedan existir en las proximidades de la obra.

A. -INYECCION DE PASTA DE CEMENTO.

El cemento constituye un excelente material de inyección; no sólo rellena los poros y huecos, sino que al endurecer fortalece el suelo o los estratos rocosos.

Es necesario que el suelo posea una granulometría elevada para que permita una inyección eficiente con pasta de cemento. Este

procedimiento resulta totalmente ineficaz en arenas excepto por lo que a su efecto de consolidación o compactación se refiere cuando se inyecta en cortos intervalos. En rocas o materiales gruesos la excavación se rodea por medio de una "cortina de pasta" que consta de dos filas de agujeros de inyección primarios con sus centros separados de 3 a 6 m en ambas direcciones, con unos segundos agujeros (y posiblemente unos terceros) entre ellos. La regla empírica más usual para inyectar pasta en las grietas de estratos rocosos es el uso de 0.07 Kg/cm² por cada 30 cm de profundidad del agujero, con presiones mayores para las fases segunda y tercera dependiendo de la eficacia de la inyección primaria. Es preferible bombear la pasta mediante una bomba impulsante de doble efecto en vez de utilizar un simple boogee-pan (cilindro de presión con paletas mezcladoras en su interior accionadas a mano o mecánicamente). La bomba que inyecta la pasta puede controlarse para que actúe a una velocidad uniforme y a una presión constante, pudiéndose conseguir presiones de inyección mucho mayores en comparación con el boogee-pan, en donde la presión está limitada a la del compresor del aire.

Con una bomba impulsante es también imposible que el aire penetre en los huecos del suelo o de las rocas. Sin embargo, el hecho de que puedan emplearse presiones elevadas con ese tipo de bombas puede arriesgar la vida de las personas o causar daños a las propiedades cuando son empleadas por personas inexpertas. Por esta razón se prefiere a veces el boogee-pan cuando no exista personal especializado.

B. -INYECCION DE PASTA DE ARCILLA.

En terrenos con granulometría demasiado fina para inyectar pasta de cemento, y en gravas en las que se requiera tan sólo una reducción de permeabilidad sin necesidad de reforzar el terreno, se han utilizado inyecciones de emulsiones bituminosas o lechosas de arcilla o bentonita con adiciones químicas en algunas ocasiones para ayudar a la dispersión y suspensión de estos materiales.

El principio del método Soletanche consiste en utilizar bentonita en combinación con cemento portland, silicatos solubles, y otros agentes en diversas proporciones para producir una pasta cuyas características pueden variarse para que se adapte a la permeabilidad del terreno en que se inyecta.

Los huecos más grandes se rellenan primero con una pasta de arcilla-cemento seguida de la inyección de la combinación de arcilla-productos químicos para rellena los espacios en los materiales más finos.

3.9. CONSOLIDACION QUIMICA

El proceso de inyección de productos químicos o de consolidación química sólo es aplicable a gravas arenosas, y a arenas de toda clase excepto con granulometrias muy finas. Los productos químicos más comúnmente utilizados son el silicato sódico y el cloruro cálcico (método Joosten) que reaccionan conjuntamente formando un "gel de sílice" al procedimiento. Se han probado también otros varios procedimientos químicos. En el proceso "doble fluido" se introducen en el terreno unas tuberías con una separación de 60 cm y se inyecta cloruro de calcio por una de ellas y silicato sódico por la otra a medida que se procede lentamente a la recuperación, de las tuberías en varias etapas. Como variante puede inyectarse uno de los productos químicos a medida que se va hincando la tubería, seguido del otro producto químico en la fase de recuperación. En el método de "fluido sencillo" los dos productos químicos se inyectan conjuntamente a través del mismo tubo, añadiéndose un retardador que impida la formación de "gel" hasta que se haya recuperado el tubo de inyección.

El efecto de la consolidación química consiste en transformar un suelo arenoso en una arenisca débil, facilitando así las excavaciones en las proximidades de alguna cimentación. Constituye un recurso bastante útil en los trabajos de apuntalamiento y puede emplearse en la colocación de cajones o perforación de pozos

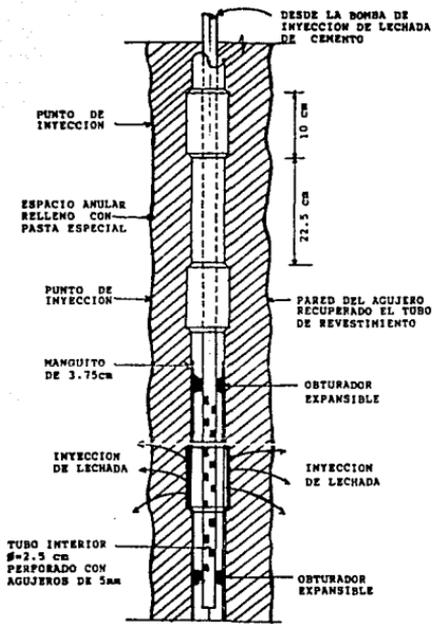


FIGURA III.12 TUBO SOLTANCHE DE INYECCION DE LECHADA

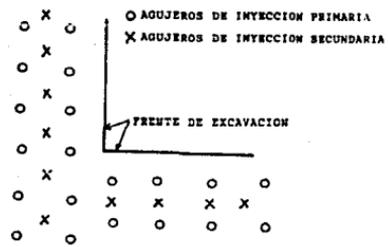


FIGURA III.13 DISPOSICION EN PLANTA DE LOS AGUJEROS DE INYECCION DE PASTA PARA FORMAR UNA (cortina de pasta) ALREDEDOR DE LA EXCAVACION

o túneles, en las que se emplean aire comprimido, consiguiéndose así ahorros en el consumo de aire.

3.10. PROCESO DE CONGELACION

Debido a su costo excesivamente elevado, la congelación del terreno para impedir la afluencia de agua en las excavaciones suele recomendarse como último recurso cuando todos los demás han fallado o resultan impracticables por un motivo u otro.

Existen varios métodos de congelación, cuya diferencia radica en la forma de crear frío y en la forma de transportarlo.

Los métodos de congelación empleados actualmente son:

- a) Métodos Convencionales.
- b) Método Criogénico.

En los métodos convencionales se utilizan sistemas de refrigeración de circuito cerrado donde el refrigerante es recuperado, se utilizan en congelaciones a largo plazo.

El elevado costo del proceso se debe a la necesidad de efectuar una gran cantidad de agujeros poco espaciados alrededor de la excavación. Estos agujeros deben hacerse con un alto grado de exactitud en la verticalidad para evitar el riesgo de un hueco en el cerramiento de un terreno congelado, y la planta de refrigeración resulta muy cara de instalar y mantener. Este sistema presenta además el inconveniente de que se tarda unos seis meses en taladrar los agujeros, instalar la planta y congelar el terreno.

En el Método Criogénico generalmente se utiliza nitrógeno líquido. Tiene la ventaja de la rapidez y de la sencillez del equipo, aunque el nitrógeno no se recupera este método suele utilizarse sólo en casos especiales de corta duración (7 días).

Basicamente, el sistema supone la realización de un círculo o rectángulo con sus centros separados 90 a 120 cm alrededor de la excavación. Estos taladros se revisten con unos tubos de acero de

10 a 15 cm que llevan el fondo cerrado, introduciéndose a continuación un tubo interior de 3.75 a 7 cm de diámetro, abierto por el fondo. La parte superior de ambos tubos se conecta a una tubería anular por la que circula nitrógeno procedente del tanque de almacenamiento. Este líquido se bombea hacia los tubos inferiores y se eleva por el espacio anular comprendido entre ellos y el revestimiento exterior, congelando así el terreno seguidamente, el nitrógeno escapa a la atmósfera y no se recupera.

Los dispositivo de aviso se forma con tubos perforados. A medida que se va formando y cerrando el muro de hielo, este va comprimiendo el agua del terreno en el interior del muro. Cuando el agua se eleva por el tubo de aviso y fluye al nivel del terreno, es señal de que el muro de hielo ya se ha cerrado, pudiéndose comenzar, entonces la excavación.

Lo más importante al utilizar el método de congelación es asegurarse de que el muro de hielo es continuo, antes de comenzar a excavar.

Si la congelación es a largo plazo, se puede utilizar la combinación de dos métodos uno con equipo refrigerante para el mantenimiento de la zona congelada y otro para la congelación inicial mediante fluido criogénico.

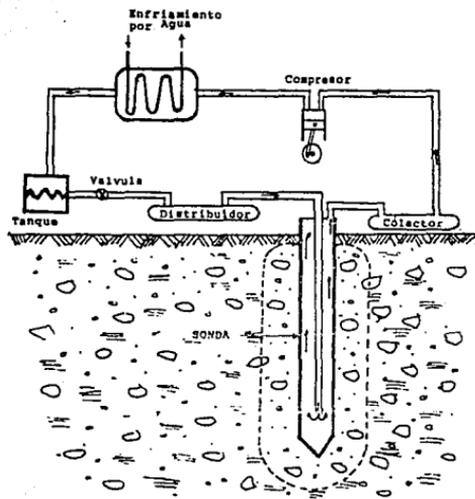


FIGURA 111.14 METODO CONVENCIONAL

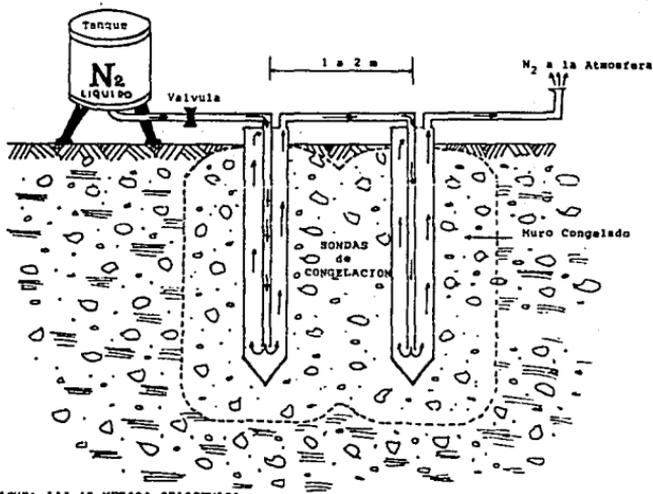


FIGURA 111.15 METODO CRIOGENICO

4. ASENTAMIENTOS DEBIDOS AL ABATIMIENTO DEL AGUA FREÁTICA

Siempre que se hace descender el nivel frático, el peso efectivo del material entre la posición original y final de dicho nivel, aumenta del valor correspondiente al suelo sumergido al del suelo humedo o saturado. Esto causa el aumento correspondiente de presión efectiva en todos los niveles abajo de la posición original del nivel freático, y produce deformaciones de acuerdo con la relación esfuerzo-deformación, para el material en cuestión. Los desalojamientos originados producen un asentamiento de la superficie del terreno que es aproximadamente proporcional al descenso del nivel freático.

Un sólo aumento de la presión efectiva en una masa de arena produce ordinariamente asentamientos de significación, porque aun la arena suelta es relativamente incompresible. Sólo si la arena está extremadamente suelta, de manera que su estructura puede sufrir un colapso, existe la posibilidad de un asentamiento importante. Por otra parte, las fluctuaciones del nivel freático pueden producir por último, grandes asentamientos, debido a que la deformación de la arena aumenta perceptiblemente con cada aplicación de carga.

Durante la construcción, el nivel freático baja usualmente sólo una o dos veces y el efecto acumulativo no es importante.

En algunos casos, han ocurrido grandes asentamientos cerca de las excavaciones drenadas en arena, debido a que se ha permitido la formación de manantiales cerca de la excavación. El agua, al formar manantiales puede acarrear al material dentro de la excavación grano a grano, pudiéndose formar un túnel debajo de algún estrato ligeramente cohesivo. Cuando el túnel se hace suficientemente grande, puede sufrir un colapso su techo, y la superficie del terreno que queda arriba de él se asienta. El asentamiento puede tomar la forma de un sumidero, situado a considerable distancia del bordo de la excavación.

El abatimiento del nivel freático dentro o arriba de un estrato de arcilla, aumenta en última instancia la presión intergranular igual que en la arena. Además, debido a la elevada compresibilidad de la arcilla y de varios suelos orgánicos, los asentamientos originados pueden ser demasiado grandes. Sin embargo, el proceso de consolidación iniciado al descender el nivel freático, puede requerir considerable tiempo para que se produzca todo el asentamiento. El tiempo depende principalmente de la permeabilidad del material. El asentamiento de la turba y del limo orgánico puede ocurrir muy rápidamente, llegando a ser de varios decímetros. El asentamiento en las arcillas más impermeables puede no ser excesivo durante el relativamente corto período de construcción.

Si los mantos compresibles están sobre una capa de arena en la cual se haya hecho descender el nivel freático, los niveles piezométricos pueden disminuir hasta una distancia muy grande de la excavación. Los asentamientos correspondientes a los materiales superiores se pueden extender lejos del lugar de la construcción y ser la causa de defectos estructurales importantes.

CAPITULO IV,
DIVERSOS TIPOS DE CIMENTACIONES

1- INTRODUCCION

La variabilidad de las condiciones del subsuelo y la gran diversidad de estructuras que en él se construyen hacen necesaria la adopción de una amplia gama de tipos y sistemas de cimentación.

Ademas, hoy se dispone de una gran variedad de tipos de cimentación adaptable cada una de ellos a tipos peculiares de suelos y estructuras, consiguiéndose con una buena combinación seguridad y economía máximas.

Una de las clasificaciones más generales de las cimentaciones es la que se presenta a continuación:

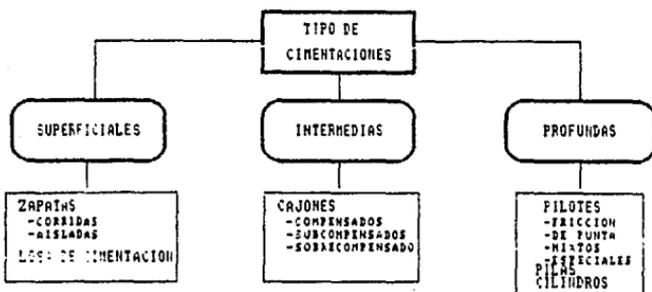


FIGURA IV.1 CLASIFICACION DE LAS CIMENTACIONES

2.- CIMENTACIONES SUPERFICIALES

2.1. INTRODUCCION

Una cimentación superficial es aquella en la cual los elementos verticales de la superestructura se prolongan hasta el terreno de cimentación, descansando directamente sobre él mediante el ensanchamiento de su sección transversal con el fin de reducir el esfuerzo unitario que se transmite al suelo.

Cuando la profundidad de la cimentación no es mayor que un par de veces el ancho del cimiento, se dice en la ingeniería práctica que se trata de una cimentación superficial.

Los tipos más frecuentes de cimentación superficial son; Zapata Aislada, Zapata Corrida y losa de Cimentación.

2.2. ZAPATAS

Una zapata es una ampliación de la base de una columna o muro, que tiene por objeto transmitir la carga al subsuelo a una presión adecuada a las propiedades del suelo.

Las zapatas que soportan una sola columna se llaman individuales o zapatas aisladas, las zapatas que se construyen debajo de un muro se llaman zapata corrida o zapata continua. Si una zapata soporta varias columnas se llama zapata combinada. Una forma especial de zapatas combinadas que se usa comúnmente en el caso de que una de las columnas soporte un muro exterior es la zapata en voladizo o en cantiliver.

2.3. ZAPATAS AISLADAS

La función de una zapata es distribuir la carga total que transmite una columna, pila o muro, incluyendo su propio peso, sobre suficiente área de terreno, de modo que la intensidad de la presión que se transmite se mantenga dentro de los límites permitidos para el suelo que soporta. La zapata es un agrandamiento de una columna para reducir la presión sobre el suelo a la máxima admisible.

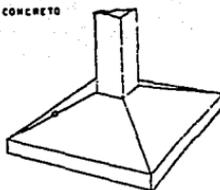
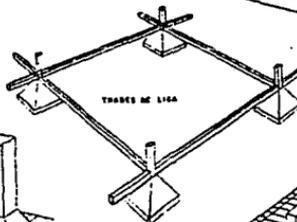
CIMIENOS
(Footings)

01- DE CONCRETO

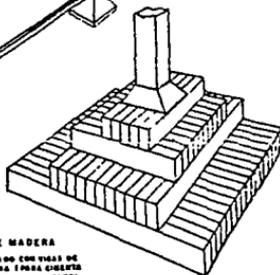
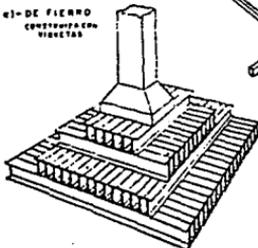
01- DE PIEDRA



ES CONVENIENTE PARA LA CUBIERTA DE MADERA
DEBEN LOS CIMIENTOS AISLADOS, CON TRABES DE
LIGA.

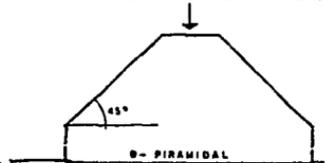
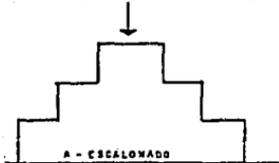


01- DE FIERRO
CONSTRUYENDO
TIRANTES



01- DE MADERA
FORMADO CON TRAVES DE
MADERA (TRAVESAÑOS)
COMO EN PARALELOS.

CIMIENOS DE CONCRETO SIMPLE



CIMIENOS DE PIEDRA

a) GRASA



**b) MISTO DE PIEDRA
LAJA Y GRASA**



c) PIEDRA LAJA



FIGURA IV.2 DIVERSOS TIPOS DE ZAPATAS

Las zapatas aisladas son elementos estructurales, generalmente cuadrados o rectangulares, que se construyen bajo las columnas con el objeto de transmitir la carga de estas al terreno en una mayor area.

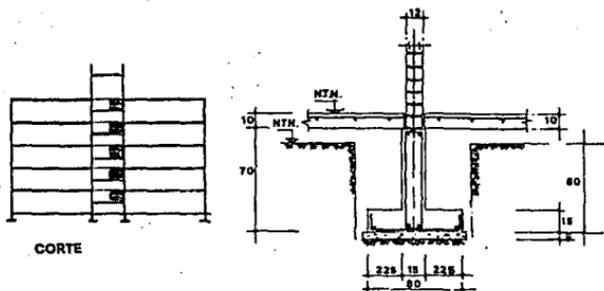
En ocasiones las zapatas aisladas soportan mas de una columna, pero por lo general, cada zapata soporta la carga transmitida por una columna, generalmente se construyen de concreto reforzado o de mamposteria, y la longitud no excede 1.5 veces el ancho de la misma.

Este tipo de cimentacion es utilizada en suelos compactos de baja compresibilidad y para estructuras donde los hundimientos diferenciales entre columnas, pueden ser soportados por la flexibilidad de la superestructura sin daño para la construccion, o bien, cuando esos hundimientos diferenciales son tan bajos que sus efectos en los elementos estructurales son absorbidos mediante uniones apropiadas entre ellos.

Las zapatas conviene ligarlas con elementos que se acostumbra llamar traveses de liga, traveses de rigidez o contratraveses, las cuales permiten diseñar a las zapatas solo con carga vertical.

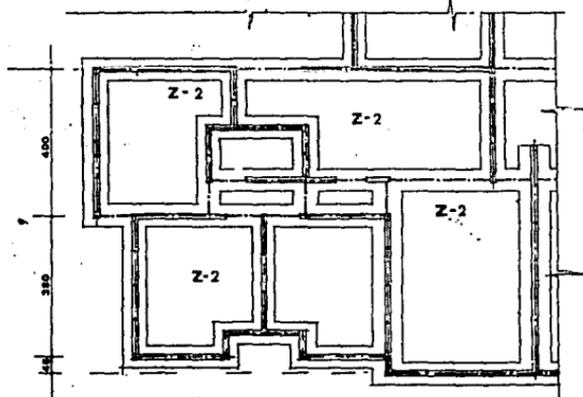
Las traveses de liga tienen las funciones siguientes:

- a) Absorber los momentos originados por la acción de un sismo, transmitidos por las columnas a la cimentación.
- b) Reducir la esbeltez de las columnas.
- c) Absorber hundimientos diferenciales en la cimentación provocados por hundimientos en el terreno.
- d) Absorber excentricidades de carga en zapatas de lindero.



CORTE

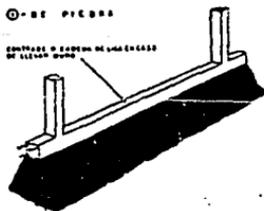
Z - 2



PLANTA DE CIMENTACION

⊙ - DE PIEDRA

ENTRADA O SALIDA DE LAS CARGAS DE SECCION MUERTA



⊙ - DE CONCRETO

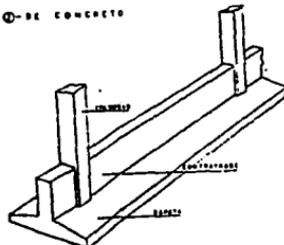


FIGURA IV.3 ZAPATAS CORRIDAS

2.4. ZAPATAS CORRIDAS

Las zapatas corridas son elementos análogos a los de las zapatas aisladas, en los que la longitud supera en mucho al ancho y que soporta un muro o varias columnas entrelazadas por una dala o viga de cimentación, puede ser de concreto reforzado o de mampostería. La zapata corrida es una forma evolucionada de la zapata aislada en el caso de que el suelo ofrezca una resistencia baja, que oblique al empleo de mayores áreas de repartición o en el caso en que deban trasmitirse al suelo grandes cargas.

Su uso es recomendable en suelos de compresibilidad baja o media, y para estructuras donde se requiere controlar, dentro de ciertos límites, la magnitud de los hundimientos diferenciales entre columnas. Estos hundimientos son neutralizados por la rigidez de la viga de cimentación o contratrabe.

Las zapatas corridas pueden diseñarse para ligar columnas en una sola dirección o en ambas, de acuerdo con la magnitud y distribución de las cargas por columna.

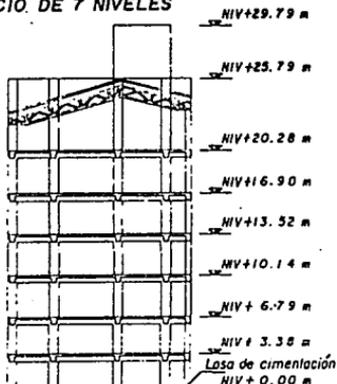
Para cargas pesadas se requerirán zapatas corridas en ambas direcciones y en este caso la superficie de apoyo cubre una buena parte del área de construcción.

2.5. LOSA DE CIMENTACION

Cuando las resistencias del terreno son muy bajas o las cargas muy altas, las áreas requeridas para apoyo de la cimentación deben aumentarse, llegandose al empleo de verdaderas losas de cimentación, construidas también de concreto reforzado, las que pueden llegar a ocupar toda la superficie construida.

Una losa de cimentación es una zapata combinada que cubre toda el área que queda debajo de una estructura y que soporta todos los muros y columnas. Cuando las cargas del edificio son tan pesadas o la presión admisible en el suelo es tan pequeña que las zapatas individuales van a cubrir más de la mitad del área del

EDIFICIO DE 7 NIVELES



SIMBOLOGIA

- RELLENO
- ARCILLA
- LIMO
- ARENA
- CENIZA VOLCANICA Y VIDRIO

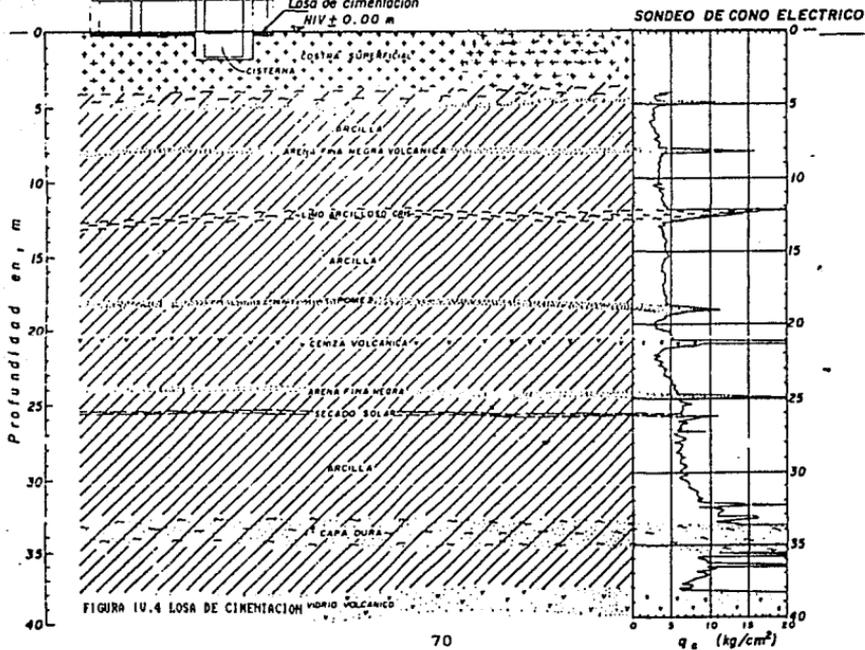


FIGURA IV.4 LOSA DE CIMENTACION VIDRIO VOLCANICO

edificio, es probable que la losa corrida sea más económica que las zapatas.

Ordinariamente, las losas de cimentación se proyectan como las losas de concreto planas y sin nervaduras. Las cargas que obran hacia abajo sobre la losa son las de las columnas individuales o las de los muros.

En este caso se considera frecuentemente a la carga total de la estructura como uniformemente distribuida en el área de construcción.

Los hundimientos totales y diferenciales son controlados por la rigidez de la losa; cuanto menor es, la cimentación resulta más económica.

Sin embargo, la necesidad de restringir movimientos verticales diferenciales entre columnas, puede requerir mayor rigidez en la losa, lo cual se consigue ya sea aumentando su espesor, o bien, ligando líneas de columnas mediante vigas de cimentación.

Este tipo de cimentación se utiliza generalmente sobre suelos de compresibilidad media, a menos que puedan permitirse grandes hundimientos totales en determinada obra, en cuyo caso pueden construirse, aún sobre suelos de alta compresibilidad. La losa de cimentación se usa suficientemente para reducir hundimientos diferenciales.

Si aún en el caso de emplear una losa corrida la presión transmitida al subsuelo sobrepasa la capacidad de carga de éste, es evidente de recurrir a soportar la estructura en estratos más firmes, que se encuentren a mayores profundidades, llegando así a las cimentaciones profundas.

3.- CIMENTACIONES INTERMEDIAS

3.1. INTRODUCCION

Son aquellas en que la profundidad de desplante es tal; que el peso de la estructura sea menor, igual o mayor que el peso de la tierra excavada; en este último caso el resto del peso de la estructura se trasmite al suelo por apoyo directo.

A este tipo de cimentación se le conoce también como cimentaciones por sustitución y están constituidos por cajones de cimentación cuyo desplante en el terreno es una losa corrida apoyadas en las contratraves dispuestas en dos direcciones, muros de contención y losa tapa.

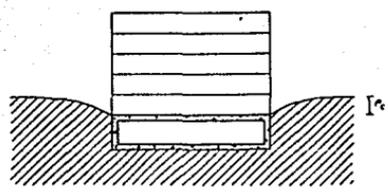
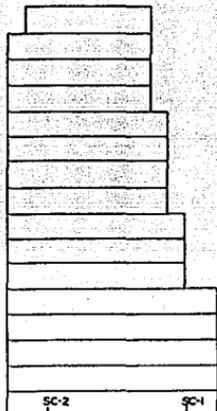
Este tipo de cimentación que se acostumbra a utilizar en terrenos compresibles, con objeto de reducir la carga neta y evitar incrementar la presión de la estructura al terreno natural, que se traduce en un incremento de la estructura, puede tener tres características que guardan relación con el peso del edificio y el del suelo sustituido por la excavación.

El principio en que se basan estas cimentaciones es bien sencillo; se trata de desplantar a una profundidad tal que el peso de la tierra excavada iguale al peso de la estructura, de manera que al nivel de desplante del suelo, por así decirlo, no sienta la sustitución efectuada, por no llegarle ninguna presión en añadidura a la originalmente existente.

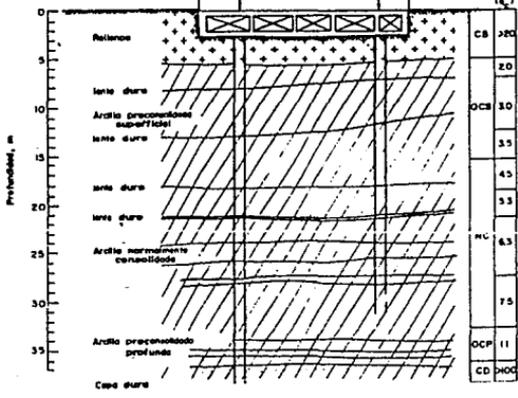
Este tipo de cimentación exige, por supuesto, que las excavaciones efectuadas no se rellenen posteriormente, lo que se logra o con losa corrida en toda el área de cimentación o construyendo cajones huecos en el lugar de cada zapata (puentes).

Las cimentaciones compensadas han sido particularmente utilizadas para evitar asentamientos en los suelos altamente compresibles, pues, teóricamente, los elimina por no dar al terreno ninguna sobrecarga.

BONDED	PROF. ALCANZADA
SC-1	31.2
SC-2	36.8



Asentamiento por consolidación bajo la carga no compensada $W_{ne} = W_{re} - W_c$
Caja parcialmente compensada



F JURA IV.5 CAJONES DE CIMENTACION

Sin embargo como el proceso de carga no es simultaneo con el de descarga resultado de la excavación, tienen lugar 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. Así, los problemas principales de una cimentación compensada emanan de la excavación necesaria, generalmente profunda.

3.2. COMPENSACION TOTAL

Son aquellas en que el peso de la estructura es igual al peso de la tierra excavada.

3.3. CIMENTACION SOBRECENSADA

Se presenta cuando el edificio pesa menos que el volumen de tierra excavada, tendiendo naturalmente a emerger hasta lograr su total equilibrio.

La expansión del terreno originada por la liberación de cargas en la excavación, puede ser causa de serios problemas de emersión de los diferentes tipos de edificaciones y en determinado momento puede dañar en forma seria a construcciones adyacentes.

Las contrucciones de este tipo no son frecuentes y existen varias maneras de evitar en lo posible su emersión. Consisten en colocar pilotes trabajando a tensión, dentellones laterales para ayudarse con el peso del terreno adyacente e incrementar los pesos de carga muerta como pueden ser losas de gran espesor de concreto armado.

El problema a solucionar y que en ocasiones representa gran dificultad es cuando en una misma construcción existen diferentes tipos de expansión, excéntricamente dispuestas.

Construcciones sobrecensadas son cisternas enterradas cuando están vacías, silos subterráneos, el metro bajo la superficie (ya se aprecia emersión en algunas zonas), estacionamientos bajo el nivel de la calle, etc.

Cuando la cimentación es sobrecompensada, las contrarabes tendrán que ser analizadas con una deformación provocada por el empujamiento diferencial que resulta del rebote elástico o expansión del suelo.

3.4. CIMENTACION SUBCOMPENSADA

Las cimentaciones subcompensadas ó parcialmente compensadas son aquellas en que el terreno excavado pesa menos que el peso del edificio.

En los analisis de las mismas se deben considerar principalmente, los hundimientos diferenciales que se obtengan según el estudio de mecánica de suelos, aun cuando sus resultados se dan considerando una placa flexible que el diseñador tendrá que adecuar con la rigidez de la cimentación. A mayor rigidez menor hundimiento diferencial.

Este estudio en que debe lograrse una interacción suelo-cimentación se resuelve por tanteos hasta igualar deformaciones de cimentación del terreno.

Hay ocasiones en que el estado de mecánica de suelos da hundimientos diferenciales de cierta magnitud y son mayores que el flechamiento de la cimentación apoyada en sus extremos y cargadas con las respuestas de las columnas.

4.- CIMENTACIONES PROFUNDAS

4.1. INTRODUCCION

Una cimentación profunda o indirecta es aquella que se lleva a cabo por elementos intermedios como pilotes, pilas y cilindros.

Las condiciones del suelo superficial no siempre son apropiadas para permitir el uso de una cimentación poco profunda. En tal caso será preciso buscar terrenos de apoyo más resistentes a mayores profundidades; a veces estos no aparecen a niveles alcanzables económicamente y es preciso utilizar como apoyo de los terrenos blandos y poco resistentes de que se dispone, contando con elementos de cimentación que distribuyan la carga en un espesor grande de suelo.

En los casos de estructuras pesadas que deben construirse sobre suelos muy compresibles, de tal manera que por medio de un cajón de cimentación razonablemente económico será insuficiente para controlar los asentamientos totales, deberá recurrirse a cimentaciones profundas buscando terrenos de apoyo más resistentes a mayores profundidades.

Los elementos que forman las cimentaciones profundas que hoy se utilizan más frecuentemente se distinguen entre sí por la magnitud de su diámetro o lado, según sean de sección recta, circular o rectangular, que son las más comunes.

Los elementos que constituyen los diferentes tipos de cimentaciones profundas se clasifican, en primera instancia, por su dimensión transversal.

Los elementos muy esbeltos con dimensiones transversales comprendidos entre 0.30 y 1.0 m se denominan pilotes. Los elementos cuyo ancho sobrepasa 1.0 m pero sin exceder 3.0 m suelen llamarse pilas (algunos autores consideran a las pilas mayores de .60 m de ancho). Sin embargo, más que el diámetro o el lado para definir una pila, el término se utiliza para elementos apoyados en estratos resistentes y que por tanto, soportan grandes

cargas. Generalmente son de concreto colado en el lugar y por su mismo uso, de diametro apreciable.

Para dimensiones transversales del orden de 3.0 m. o mayores, los elementos de cimentación se construyen huecos para economizar material y disminuir su peso propio, con un tapon en su punta. A estos elementos se les denomina cilindros de cimentación por ser su forma usual, y siempre se construyen de concreto, hincandolos en tramos prefabricados.

4.2. PILOTES

En general los pilotes son elementos que se utilizan para transmitir las cargas de una estructura a estratos profundos mas resistentes que los mantos superficiales, o bien cuando la estructura debe construirse en un sitio cubierto por agua.

Los pilotes son miembros estructurales muy esbeltos con un area de seccion transversal pequeña comparada con su longitud, del orden de 0.30 m a 1.0 m. Aunque la inmensa mayoría de los pilotes en uso tienen diámetros o anchos comprendidos entre 0.30 m a .60 m ; pueden ser de concreto, acero o madera.

Desde el punto de vista de su forma de trabajo, los pilotes se clasifican en pilotes de punta, fricción y mixtos. Los pilotes de punta desarrollan su capacidad de carga con apoyo directo en un estrato resistente. Los pilotes de fricción desarrollan su resistencia por la fricción lateral que genera entre el suelo que los rodea. Los pilotes mixtos aprovechan a la vez estos dos efectos.

Atendiendo al material del cual están hechos, los pilotes pueden ser de madera, de concreto, de acero o de una combinación de estos materiales.

Los pilotes de madera ya se usan muy raramente en trabajos de importancia y han quedado prácticamente circunscritos a estructuras provisionales. Los pilotes de concreto son los mas ampliamente usados en la actualidad; pueden ser de concreto

reforzado comun o presforzados; aunque en su mayoría son de seccion llena, últimamente se ha desarrollado bastante el uso de pilotes huecos, de menor peso. Los pilotes de acero son de gran utilidad en aquellos casos en que la hinca de los pilotes de concreto se dificulte por la relativa resistencia del suelo, pues tiene mayor resistencia a los golpes de martinete de hincado y mayor facilidad de penetración.

4.2.1. PILOTES DE MADERA

Importantes estructuras fueron cimentadas sobre pilotes de madera tales como el edificio " La Nacional ", nuestro primer rascacielos, el Hotel reforma, la Columna de la Independencia y muchos otros.

Los pilotes de madera proporcionan cimentaciones seguras y economicas, su longitud está limitada por la altura de los arboles disponibles que son de longitudes de 12 a 18 m.

Los pilotes de madera no pueden soportar esfuerzos debido a un fuerte hincado, en ocasiones necesario para penetrar mantos muy resistentes, no pueden hincarse en suelos de alta resistencia, sin sufrir daño; por lo tanto, rara vez se usan para cargas mayores de 30 ton, en muchas localidades la carga de trabajo esta restringida a 25 ton, o menos.

Aunque la duración del pilote puede ser indefinidamente cuando esta rodeado permanentemente por un suelo saturado, esta sujeto a pudrirse arriba de la zona de saturacion, se puede aumentar la vida del pilote arriba de la zona de saturacion por medio de tratamientos especiales.

En ciertas zonas pueden ser dañados o destruidos por insectos como las termitas, tambien en las aguas estancadas o saladas estan sujetos al ataque por varios organismos.

4.2.2. PILOTES DE CONCRETO

En la actualidad se dispone de una gran variedad de pilotes de concreto, de los cuales se elije al que mejor se adapte a una obra determinada.

Los pilotes de concreto se pueden dividir en dos categorías principales, colados en el lugar (in situ) y precolados. Los primeros pueden ser pilotes con o sin ademe.

El ademe es una funda o tubo metálico que tiene por objeto evitar la mezcla del suelo y agua con el concreto fresco y cuando este se cuele, y proporcionarle al concreto un molde que lo mantenga en reposo mientras completa su fraguado. También reduce el costo de los materiales que se utiliza en el pilote.

El ademe puede ser tan delgado que no se considera al evaluar la capacidad estructural del pilote, pero debe de resistir la presión del terreno que lo rodea antes de que se llene de concreto. El ademe puede dejarse enterrado o extraerse.

Los pilotes precolados deben reforzarse para soportar el manejo hasta que están listos para hincarse y para resistir los esfuerzos del hincado. Si se subestima la longitud necesaria, es muy difícil prolongarse, en caso contrario es muy caro cortarlos. Pero los pilotes precolados seccionados pueden variar su longitud fácilmente.

También los pilotes precolados se preesfuerzan, para reducir las grietas producidas por la tensión durante su manejo e hincado, y proporcionar resistencias al esfuerzo de flexión.

Los pilotes preesforzados de una pieza tienen la misma desventaja que los ordinarios, si sus longitudes se estiman mal. Los pilotes preesforzados seccionales, obvian esta dificultad.

Se han desarrollado pilotes huecos cilindricos preestirzados de concreto centrifugado, con diámetros de hasta 1.5 m o mas, y de espesores de 10 a 15 cm, para elevadas capacidades; se usan bastante para pilas de puentes.

Los pilotes de concreto pueden hincarse hasta alcanzar una alta resistencia sin daño, usualmente es posible aplicarles mayores cargas que a los pilotes de madera.

En condiciones ordinarias no están sujetas a deterioro y se pueden usar arriba del nivel freático. En elevadas concentraciones de sales de magnesio o sulfato de sodio puede deteriorarse el pilote. Las sales en el agua de mar y la humedad marina, atacan el refuerzo del pilote a través de las grietas en el concreto; al formar el óxido el concreto se desconcha.

4.2.3. PILOTES DE ACERO

Se utilizan mucho como pilotes los tubos de acero, que usualmente se llenan de concreto después de hincarlos, y los perfiles de acero en H cuando las condiciones requieren un hincado violento, longitudes desusadamente grandes, o elevadas cargas de trabajo por pilote.

Los pilotes de perfiles de acero en H penetran en el terreno más fácilmente que otros tipos, en parte porque desalojan relativamente poco material. Se usan para alcanzar un estrato de gran capacidad de carga a gran profundidad. Si el hincado es difícil y si el suelo contiene obstrucciones o gravas gruesas, se pueden dañar los patines y se puede torcer el pilote, en estos casos se debe reforzar las puntas de los pilotes.

El diámetro de los pilotes de tubo varía usualmente de 25 a 75 cm, el espesor es mayor de 2.5 mm, y usualmente se hincan con espesores hasta 4.5 m con mandril.

Si los pilotes se hincan con el extremo abierto, deben limpiarse antes de llenarlos de concreto, ordinariamente, están cerrados con una placa en el extremo inferior.

Los pilotes de acero están sujetos a la corrosión. El deterioro es insignificante, si todo el pilote está enterrado en una formación natural, pero puede ser intenso en rellenos debido al oxígeno atrapado.

Los recubrimientos epoxicos son metodos de defensa efectivos y no se dañan con facilidad con el hincado.

4.2.4. PILOTES COMPUESTOS

Se denominan pilotes compuestos a aquellos constituidos por dos materiales, seleccionados siempre entre madera, concreto y acero. Tambien caen dentro de esta denominación los pilotes de concreto formados parte precolada y otra colada en el lugar.

Cuando se usa madera para formar pilotes ha de tenerse en cuenta que las fluctuaciones del nivel freático, con periodos de humedecimiento y secado, son sumamente perjudiciales; en cambio pilotes de madera siempre bajo el nivel freático se conservan en forma excelente. Asi, las secciones compuestas de concreto y madera pueden usarse cuando el nivel freático no esté mas profundo de 15 a 20 m, limite que suele considerarse para la seleccion de concreto de un pilote compuesto; si el nivel freático está mas profundo ya seria conveniente pensar en un pilote solo de concreto.

La union entre las secciones diferentes se logra con varios dispositivos practicos.

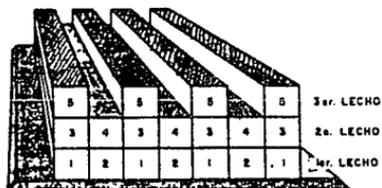
Cuando la seccion superior soporte esfuerzos de flexion que produzcan esfuerzos laterales de importancia, puede convenir construirla de acero, generalmente de secciones tubulares, obteniendose así un pilote compuesto de acero y de madera.

Los pilotes compuestos de concreto y acero suelen tener de este material el tramo de punta, con lo que se logra una mayor facilidad de penetración en terrenos duros; las puntas de acero suelen entonces ser de seccion H.

CLASIFICACION DE PILOTES ATENDIENDO A CIERTAS CAUSAS

- | | |
|---|--|
| <p>A. SEGUN MATERIAL</p> <ul style="list-style-type: none"> - MADERA - METALICOS - CONCRETO REFORZADO - CONCRETO PREESFORZADO - CONCRETO SIMPLE - MIXTOS | <p>E. FORMA DE TRANSMITIR CARGA</p> <ul style="list-style-type: none"> - DE PUNTA - DE FRICCIÓN - APOYO MIXTO - CONTROL |
| <p>B. SEGUN FORMA DE LA SECCION</p> <ul style="list-style-type: none"> - CILINDRICOS - CUADRADOS - PERFILES I. + H. delta | <p>F. LOCALIZACION O DIRECCION</p> <ul style="list-style-type: none"> - AXIALES (verticales) - EXCENTRICOS (inclinados) |
| <p>C. SEGUN SISTEMA DE FABRICACION</p> <ul style="list-style-type: none"> - COLADOS EN LA PERFORACION - PRECOLADOS EN TRAMOS LARGOS - PRECOLADOS EN TRAMOS CORTOS | <p>G. SEGUN MOMENTO DE HINCADO</p> <ul style="list-style-type: none"> - PREVIOS AL DESPLANTE DEL EDIFICIO - POSTERIORES AL MISMO |
| <p>D. SEGUN TECNICA DE HINCADO</p> <ul style="list-style-type: none"> - A PRESION (con gatos) - A GOLPES (con martinete) | <p>H. SEGUN PERFORACION</p> <ul style="list-style-type: none"> - CON PERFORACION PREVIA - SIN PERFORACION PREVIA |

FIGURA IV-6 CLASIFICACION DE PILOTES



Secuencia de colado de pilotes de sección cuadrada

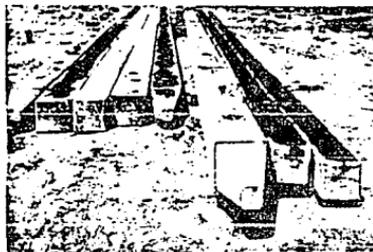


FIGURA IV.7 PILOTES DE CONCRETO

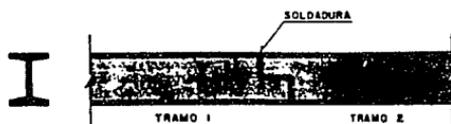


FIGURA IV.8 PILOTES DE ACERO

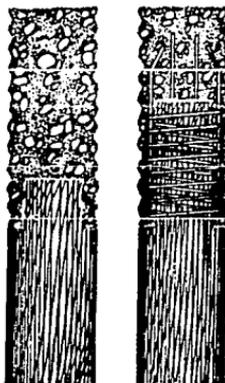


FIGURA IV.9 PILOTES DE MADERA COMPUESTOS

4.2.5. PILOTES DE FRICCIÓN

Cuando la fuerza resistente del terreno se debe a la cohesión, como en el caso de pilotes hincados en arcilla, se les denomina Pilotes de Adherencia. Si la fuerza resistente se debe a la fricción entre el pilote y suelo granular se les llama pilotes de fricción, también conocidos como "flotantes".

Los pilotes de fricción desarrollan su trabajo por la adherencia o fricción de estos con el suelo que los rodea; a diferencia del pilote de apoyo o punta, su capacidad de carga en la punta es prácticamente nula. Se recomienda en donde los estratos resistentes se encuentran a profundidades relativamente grandes o donde se tienen problemas de "emersion" por consolidación de los depósitos de arcilla.

La magnitud de la fricción lateral del pilote es función del área perimetral del pilote.

Generalmente se hace una perforación previa mínima con fines de guía para su hincado posterior.

El uso de estos pilotes viene dado por el asentamiento periódico del subsuelo de la Cd. de México donde el "Asentamiento Regional" es despreciable.

Los pilotes de fricción están totalmente embebidos en material blando, proviene total o casi totalmente de la adherencia que se desarrolle en el fuste, en el caso de suelos cohesivos o de fricción entre suelo y pilote, en caso de suelos friccionantes.

La hincada de estos pilotes en arcilla blanda produce remoldeo, que disminuye su resistencia al esfuerzo cortante, cuanto más sensible sea; sin embargo, con el paso del tiempo la resistencia se va recuperando. Lo anterior se explica porque los esfuerzos y deformaciones tangenciales de hincada perturban la estructura de la arcilla, generando presiones neutrales que disminuyen los esfuerzos efectivos y, por ello, la resistencia al esfuerzo cortante; esto es tanto más notable cuanto más sensible sea la estructura de las arcillas. Así, es frecuente en arcillas muy sensibles, los pilotes

bajen por su propio peso. Con el paso del tiempo, se disipan las presiones en el agua en exceso de las hidrostáticas y se regenera la resistencia al esfuerzo cortante en el suelo.

La capacidad de los pilotes de fricción depende de las características del material que lo rodea, si un pilote tiene lados paralelos, la carga se transmite del pilote al suelo exclusivamente por corte. Si el pilote tiene conicidad, una porción de la carga se transmite por apoyo directo, pero la mayor parte se transmite por corte. Si los pilotes se hincan en arcilla blanda, la fuerza cortante proviene de la adherencia, y la diferencia de capacidad de carga entre pilotes de costados paralelos y cónicos es relativamente pequeña.

Sin embargo, en los suelos que tienen una resistencia friccionante apreciable, como las arenas, limos y arcillas que contengan aire, el efecto de cuffa de un pilote cónico, aumenta la presión lateral y aumenta la resistencia del esfuerzo cortante correspondiente.

4.2.6. PILOTES DE PUNTA

Son elementos estructurales cuya punta esta debidamente rigidizada con el fin de lograr penetración y apoyo directo en la capa resistente a la cual transmitira las cargas de la superestructura.

Generalmente estos pilotes trabajan como columna corta y su máxima capacidad de trabajo a la compresión, se desarrolla en la punta.

Para evitar que el pilote se fracture y garantizar la energía de apoyo deberan hacerse perforaciones previas con el fin de evitar la fricción lateral del subsuelo.

Se construyen en fcs suelos en los cuales los asentamientos diferenciales provocados son despreciables.

Estos pilotes se han utilizado en edificios muy pesados donde otro tipo de cimientos no ofrecen mayor seguridad. En estos casos se tienen como inconvenientes:

- a) El hundimiento regional, hace que con el tiempo el edificio "emerja"
- b) Causen daños a las estructuras vecinas cuando estas están cimentadas sobre otros tipos de cimentación.

Cuando el estrato de suelo superficial es de espesor considerable, compresibles y de baja resistencia al esfuerzo cortante, utilizando pilotes de punta se transmite prácticamente todo el peso y las cargas de la superestructura a un estrato profundo de suelo más resistente o a la roca.

A los pilotes de punta rodeados de suelo, algunas veces se les considera erróneamente como columnas libremente apoyadas sin que el suelo que los rodea les dé apoyo lateral. Se ha demostrado que no existe peligro de flexión transversal de un pilote de punta de las dimensiones convencionales, cargado axialmente por soporte lateral inadecuado, aunque este rodeado por los suelos más blandos. Por lo tanto, los esfuerzos en esos pilotes, bajo las cargas de trabajo pueden tomarse como las de los materiales de que están hechos cuando se sujetan a compresión directa.

La capacidad de un pilote de punta, depende de la capacidad del material sobre el cual la punta encuentra apoyo y del grado en que la punta tenga asiento satisfactorio sobre o dentro del material resistente. Si el estrato resistente no es extremadamente rígido, como una roca, y es un depósito de gran espesor, pero no demasiado resistente, es conveniente considerar dos tipos de pilotes.

Un pilote con punta de pequeño diámetro, pero capaz de transmitir los esfuerzos de hincado a la punta sin excesiva pérdida de energía, es apreciable que penetre mucho en el estrato firme, y desarrolle una alta capacidad combinando el apoyo directo de la punta con una fricción intensa en la zona embudida. La contribución

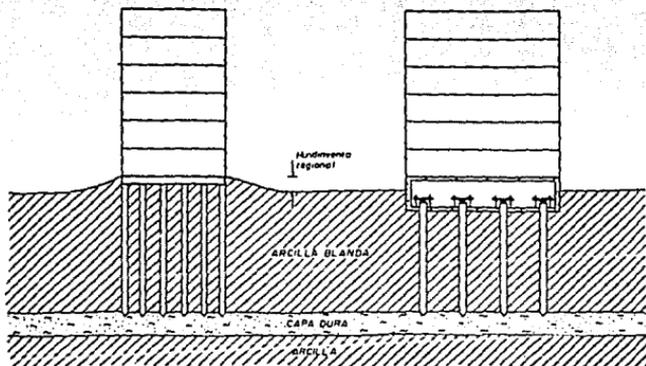


FIGURA IV.10 PILOTES DE PUNTA

FIGURA IV.11 PILOTES DE CONTROL

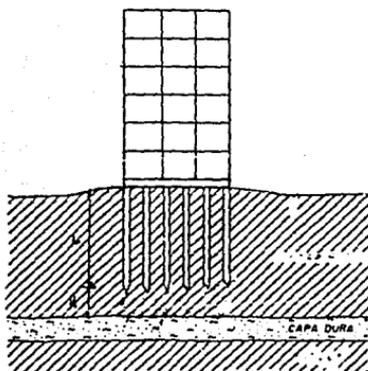


FIGURA IV.12 PILOTES DE FRICCION

de la fricción aumentaría mucho, si la parte inferior del pilote tuviera una conicidad uniforme.

La otra alternativa, si el estado de apoyo no es excepcionalmente firme, es un pilote con una punta muy grande. La punta puede ser una placa o de concreto precolado o bien tener la forma de una ampliación o pedestal, inyectando concreto fresco en el suelo blando que quede directamente arriba del estrato de apoyo. La capacidad de tal pilote no puede aumentarse por ningún efecto de cuña, porque la penetración del pilote en el estrato resistente, está gobernada enteramente por la capacidad y compresibilidad del suelo de apoyo del pilote.

Los pilotes de punta acampanada son más útiles en los materiales granulares sueltos; son también adecuados, si el estrato resistente es muy firme pero tan delgado que los pilotes de pequeño diámetro puedan atravesarlo.

4.2.7. PILOTES MIXTOS

Los pilotes mixtos son aquellos en los que el trabajo de adherencia o fricción es tan importante como el de punta. Es decir, cuando el estrato de suelo ya sea una arcilla o arena se encuentran en estado muy consistente o compacto respectivamente, podrá considerarse la capacidad de carga total, como la suma de las capacidades de carga tanto por adherencia o fricción como por punta.

4.2.8. PILOTES ESPECIALES

Los pilotes especiales se han ideado con dispositivos de control manual o automatico, los cuales tienen por objeto evitar que las estructuras emerjan, al mismo tiempo que elimina la sobrecarga inducida por la fricción negativa. Además permiten controlar los asentamientos.

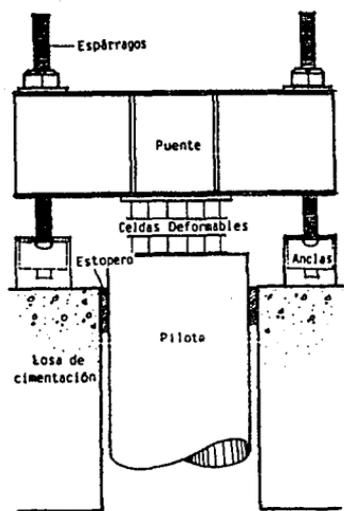
Los tipos de pilotes más usados son:

- A) Pilotes de Control.
 - B) Pilotes Penetrantes de Sección Variable.
 - C) Pilotes Entrelazados.
 - D) Pilotes Electrometálicos.
- A) PILOTES DE CONTROL

La necesidad de crear sistemas de apoyo cada vez mejores para solucionar de manera permanente en cada edificio, los problemas de suelos en proceso de consolidación, ha dado lugar a la creación del llamado " Pilote de Control " que inicialmente se proyectó para evitar que los edificios quedaran más altos que las banquetas y jardines al ir descendiendo la Cd. de Mexico.

El peso del edificio es transmitido de la losa de cimentación a la cabeza de los pilotes, a través de las anclas y el cabezal, entre este y los pilotes se colocan las celdas de deformación que son cubos de madera, los cuales tienen como función de deformarse a la misma velocidad con que la superficie del terreno se hunde, sin embargo esto no ocurre generalmente en la práctica ya que la madera tiene características tiempo-deformación diferentes a los del suelo. La cimentación requiere de una conservación continua, pues en caso contrario, a largo plazo los pilotes trabajarían de punta, bajo una condición de carga más crítica que la considerada en el diseño.

En la actualidad los pilotes de control han sido utilizados ampliamente en la recimentación de edificios y monumentos los cuales presentan asentamientos diferenciales.



Elementos de un control tradicional.

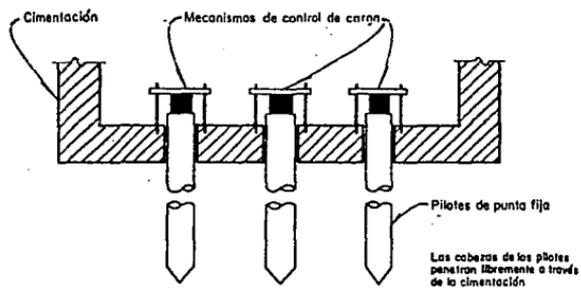
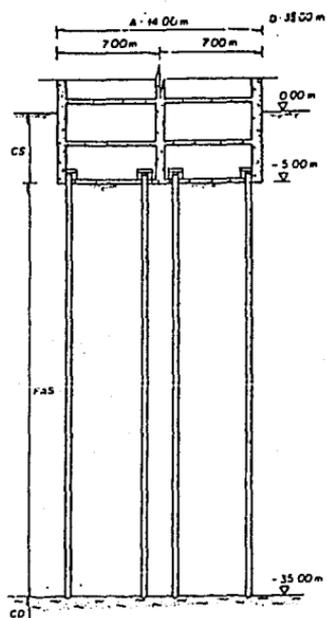


FIGURA IV.13 PILOTES DE CONTROL

Los pilotes de control no van abajo de las columnas o las contrarabes, sino que atraviesan libremente la losa de cimentación, quedando accesibles las cabezas de los mismos para aumentarles o disminuirles las cargas; para bajar, subir o enderezar edificios, nuevos o construidos con anterioridad.

En su concepción original, el sistema de control se instaló para operar con la carga estática de la estructura, una parte de la cual es transmitida a las cabezas de los pilotes por las celdas deformables cuya capacidad se ajusta de manera empírica, basándose en la observación de los asentamientos del edificio con el tiempo, pero sin seguir criterios definidos para determinar la capacidad de cargas de los pilotes ni la relación óptima entre las cargas transmitidas por las celdas deformables y por la losa de cimentación.

Las celdas de deformación generalmente son cubos de madera de caoba de 5x5x5 cm, que fallan plásticamente.

Se deben de cumplir las siguientes condiciones para que la losa de cimentación nunca pierda su apoyo con el suelo y el edificio siga el asentamiento del terreno.

a) Aplicar carga constante sobre la cabeza del pilote.

b) Que la celda se deforme cuando se le impone una carga superior a su carga de trabajo.

Por lo general, los pilotes de control, son pilotes de punta, apoyados en la 1a o 2a capa dura, de tal manera que el asentamiento regional del subsuelo provoca la emersión aparente de la cabeza del pilote y su movimiento relativo con la losa de cimentación provoca la deformación continua de las celdas de deformación.

B) PILOTES PENETRANTES

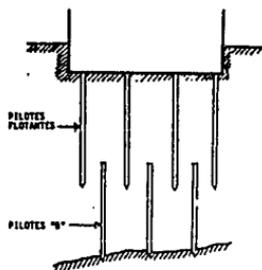
Los pilotes penetrantes de sección variable pretenden también evitar que los edificios emerjan por efectos de la consolidación regional, haciendo que la punta del tramo inferior penetre en la capa dura una vez que la fricción negativa haya alcanzado un valor suficiente, llegando a una condición tal que cualquier tendencia de la fricción a aumentar es automáticamente anulada por la penetración del pilote.

C) PILOTES ENTRELAZADOS

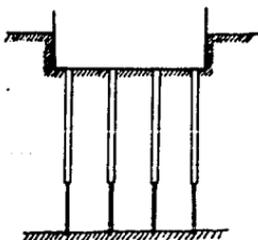
Los pilotes entrelazados constan de un conjunto de pilotes de adherencia convencionales ligados a la subestructura (pilotes tipo A), más otro conjunto apoyado en la capa dura (pilotes tipo B).

Este tipo de pilotes funciona de la siguiente manera; La losa de cimentación transmite la carga neta a los pilotes tipo "A", los cuales transmiten su carga al subsuelo por fricción positiva, al mismo tiempo existe una transmisión de cargas a través del subsuelo, a los pilotes tipo "B". Los pilotes tipo "B" reciben la carga por fricción negativa y éstos la transmiten a la capa dura. De esta manera se disminuyen los esfuerzos verticales inducidos por el peso del edificio en las masas de suelo que quedan entre los pilotes reduciéndose con esto notablemente los asentamientos.

Los colchones de suelo compresibles entre la punta de los pilotes tipo "A" y la capa dura entre la cabeza de los pilotes tipo "B" y la losa de cimentación absorben las deformaciones de la formación arcillosa superior debido a la consolidación regional impidiendo que la estructura emerja.



Pablo Girault. (1980). Pilotes B. Aumentan el confinamiento del suelo en los estratos bajos.
FIGURA IV.14 PILOTES ENTRELAZADOS



Diversos profesionales (1966). Pilotes de punta - penetrante. Cualquier incremento de carga sobre el - pilote hace penetrar su punta en el estrato duro, sin embargo, la heterogeneidad del suelo provoca que las puntas penetren diferencialmente.
FIGURA IV.15 PILOTES DE PUNTA PENETRANTE

D) PILOTES ELECTROMETALICOS

Los pilotes electrometálicos están formados por tubos de acero (ánodos) hincados en la arcilla, los cuales son sometidos a una corriente eléctrica en tanto que unas varillas de acero (cátodos) hincados a cierta distancia de los primeros cierran el circuito.

El objeto de tratamiento electrosmótico es lograr que en un lapso de tiempo de dos horas la adherencia suelo-poste sea de magnitud semejante a la resistencia al corte natural del suelo.

Es conveniente hacer notar que en la utilización de pilotes penetrantes entrelazados y electrometálicos no se pueden controlar los asentamientos diferenciales.

Son pilotes de fricción tubulares de acero de pequeño diámetro (1" a 3") los cuales son hincados, generalmente sin perforación previa, con un martinete hasta la profundidad deseada.

Posteriormente se aplica corriente eléctrica mediante un generador de corriente continua auxiliado con el hincado de varillas adyacentes al pilote (electrosmosis).

El mecanismo de la electrosmosis es el seguimiento; el polo positivo del generador se conecta al pilote y el polo negativo a la varilla. En consecuencia el agua tiende a fluir del polo positivo al polo negativo, logrando con esto consolidar el suelo alrededor del pilote aumentando así la adherencia, la cual es disminuida por el remoldeo provocado durante el hincado.

4.3. PILAS DE CIMENTACION

La pila es un elemento estructural cuya función es transmitir cargas al subsuelo mediante el apoyo de su base y la adherencia lateral que desarrolle su cuerpo. En cuanto a su geometría son elementos voluminosos de sección transversal mayor a 0.60 m.

Algunos especialistas consideran las pilas como los elementos cuyo ancho sobrepasa de 1.0 m.

Las pilas se utilizan en los siguientes casos:

- a) Cuando por necesidad de proyecto se tienen grandes concentraciones de carga que no pueden soportar otro tipo de cimentaciones, por ejemplo zapatas y pilotes.
- b) Cuando por facilidad en el proceso constructivo se imponga sobre otro tipo de cimentación.
- c) Cuando sean necesarias por condiciones topográficas, estratigráficas y desde el punto de vista de la mecánica de suelos.
- d) Se utilizan cuando el estrato de suelo superficial es blando y compresible, y cuando el peso y cargas de la superestructura son importantes, una ventaja de las pilas radica en que se puede acompañar su base aumentando así su carga útil.

Una pila por ser un elemento más robusto que un pilote, puede soportar mayor concentración de carga axial.

La construcción de pilas se hace única y exclusivamente mediante el colado en el sitio de la obra. Pueden construirse pilas en cualquier tipo de material (arcilla, limos, grava, boleos, arenas, etc). Si el caso lo requiere, por ejemplo, cuando las capas son grandes, se puede hacer una ampliación de la base de la pila llamada " Campana ".

La capacidad de carga del suelo en la capa más dura es mucho menor que la resistencia del concreto, por ejemplo 20 y 70 Ky. Cm² respectivamente. Entonces para economizar se diseña la pila como si

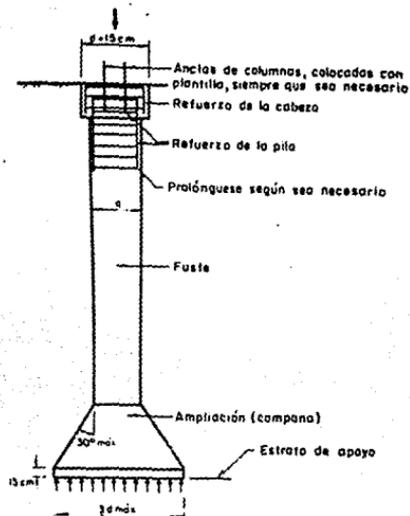
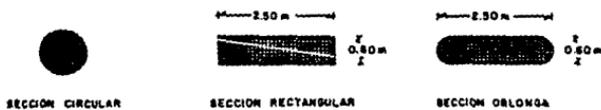


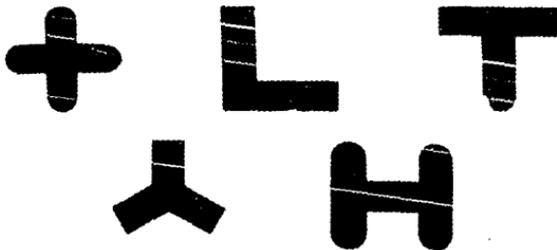
FIGURA IV.16 PILA CON BASE AMPLIADA



SECCIÓN CIRCULAR

SECCIÓN RECTANGULAR

SECCIÓN OBLONGA



SECCIONES COMBINADAS PARA PILAS

FIGURA IV.17 SECCIONES DE PILAS 1

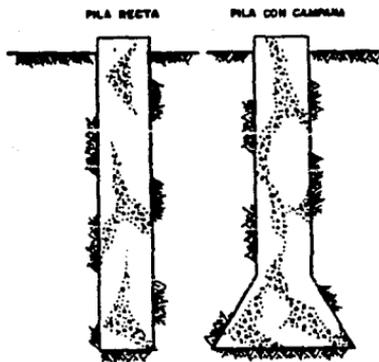
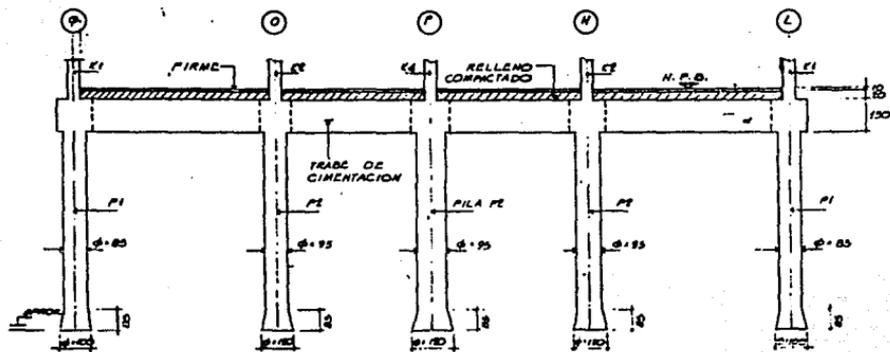


FIGURA IV.18 PILAS DE CIMENTACION

fuera una columna corta y cuando llega a la capa de apoyo se construye la campana con el fin de obtener más área de distribución de la carga y cumplir así con la limitación de resistencia que le impone la mecánica de suelos.

En general, la campana no se arma porque trabaja como un pedestal (talud de 30 grados, aproximadamente).

Hay otros casos que la descarga de las columnas son bajas; entonces no se hace campana y con el diámetro de la pila (no conviene bajar de 0.80 m por razones prácticas) es suficiente alcanzar la capacidad de carga en el terreno.

En cuanto a empujamiento de edificios cimentados sobre pilas, es mínimo porque hay que tener presente que no se construyen pilas en terrenos compresibles, se ubican donde el hundimiento regional es muy pequeño.

En la ingeniería de cimentaciones el término pila tiene dos significados diferentes según su uso.

Para fines de edificación, una pila es un miembro estructural subterráneo que transmite la carga que soporta a un estrato resistente, sin peligro de que falle o que sufra un asentamiento excesivo.

De acuerdo a otro uso, una pila es el apoyo, generalmente de concreto o de mampostería para la superestructura de un puente, usualmente la pila sobresale de la superficie del terreno.

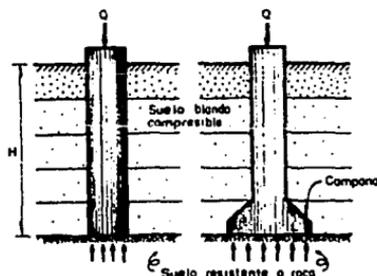


FIGURA IV.19 TIPOS DE PILAS

4.4. CILINDROS

Los cilindros de cimentación son elementos huecos de grandes dimensiones cuya capacidad de carga es mucho mayor que las pilas. Se utilizan generalmente para la cimentación de los apoyos de puentes y de otras estructuras pesadas. En vista de las grandes dimensiones de estos elementos, se aplican procedimientos de construcción especiales que consisten en hincarlos haciendo fallar el terreno en su base.

Cuando se requieren elementos de mayor sección que los anteriores a los que se les da el nombre de cilindros cuando son de esa forma geométrica o cajones de cimentación, cuando son paralelepípedos. Los diámetros de los cilindros suelen oscilar entre 3.0 y 6.0 m, se construyen huecos para ahorro de materiales y de peso, con un tapon en su punta y siempre se hacen de concreto. Los cajones tienen anchos similares, son huecos por la misma razón y se construyen con el mismo material.

Es un sistema que sirve para soportar grandes cargas y por lo tanto resulta bastante económico para cimentar estructuras pesadas. Existen varios métodos para la instalación de los cilindros de cimentación, diferenciándose entre ellos por la manera de revestir el orificio excavado en el terreno.

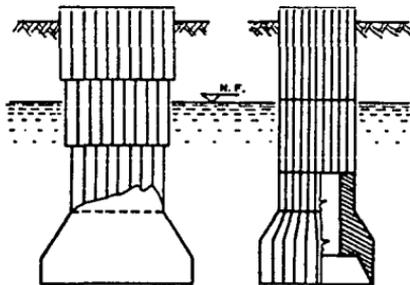


FIGURA 19.28 CILINDROS DE CIMENTACION

EXCAVACIONES, APUNTALAMIENTOS Y ADEMES**1.-INTRODUCCION**

Las cimentaciones de la mayor parte de las estructuras se desplantan bajo la superficie del terreno, por lo tanto se construye hasta que se ha excavado el suelo o roca que esta arriba del nivel de la base de las cimentaciones.

De acuerdo con el tipo de terreno y el volumen de ella, una excavacion puede hacerse por diferentes metodos, a mano o maquinaria para terrenos suaves y con explosivos para terrenos duros como roca suelta, tepetates muy consolidados etc. La explosion desintegra las capas resistentes y facilita el trabajo de la maquinaria.

Cuando se esta realizando una excavacion es de gran importancia mantener la estabilidad de las arcillas ya que los materiales talos como arenas y gravas corren riesgos de desmoronamiento y socavacion; ademas las vibraciones que producen las maquinas y los equipos de construccion. Para los limos y las arcillas en excavaciones a una altura considerable, necesitan un analisis mecanico del suelo antes de que puedan excavarase sin ningun peligro para el obrero y el equipo con que se trabaja; Para

disminuir tales peligros en algunas ocasiones es funcional suavizar las pendientes en los taludes de la excavación lo cual en la mayoría de los casos resulta antieconómico por el volumen de material que se tenga que mover; esto ocasiona que se tenga la necesidad de colocar un ademe provisional.

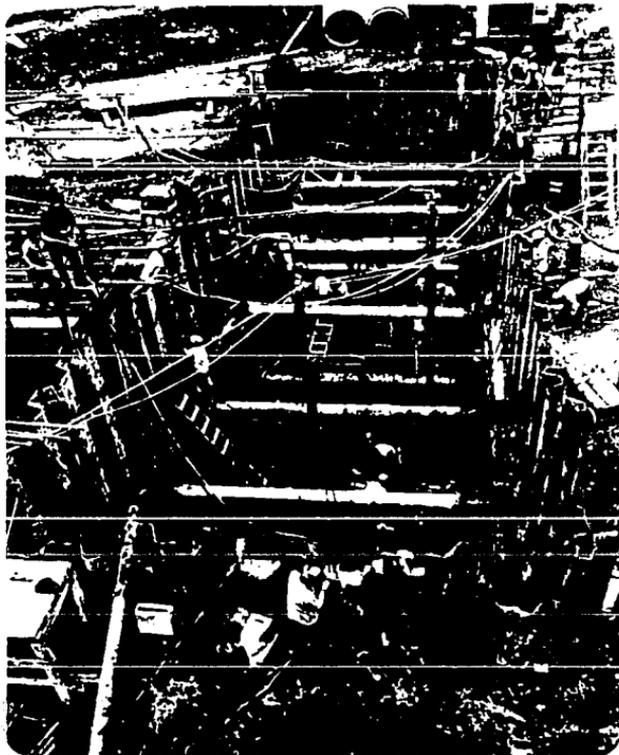


FIGURA V.1 EXCAVACION ADEmada

2.-EXCAVACIONES

2.1. EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO CON TALUDES SIN APUNTALAR

Las excavaciones poco profundas pueden hacerse sin sostener el material circunvecino, si existe el espacio para construir taludes que puedan soportar al material, la inclinación de los taludes es función del tipo y características del suelo o roca; de las condiciones climáticas; de la profundidad de la excavación y del tiempo que permaneciera abierta. Los taludes se hacen tan parados como el material lo permita. La mayor parte de las arenas tiene material cementante en pequeñas cantidades, o aparentan una cierta cohesión debido a la humedad que contienen, pero estos factores no garantizan la seguridad de los taludes expuestos permanentemente, aunque suelen ser útiles, mientras la excavación está abierta.

Aunque los taludes permanecen en los suelos arenosos rara vez son más escarpados que 1.5 por 1. El talud máximo que un suelo arcilloso puede soportar es función de la profundidad de corte y de la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla. Si la arcilla es blanda, abajo del nivel de la base de la excavación, pueden ser necesarios taludes más inclinados para evitar el hundimiento del fondo. Además, las arcillas rígidas o duras comúnmente poseen o desarrollan grietas cerca de la superficie del terreno. Si estas grietas se llenan de agua, la presión hidrostática reduce mucho el factor de seguridad y puede producir fallas en los taludes. El agua en las grietas también reblandece la arcilla progresivamente, de manera que es probable que la seguridad del talud disminuya con el tiempo. Por estas razones, se usa con frecuencia el apuntalamiento para soportar los frentes de las excavaciones en arcilla, aunque pueda sostenerse por poco tiempo la arcilla a la altura necesaria sin apoyo lateral.

2.2. ENTIBAMIENTO Y APUNTALAMIENTO EN LAS EXCAVACIONES POCO PROFUNDAS

Muchas áreas de los edificios por construir se prolongan hasta los linderos de la propiedad o son adyacentes a otros en los que existen estructuras. Bajo estas circunstancias, los frentes de las excavaciones deben hacerse verticales y usualmente requieren ademe. En la práctica, se usan varios métodos para ademar.

Si la profundidad de la excavación es menor de 4m, se pueden hincar tabloncillos verticales alrededor del límite de la excavación propuesta a los que se llama forro. La profundidad a la que se hincan el forro se mantiene cerca del fondo al avanzar la excavación. El forro se mantiene en su lugar por medio de vigas horizontales llamadas largueros, que a su vez están soportados generalmente por puntales horizontales que se extienden de costado a costado de la excavación. Los puntales son usualmente de madera pero, si la excavación no tiene más de aproximadamente 1.5 m de anchura, se usan comúnmente tubos metálicos que se pueden alargar llamados puntales por cepas. Si la excavación es demasiado ancha para usar puntales que se extiende a todo lo ancho, los largueros pueden apoyarse en puntales inclinados llamados rastrillos o rastras. Para su uso se requiere que el suelo en la base de la excavación sea lo suficientemente firme para que de el soporte adecuado a los miembros inclinados.

2.3. ENTIBAMIENTO Y APUNTALAMIENTO DE EXCAVACIONES PROFUNDAS

Cuando la profundidad de la excavación es mayor que 6m, el uso de los forros de madera se hace antieconómico y se emplean comúnmente otros métodos para entibar y apuntalar. De acuerdo con uno de los procedimientos, se hincan tablaestacas de acero alrededor del límite de la excavación.

Al ir extrayendo el suelo del recinto formado por las tablaestacas, se insertan largueros y puntales. Este proceso continúa hasta que se termina la excavación.

En la mayoría de suelos, puede exponerse una cara vertical de varios m² sin peligro de que el terreno sufra colapso. Entonces las tablas se pueden reemplazar por una serie de pilotes en H colocados con una separación de 1 a 3 m. Estos pilotes verticales, se hincan con sus patines paralelos a los costados de la excavación. Al quitar el suelo cercano a los pilotes, se introducen tablas entre los patines de los pilotes y se fijan por medio de cuñas.

En general, al aumentar la profundidad de la excavación de un nivel a otro, se insertan largueros y puntales de la misma manera que para el ferro de metal.

Si el ancho de una excavación profunda es demasiado grande para usar económicamente puntales a través de toda la excavación, pueden usarse puntales inclinados, siempre que existan apoyos adecuados para ellos. En algunos casos, se excava la porción central del lugar a su máxima profundidad y colar parte de la cimentación. Después, la parte terminada de la cimentación sirve de apoyo a los puntales inclinados o rastras que se requieren cuando se excava el resto.

Como alternativa de apuntalamiento transversal o de los puntos inclinados, con frecuencia se usan tirantes. Se hacen agujeros inclinados en el suelo fuera del ademe o de los pilotes H en terrenos favorables se hace una ampliación o campana en el extremo del agujero. Luego se coloca el refuerzo que va a trabajar a la tensión y se llena de concreto la perforación. Usualmente cada tirante se preesfuerza antes de aumentar la profundidad de la excavación. El equipo y los métodos para perforar son semejantes a los usados en la perforación de las pilas.

Algunas veces es preferible completar los muros exteriores de una estructura antes de quitar el material en el espacio ocupado por los sótanos. Los muros se construyen en zanjas angostas apuntaladas. Después, cuando se han terminado los muros y el sistema

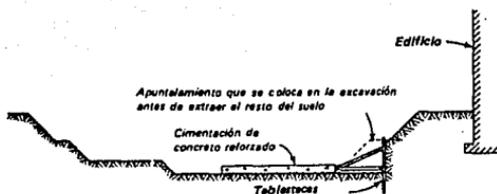


FIGURA U.2 APUNTALAMIENTO TÍPICO EN EXCAVACIONES ANCHAS Y PROFUNDAS

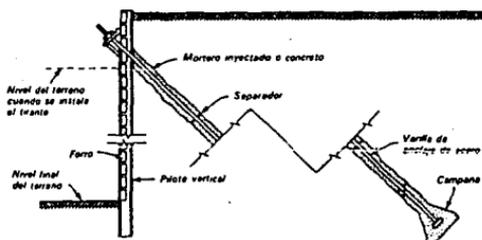
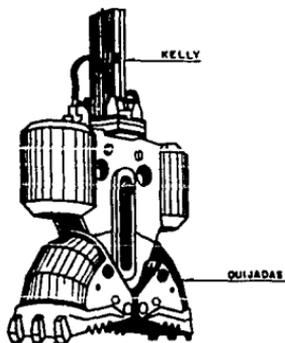
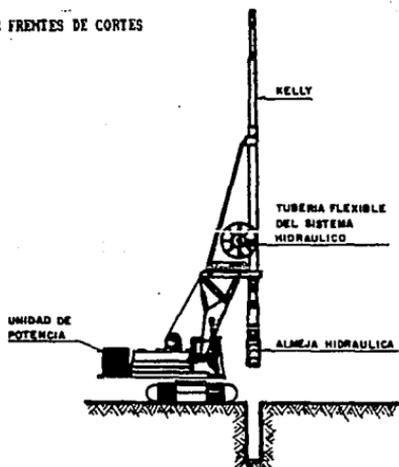


FIGURA U.3 ANCLAS PARA SOPORTAR FRENTES DE CORTES



Almeja hidráulica para excavaciones oblongas



Almeja hidráulica guiada, montada sobre equipo de excavación

FIGURA U.4 EQUIPO DE EXCAVACION

de piso se ha construido arriba, puede excavar el bloque de suelo que queda entre las paredes. El piso proporciona a la parte superior de las paredes y puede insertarse el apuntalamiento adicional necesario cuando la excavación progresa.

Ocasionalmente, los muros exteriores se construyen en una zanja llena de lodo o de un líquido denso de arcilla en suspensión semejante al lodo de barrenación. El lodo estabiliza las paredes de la zanja y permite la excavación sin necesidad de ademeo o apuntalamiento. Las armaduras del refuerzo se bajan en el lodo que se desplaza con concreto colocado con tubo treime. Se necesita equipo especial para las diferentes operaciones, y las ocasionales imperfecciones deben anticiparse.

2.4. ESTABILIDAD DEL FONDO DE LA EXCAVACION

Una excavación produce una descarga de los estratos de suelo que se encuentran bajo el fondo de éste; 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 y 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 superficie. Cuando N_c es menor de 4, el fondo de la excavación se comporta elásticamente, no hay riesgo de una falla de fondo y las deformaciones en la superficie están dentro de límites aceptables.

2.5. ABUNDAMIENTO

Un aspecto muy importante en las excavaciones es el "abundamiento" de los materiales.

Todos los materiales al ser excavados aumentan de volumen, ya sea porque pierden la cohesión entre sus partículas o bien porque los pedazos de material dejan grandes huecos entre si.

Este abundamiento varía de acuerdo con la clase de material, pudiéndose considerar de un 15 a 40 % del volumen en tierras de tipo arcilloso o conglomerados similares; y de un 35 a un 50 % en roca. Este abundamiento debe ser tomado muy en cuenta cuando se procede a calcular el costo de acarreo de los materiales sobrantes de una excavación, ya que la cubicación, aumenta considerablemente al estar el material suelto.

2.6. TALUD NATURAL

Al efectuar una excavación debe tenerse muy en cuenta el talud natural o ángulo de un material, con objeto de evitar derrumbes por fallas o deslizamiento entre las capas del material que se excava por una parte, o bien para evitar el uso o empleo de ademes o ataguías.

ANGULO DE REPCSO DE DIVERSOS MATERIALES

MATERIALES	ANGULOS	PENDIENTES
arena limpia	33	1.5-1
arena y arcilla	38	1.33-1
arena seca	36	1.33-1
arcilla semi-humeda	26	2-1
grava y arena seca	36	1.33-1
piedra picuda	45	1-1
piedra redonda	36	1.33-1

Algunas medidas que se 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 propósito básico el no retirar a un mismo tiempo el peso del suelo a excavar de toda el área en cuestión. Este método se denomina de zanjas o trincheras.

B) Disminución del tiempo que dure abierta la excavación.-Es importante que una vez que se llegue a la profundidad de desplante se proceda de inmediato al colado de la losa en el mínimo de tiempo posible.

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

3.-APUNTALAMIENTOS

3.1. INTRODUCCION

Es bien sabido que en la Cd. de México los edificios sufren hundimientos, los cuales en muchos casos producen presiones laterales en las construcciones colindantes al apoyarse unas con otras. Al efectuar la demolición de una de ellas, es necesario apuntalar y troquelar convencionalmente las otras para evitar derrumbes o daños en las construcciones vecinas.

Son elementos de los que más se debe de tener cuidado, para lo cual será preciso conocer la magnitud y la distribución del empuje del suelo sobre el ademe. Esta magnitud y distribución depende no sólo de las propiedades del suelo, sino también de las restricciones que el elemento de soporte imponga a la deformación del propio suelo y de la flexibilidad de toda la estructura de soporte en general.

Segun la excavación prosigue, la rigidez de los puntales ya colocados impide el desplazamiento del suelo en las zonas próximas a los apoyos de esos puntales. 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 esas zonas va precedida de un desplazamiento del suelo que sera mayor, en general, cuanto mayor sea la profundidad de la zona considerada.

El apuntalamiento puede requerirse:

- a) Para soportar una estructura que se está hundiendo o inclinando debido al hundimiento del terreno o a la intensidad de la superestructura.
- b) Como defensa contra un posible asentamiento de la estructura cuando se excava en las proximidades de su nivel de cimentación o por debajo de él.
- c) Para soportar una estructura mientras se efectúan cambios en sus cimientos o en los soportes principales.

El apuntalamiento por la base de una estructura, puede precisarse por las razones a) y b) y además.

- d) Para que los cimientos puedan ser aún más profundos por motivos estructurales, como la construcción de un basamento bajo el edificio, por ejemplo.
- e) Para aumentar la anchura de una cimentación a fin de que puedan soportar cargas más pesadas, como sucede, por ejemplo, al aumentar los pisos de un edificio.
- f) Para poder mover un edificio hasta un nuevo emplazamiento.

3.2. METODOS DE APUNTALAMIENTO

El apuntalamiento con puntales externos sólo se precisa junto con el apuntalamiento por la base en estructuras que no están verticales, o estructuras que son sensibles a los efectos de pequeños asentamientos. En edificios de acero o de concreto armado no es necesario un apuntalamiento excesivo mientras se efectúan trabajos de excavación en las proximidades de sus cimientos, ya que la armazón estructural mantiene bien sujeto todo el edificio. Es, desde luego necesario soportar las columnas individuales mientras se apuntalan por la base sus cimientos. Los edificios con muros de sustentación de carga, si son sólidos, pueden ser asegurados contra los movimientos perjudiciales mientras se efectúa el apuntalamiento por la base, mediante tirantes horizontales en los distintos niveles de suelos y techos complementados siempre que sea necesario por medio de refuerzos internos. Estos métodos evitan la obstrucción del terreno alrededor del edificio en los lugares que se están efectuando los trabajos de excavación o apuntalamiento por la base.

3.3. PUNTALES INCLINADOS

Se utilizan cuando es preciso disponer un soporte externo, el ángulo varía entre 60 y 75 grados. Si los pies de estos puntales inclinados obstruyen los trabajos, pueden emplearse puntales desplegados, suponiendo que exista alguna estructura o muro convenientemente colocado sobre el cual se pueden apoyar los puntales.

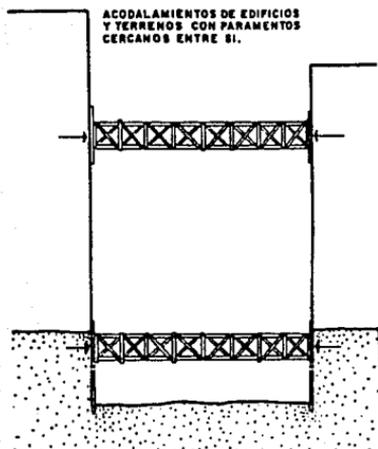


FIGURA U.5 APUNTALAMIENTOS

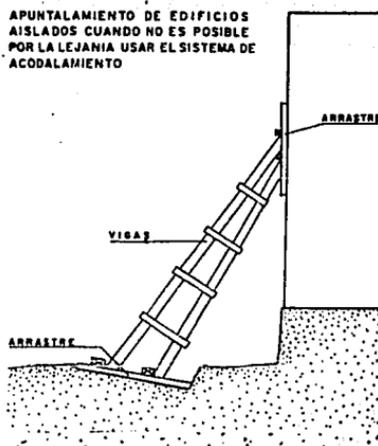


FIGURA U.6 APUNTALAMIENTOS

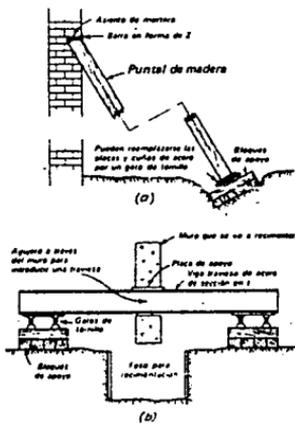


FIGURA U.7 METODOS DE APUNTALAMIENTO a) CON RAMBLAS EN LA PARED b) VIGA ATRAVESADA

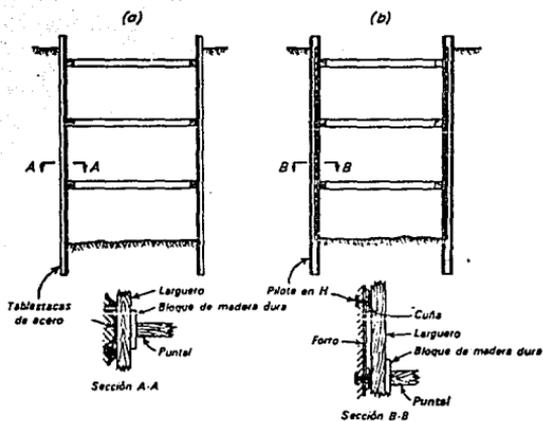


FIGURA U.8 SECCIONES TRANSVERSALES EN APUNTALAMIENTOS TÍPICOS DE EXCAVACIONES PROFUNDAS a) TABLESTACAS DE ACERO b) PILOTES H Y FORRO.

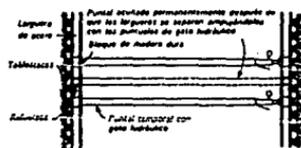


FIGURA U.9 METODO PARA PREEFORZAR LOS PUNTALES EN LOS FRENTES DE EXCAVACIONES

3.4. PUNTALES DESPLEGADOS

Los puntales desplegados y los puntales inclinados deben disponerse de tal forma que se apoyen en los muros al nivel de los pisos del edificio, para que distribuyan la carga. Como los puntales desplegados no se apoyan en el terreno, no pueden soportar el peso de un muro; constituyen solo una restriccion contra la inclinación. Para soportar la carga vertical de un muro pueden emplearse "puntales muertos" junto con puntales desplegados o tirantes horizontales. Los puntales muertos o los inclinados deben proyectarse para soportar todo el peso de los muros y cargas transmitidas hasta ellos desde los pisos y techados del edificio.

La carga debe aligerarse todo lo posible prescindiendo de la maquinaria pesada o de materiales almacenados.

Las columnas pueden apuntalarse individualmente por medio de vigas de "aguja". En las partes en que se apoyan las vigas de acero se atornillan o sueldan unos contretes a los flancos opuestos para que puedan ser soportadas por unas traviesas firmemente atornilladas en torno a ellas, impidiendo su deslizamiento por medio de unas muescas practicadas en las caras de las columnas.

Antes de apuntalar debe inspeccionarse el edificio cuidadosamente, deben tomarse datos de los niveles de los pisos y la inclinación de los muros y vigas, anotando, señalando y fotografiando cualquier grieta. Deben instalarse dispositivos de aviso para observar el movimiento de las grietas y asentamientos.

Una precaución común y conveniente para reducir los movimientos del terreno adyacentes al mínimo práctico, consiste en reforzar cada puntal cuando se inserte. Este método consiste en equipar dos puntales auxiliares con gatos hidráulicos para aumentar la distancia entre largueros contra los cuales se va a apoyar el puntal de mayor longitud que se va a insertar, cuando se aflojan los gatos el puntal previamente fijado con cuñas, soportara los esfuerzos de varias toneladas.

Aunque el sistema de apuntalamiento este bien proyectado, pueden ocurrir fallas y movimientos excesivos, debido a dificultades tales como no especificar o no seguir bien los pasos de la secuencia de excavación y apuntalamiento, o permitir que la excavación avance demasiado antes de instalar el siguiente grupo de apoyos.

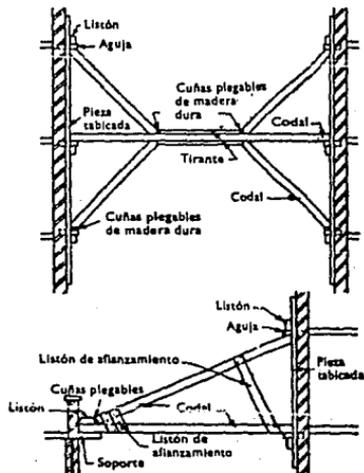


FIGURA U.10 ESQUEMA DE PUNTALES

4.-ADEMES

4.1. INTRODUCCION

Los ademes son obras provisionales, que se ejecutan en excavaciones para garantizar la estabilidad de las paredes durante el tiempo necesario para la construcción. Por lo general son de madera o de una combinación de madera y elementos de acero y solamente en casos muy especiales se justifica construir un ademe totalmente de acero.

Los ademes pueden facilmente romperse fallando en forma local, rompiéndose un puntal en alguna zona en que la concentración de presiones sea importante, lo cual pone en peores condiciones los restantes puntales y puede conducir al desarrollo de un mecanismo de falla progresiva.

Los ademes tambien se utilizan para sostener muros antiguos, arcos, o construcciones entre si.

4.2. TIPOS DE ADEMES

- A) Tablaestacado de Madera.
- B) Tablaestacado de Metal.
- C) Tablaestacado de Concreto.
- D) Tablaestacado Mixto.
- E) Muros colados in situ.
- F) Camisas Metalicas.

La elección del ademe es de acuerdo al caso particular, considerando, la geometria de las excavaciones así como las características del subsuelo y edificios vecinos.

Los elementos mecánicos que sirven de base para el diseño del ademe de una excavación determinada, son: el empuje de tierras, el empuje hidrostático en casos donde se excava en presencia del nivel freático, y la falla de fondo de las excavaciones por flujo plástico de los suelos.

A) Tablaestacado de Madera.

Consiste en elementos de madera unidos entre sí y machihembrados; cada uno puede estar constituido por tres o más tablonces que forman su espesor atornillados debidamente.

A este auxiliar de la cimentación profunda suele llamarse también ataguía de madera.

La tablaestaca ha venido a resolver un problema en el renglón de la cimentación profunda, principalmente en terrenos cohesivos blandos.

En la Cd. de México entre otras, es donde se ha desarrollado este auxiliar de la cimentación al predominio de las arcillas y limos; la creciente necesidad de construir sótanos, compensar cargas, cortar esfuerzos entre construcciones y preservar el agua freática en las colindancias de una nueva construcción, ha originado que la tablaestaca se mejore cada vez más.

La tablaestaca es un elemento de madera prefabricada con tablonces unidos entre sí, con tornillos de 7.0 a 9.5 mm., formando un machihembre; la punta va protegida con lamina. La madera es de 2a o 3a, no debe tener nudos flojos, estrellamientos o rajaduras. Las dimensiones más usuales son de 3.81 a 5.08 cm de espesor por 30.48 cm de ancho y los largos varían según sea el caso.

Un sistema muy usado en la Cd. de México, ha sido el de construirla por medio de una serie de pilotes comunes de madera, hincados a profundidades cortas (menor de 12 m); de una sola pieza e hincando uno a continuación de otro. Posteriormente a estos pilotes y conforme se va bajando la excavación, se van clavando tablonces formando así una pared que es aprovechada como molde para el muro de contención de concreto armado que formara, por una parte, el muro colindante de los sótanos del edificio ya terminado, y por otra, servirá para contener el terreno vecino. Para que funcione bien el sistema debe de trabajar como cantiliver y será necesario empotrarlos aproximadamente la mitad de su longitud, o atroquelarlos.

B) Tablaestacado de Metal.

Están formados por elementos metálicos de sección variada y machihembrados entre sí.

El empleo de tablaestacas de acero se emplean en obras definitivas.

Pueden ser construidas en dos formas: ya sea hincando perfiles laminados tales como viguetas y canales, las que van atroquelando una contra otra, o bien usando piezas laminadas. Este tipo de ataguía tiene el inconveniente de ser muy caro, aunque por otra parte reporta ventajas tales como la de poder recuperar el material íntegramente y sin deterioro, adaptarse a más diversas formas y no presentar mayor dificultad para su extracción.

C) Tablaestacado de Concreto.

Al igual que las de madera estas tablaestacas están constituidas por tabletas machihembradas de concreto reforzado precolado.

Se pueden hacer a base de pilotes precolados que se hincan en el lugar en la forma normal, o bien colados en el lugar constituyendo de hecho un muro de contención.

Las ataguías de concreto, se utilizan de preferencia en excavaciones mayores de 6.0 m de profundidad, pues al tratarse de elementos de mayor rigidez, disminuye la densidad de troquelamiento, abatiendo el costo a la vez que facilita la excavación.

Facilita la excavación de los cajones de cimentación en terrenos poco estables, conformados básicamente de arcilla y limos blandos.

D) Tablaestacados Mixtos.

Cuando se trata de excavaciones poco profundas o se tienen construcciones ligeras en las colindancias, suele emplearse una tablaestaca mixta.

Consiste en el hincado de viguetas I ó H de acero, espaciados constantemente a distancias comprendidas entre 1.0 y 2.0m. Una vez hincadas se procede a la excavación por tramos alternados y conforme se avanza la excavación, se van colocando polines de madera de 7.5 x 7.5 cm. ó de 10.0 x 10.0 cm en forma horizontal, uno sobre otro y con los extremos entre los patines de las viguetas, formándose de esta forma, una pantalla, para colocar el muro de contención.

También en las viguetas I conforme se va avanzando la excavación, se va colando la losa de concreto generalmente en tramos de un metro, con lo que se evita gran cantidad de obra falsa.

E) Muros colados In Situ.

Se forman vaciando concreto en zanjas previamente excavadas y estabilizadas con lodos bentoníticos estabilizados. Generalmente se refuerzan con varillas de acero y pueden formar parte integral de la cimentación definitiva. Sus dimensiones varían de 60 a 80 cm. de espesor y se construyen generalmente mediante tabieros de 2.5, 5.0 y 7.5 metros de ancho; su profundidad depende del problema en cuestión, sin embargo es factible llegar a 50 m.

Los lodos estabilizadores o lodos de perforación, son aquellos fluidos viscosos formados naturalmente o preparados ex profeso, para estabilizar o ademar las paredes de una perforación, zanja o excavación. Los lodos más utilizados son las bentonitas sodicas y calcicas, con una densidad de 1.15 y 1.40 ton/m³.

F) Camisas Metálicas.

Cuando no se puede estabilizar con lodos, se recurre al uso de camisas metálicas las cuales pueden ser recuperables o perdidas según sea el caso.

Las camisas recuperables, se utilizan generalmente en suelos arenosos cuyo N.A.F. está muy abatido y que por lo tanto el lodo bentonítico se fuga hasta equilibrarse con ese nivel, también se utilizan cuando las perforaciones contienen agua salada que provoca que la bentonita se floccule si no se mezcla con algún aditivo, cuyo costo y control, resulta ser antieconómico.

Cuando las perforaciones son mayores de 2m. de diámetro en terrenos friccionantes en estado suelto, el material ya empieza a dejar de trabajar en arco; en estos casos para obtener perforaciones confiables, se hace necesario el uso de camisas metálicas recuperables.

Las camisas recuperables deben tener un espesor mayor de 8mm para poder hincarse y extraerse sin problema.

Las camisas metálicas no recuperables, generalmente se usan para evitar estrangulamientos en los colados in situ, pues al depositar el concreto en la perforación la pared de estas hace la función de cimbra; por lo tanto, debe el suelo soportar el empuje del concreto.

Las camisas metálicas no recuperables se hincan, se colocan, y pueden ser continuas y no continuas.

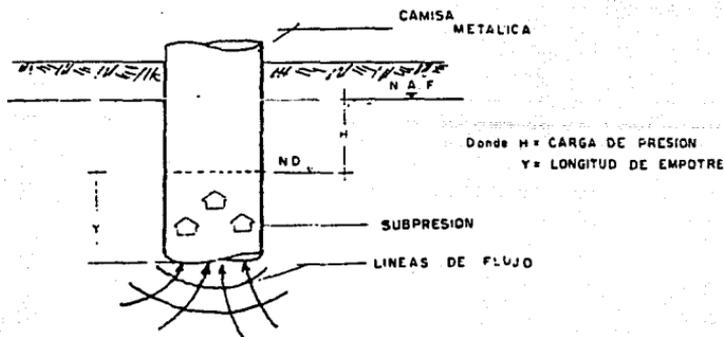


FIGURA V.11 CAMISA METALICA

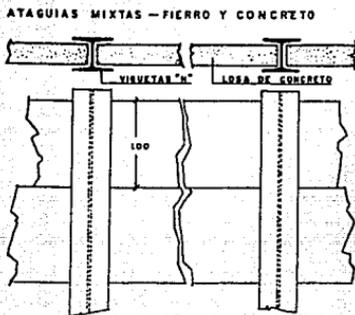


FIGURA V.12 ATAGUIA MIXTA, ACERO Y CONCRETO

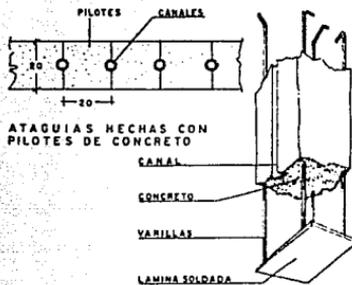


FIGURA V.13 ATAGUIAS DE PILOTES DE CONCRETO

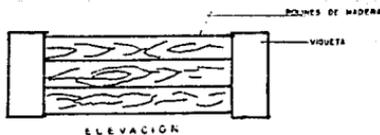


FIGURA V.14 ATAGUIA DE MADERA Y ACERO

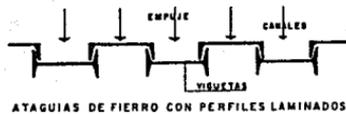


FIGURA V.15 TIPOS DE ATAGUIAS

CAPITULO VI
PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

1- INTRODUCCION

Es evidente que basta una buena elección y buen diseño de cimentación para lograr su buen comportamiento; se requiere además una buena construcción.

El procedimiento constructivo debe ser diseñado de forma tal que produzca un mínimo de alteración en el suelo en que se apoya el cimiento y que su realización no cause movimientos de importancia a estructuras vecinas. Es común que los problemas que plantea la realización de la obra de cimentación sea un factor importante en las decisiones relativas al tipo, dimensiones y criterios de diseño estructural.

2.- PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

2.1. ZAPATAS

Para cimentaciones superficiales y en construcciones pequeñas, generalmente se utiliza la piedra brasa. Estos cimientos se construyen seleccionando las piedras y su colocación con objeto de que la transmisión se haga en forma normal a sus caras, y evitar planos inclinados que provoquen posibles deslizamientos en las piedras.

La union de las piedras se hace con mortero de cal 1:5 o mortero de cal y arena con $1/3$ de cemento (o sea 1:3:15, cemento cal, arena) o mortero de arena y cemento.

Se debe procurar acomodar las piedras de tal manera que se utilice la menor cantidad de mortero posible, ya que la zona de menor resistencia en un cimiento de este tipo es la ocupada por el mortero. De ahí porqué los cimientos hechos a base de piedra bola no son muy aconsejables, pues entra gran cantidad de mortero y las caras de las piedras no se apoyan una sobre otra en su totalidad, la piedra laja es muy recomendable.

Este tipo de cimientos se construye para muros intermedios con las caras inclinadas, "escarplos", para proporcionar la ampliación de la base; la inclinación de caras no debe ser menor de 60 grados con relacion a la horizontal, y su anchura no debera pasar de 1.5 m.

El ancho superior de este tipo de cimiento esta dado generalmente por el tamaño de la piedra, y no debera ser menor de 25 a 30 cm. Su altura por lo general se determina de acuerdo con la profundidad de la capa resistente.

Si el cimiento de piedra es colindante, debe construirse más profundo que los demás, ayudándose así a tener un escarplo menor, así como ayudar a contrarrestarle el volteo originado por el par que se forma debido a que las resultantes de carga y la reaccion del terreno no son colineales.

Además al hacer este cimiento más profundo, se protege la construcción, de una excavación exagerada en el predio colindante.

En todo cimiento colindante de piedra, debe procederse a tomar el par de volteo por medio de amarres a los cimientos interiores, que actúen como tensores, y eviten que el cimiento pueda girar.

Estos amarres pueden hacerse por medio de dalas de concreto armado de repartición o simplemente por tensores.

En construcciones normales la cadena de cimentación de los muros normales a los colindantes son suficientes para tomar ese esfuerzo; solo en muros muy largos es necesario usar elementos adicionales.

Los cimientos de piedra son indicados para construcciones ligeras, pues son sumamente pesados, con lo cual se reduce considerablemente la capacidad del terreno para soportar las cargas superiores, hay casos en que el cimiento pesa más que la carga que transmite, por lo que se recomienda en estos casos usar mejor, cimentaciones de concreto armado.

2.2. ZAPATAS DE CONCRETO SIMPLE

Algunas veces se utilizan cimentaciones de concreto simple sin refuerzo, cuando no importa el peso de las mismas. En ellos se suprime el armado de fierro de tensión, pero es conveniente amarlos con fierro para dilataciones debidas a cambios de temperatura.

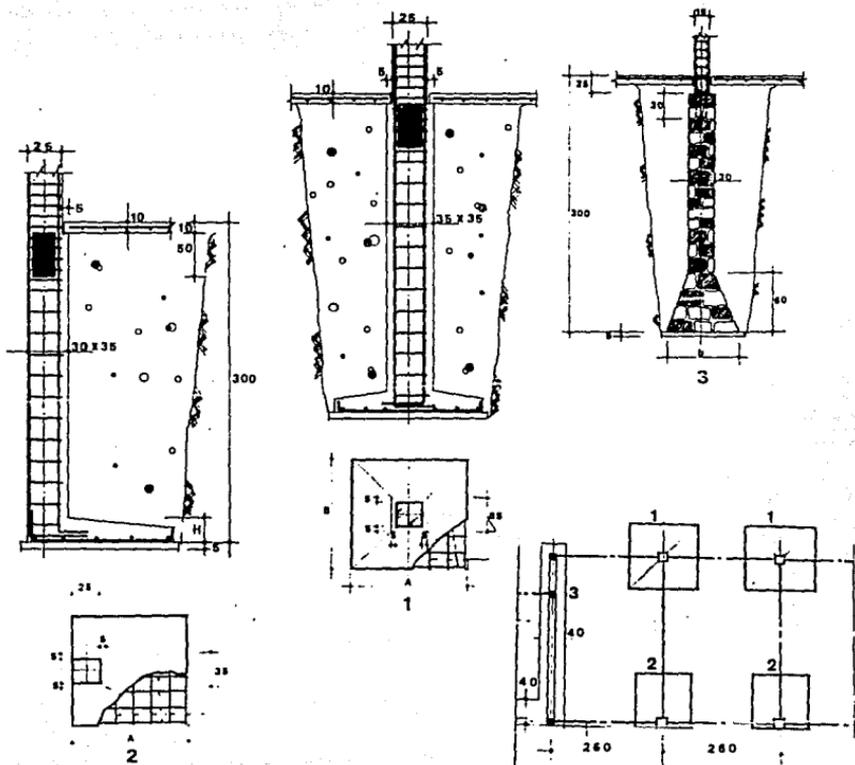
Su escarpio máximo es de 45 grados y pueden hacerse bien en forma de pirámide truncada o escalonada.

2.3. ZAPATAS DE CONCRETO ARMADO

2.3.1. ZAPATA AISLADA

Cuando el cimiento es para una columna, la zapata de cimentación se hace generalmente cuadrada (footing) y su armado se coloca ortogonalmente, calculando de acuerdo con las fatigas que las cargas del terreno producen en la pieza como esfuerzo de flexión, esfuerzo cortante y adherencia. Este refuerzo queda más espaciado en los extremos de la losa que en su centro, como se deriva de su grafica de momentos flexionantes.

Este tipo de cimiento no es recomendable para cargas grandes, ya que esta sujeto a diferentes hundimientos de acuerdo con la calidad del terreno sustentante. En este caso debe usarse el



FORMA CORRECTA

FORMA INCORRECTA
 LAS LINEAS ROJAS SON
 LAS LINEAS QUE SE DEBE
 EVITAR EN EL DISEÑO
 DE LA MURALLA DE PIEDRA

**ES EL MEJOR PLANTELLO DE
 DE PLANTAR LOS PISOS DE LAS
 MURALLAS DE PIEDRA DEBE
 TENERLOS DE TAMAÑO DEL ME
 MISMO.**

FIGURA VI.1 ZAPATAS DE CONCRETO Y PIEDRA

tipo de cimentación ligera, el cual se presta tanto para el tipo de estructuras de muros de carga, como para una estructura sobre postes.

2.3.2. ZAPATAS CORRIDAS

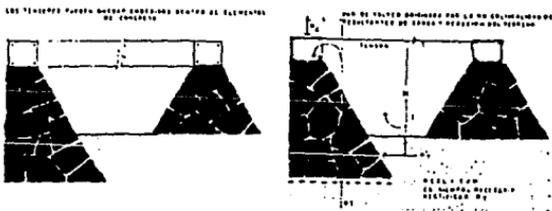
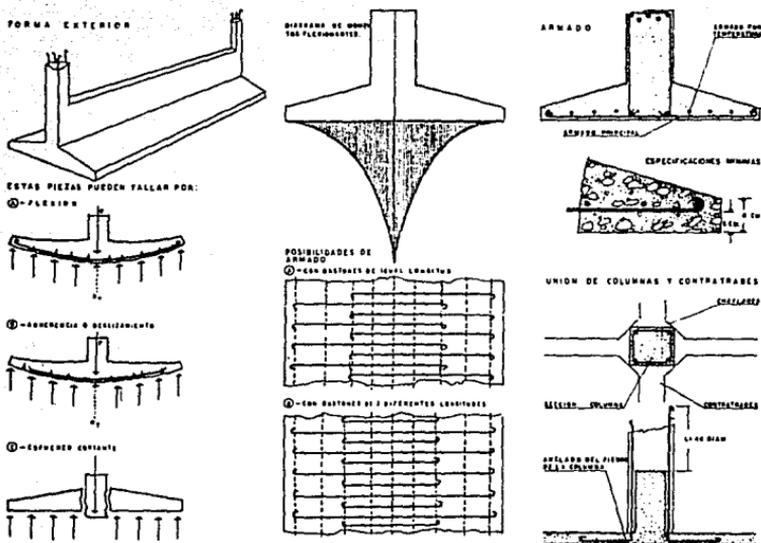
En caso de la cimentación de un muro de carga, la zapata se calcula y se diseña por flexión y adherencia, calculando la superficie de acuerdo con la resistencia o fatiga unitaria del terreno. Si la cimentación es para una estructura sobre postes, la liga debe hacerse por medio de contratraveses, las cuales soportan los esfuerzos de flexión producidos por la reacción del terreno y los transmite en forma de reacción a las columnas.

Las contratraveses quedan apoyadas sobre losas de cimentación o zapatas corridas. En las zapatas de concreto armado, las varillas deben quedar protegidas con un recubrimiento mínimo de 5cm.

De acuerdo con el diagrama de momentos flexionantes, el armado máximo se necesita al centro y en los extremos podría ser nulo. Con objeto de ahorrar acero se acostumbra colocar varillas de igual dimensión alternadas, o con varillas de diferentes longitudes también alternadas, de tal forma que se vaya disminuyendo el área de acero, del centro hacia los extremos.

También para cimentaciones de concreto, la condición de evitar el volteo debe ser tenida en cuenta y, generalmente, se toma por medio de una trabe denominada de volteo que se coloca en el extremo de la zapata y que se apoya en las contratraveses normales a la colindancia produciendo sobre ellas concentración adicional de carga.

También se puede seleccionar este problema remediando la cimentación y corriendo las losas hasta la colindancia en forma de voladizos al igual que las contratraveses y trabes de la estructura.



PROCESOS CONSTRUCTIVOS

ZAPATAS DE CONCRETO

- 1.-Excavación de la zanja con dimensiones adecuadas para poder operar.
- 2.-Se hace una plantilla con mortero y pedacería de tabique.
- 3.-Se coloca el armado de acero.
- 4.-Cimbrado.
- 5.-Colado.

ZAPATAS DE PIEDRA

- 1.- Se excava la zanja con las dimensiones adecuadas para los cimientos que se van a construir, hay que excavar la cepa unos 10 cm más de ancho para facilitar la colocación de la piedra.
- 2.-Se realiza la plantilla (5 a 7 cm).
 - a) Se compacta la tierra del fondo de la zanja.
 - b) Se extiende una mezcla de mortero.
 - c) Se acomodan pedazos de tabique sobre la mezcla de mortero.
 - d) Se vuelve a extender otra mezcla de mortero sobre la pedacería de tabique.
 - e) Se compacta la plantilla, con pison de mano.
- 3.- Se construyen los cimientos.
 - a) Se colocan las piedras con las especificaciones antes señaladas.
 - b) Con ayuda de hilos, se puede guiar para señalar la corona del cimiento.
 - c) Se debe dejar paso para tubería de drenaje.

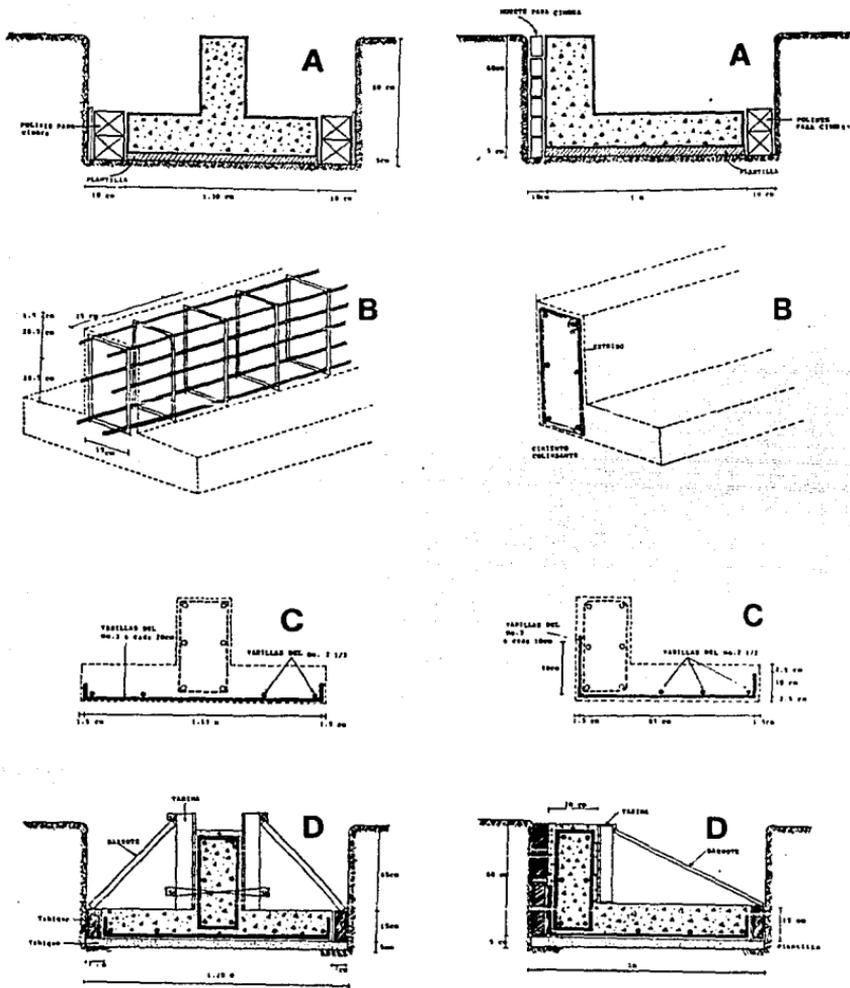


FIGURA VI.4 PROCESO CONSTRUCTIVO DE ZAPATAS

2.4. PROCESO CONSTRUCTIVO DE LOSAS

Las losas forman un elemento monolítico junto con una retícula de trabes que transmiten las descargas de la superestructura, la retícula proporciona a la vez rigidez al conjunto de la estructura cuando se requiere. Por lo tanto, las trabes se localizan bajo muros de carga o ejes de columnas, quedando por arriba o abajo de la losa, según el arreglo estructural que convenga y las características del terreno.

En la construcción de grandes conjuntos habitacionales o comunidades urbanas formadas por casas de uno o dos pisos, resulta conveniente el empleo de losas de cimentación que facilitan la aplicación de procedimientos de construcción en serie, reduciendo los tiempos de ejecución y compartiendo económicamente con los tipos de cimentación tradicionales a base de cimientos de mampostería o zapatas. La losa se utiliza a la vez como piso de planta baja.

2.4.1. LOSAS CORRIDAS

Si fuésemos aumentando las cargas, iríamos aumentando los anchos de las zapatas de cimentación hasta llegar al punto en que se toparian las zapatas de los entre ejes. En este momento la losa de cimentación cambia totalmente su forma de trabajo, ya que, en vez de trabajar en cantilever o voladizo, podemos hacerla trabajar como losa apoyada en las contratraves.

Con objeto de no tener espesores muy grandes en estas losas, podríamos decir que el claro máximo conveniente es de 4 por 4 metros trabajando como losas perimetrales. Es mucho mejor fraccionarlas por medio de nervaduras, para obtener así losas apoyadas en un sentido.

Su cálculo y armado es igual al de cualquier otra losa de concreto, sólo que la carga, en vez de actuar de arriba hacia abajo, procede en forma contraria y es igual a la reacción del terreno o fatiga que se acepte por metro cuadrado. Su armado irá, por lo

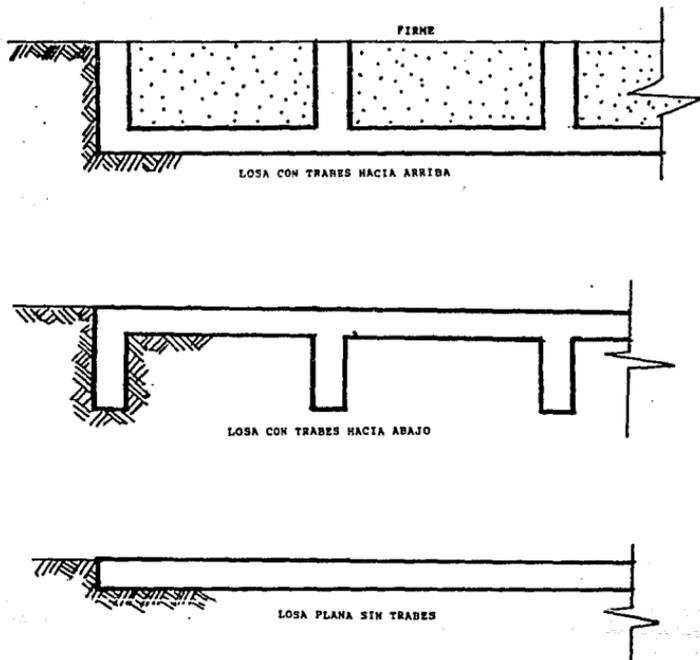


FIGURA VI.5 LOSAS CON TRABES HACIA ARRIBA, HACIA ABAJO Y PLANA

tanto, en la parte superior para momentos flexionantes positivos y en la parte inferior para los negativos.

Debera quedar el armado en la parte inferior con un recubrimiento mínimo de 5cm .

Cuando se cuele una losa de concreto arriba de la cimentación, apoyada sobre las contratraves, es conveniente dejar pequeños registros de 60 x 60 cm para rescatar la cimbra de esa losa por ese lugar. Ya terminada la obra quedaran como registros para multiples usos.

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

3.- PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE CIMENTACIONES INTERMEDIAS

3.1. INTRODUCCION

Los procedimientos de construcción tienen un sentido más amplio del que comunmente se entiende, es parcialmente en terrenos compresibles y de baja resistencia al corte donde los riesgos son altos. Su aplicación no racionalizada puede ser causa del mal comportamiento e incluso de colapsos o fallas de taludes, de los cuales existe un gran número de casos. La aplicación deficiente es además causa del encarecimiento de las obras.

para la excavación del terreno que alojara el cajon de cimentación, es necesario definir.

1. -Dimensiones y etapas de excavación.
2. -Procedimiento de abatimiento del nivel freatico.
3. Tipos y características de estructuras temporales de contención.
4. Geometria de taludes.

Estos factores se definen a partir de las condiciones de la estabilidad de la excavación, tomando en cuenta la importancia y riesgo de fallas y expansiones, y la posición del nivel freático.

Las dimensiones y etapas de excavación dependen de la magnitud de las deformaciones que ocurran al descargar el terreno. En terrenos en donde las deformaciones sean nulas o despreciables la excavación puede realizarse en una sola etapa. En donde las deformaciones sean importantes deberá analizarse y proyectarse el procedimiento de excavación que anule o disminuya a valores tolerables los riesgos de fallas y deformaciones.

Lo más conveniente es efectuar excavaciones parciales tanto en área como en profundidad, y construyendo la fracción de la subestructura correspondiente. Cabe señalar que las expansiones desarrolladas durante la construcción, son causa de asentamiento de estructuras cimentadas con cajones parcial o totalmente compensados, debidos a la recompresión del terreno.

En cimentaciones de cajones con pilotes, debe considerarse la restricción que éstos imponen a las expansiones.

En cimentaciones sobrecompensadas, se recurre a dos procedimientos para evitar daños por expansiones a largo plazo. Uno consiste en excavar un peso del terreno igual al de la carga de sobrecompensación, permitiendo que ocurran las deformaciones hasta que su valor sea aceptable para el comportamiento del futuro cajón; posteriormente se realiza la siguiente etapa de excavación evitando deformaciones. Este procedimiento requiere de tiempos prolongados que no afecte el programa de construcción y, además, que no existan construcciones vecinas que pueden ser deformadas y utilizar lastre para anular o reducir a un valor aceptable la carga de sobrecompensación.

En el caso de cajones largos y de cajones sujetos en partes a diferentes distribuciones de carga, debe preverse el empleo de juntas de construcción. En el segundo caso, debe analizarse

la posibilidad de utilizar lastre para poder reducir la excentricidad de la carga y uniformizar la distribución de presiones.

3.2. TALUDES Y ESTRUCTURAS TEMPORALES DE CONTENCIÓN

Las excavaciones podrán realizarse dejando taludes temporalmente abiertos o efectuando cortes temporales ademados y troquelados. La elección del procedimiento depende básicamente de la resistencia al corte del terreno, de la profundidad de la excavación, de la profundidad del nivel freático, de las condiciones y posiciones de las construcciones vecinas y del costo del procedimiento.

En caso de utilizar taludes deberá considerarse que el factor de seguridad disminuye con el tiempo, por lo que es conveniente que el tiempo de construcción sea lo más corto posible, para esta condición el factor de seguridad mínimo usual es de 1.5. En ocasiones, cuando no existen construcciones cercanas puede resultar económico excavar el talud fuera del área de cimentación. Cuando el talud queda dentro del área de cimentación es necesario ademar y troquelar los cortes verticales que la delimitan.

Las estructuras temporales de contención pueden ser de los siguientes tipos:

1. Ademes apuntalados.
2. -Tablaestacas.
3. -Muros colados in situ.

Los ademes pueden ser de madera o elementos prefabricados, colocados a mano conforme se profundiza la excavación. Se apuntalan contra la pared opuesta de la excavación o contra parte de la subestructura construida. Este procedimiento se utiliza generalmente en excavaciones de poca profundidad.

Las tablaestacas pueden ser de madera, metálicas o de concreto reforzado, hincadas con el equipo utilizado para el mismo fin en pilotes. Estos elementos se utilizan para estabilizar excavaciones

profundas, y además como pantalla impermeable. Se apuntalan de lado a lado de la excavación con el menor número posible de niveles para proporcionar el máximo espacio de trabajo posible. Actualmente se han utilizado anclas horizontales o inclinadas colocadas en el terreno perimetral como elementos de sosten de la tablaestaca. Esta solución puede ser económicamente apropiada cuando la adherencia entre ancla y terreno es alta; tiene como ventaja que la excavación queda totalmente libre.

A raíz de las obras del metro subterráneo de la Cd. de México, se ha introducido el uso de muros colados in situ en la construcción de las obras urbanas.

3.3. ESTANQUEIDAD DE CAJON

La parte de la cimentación que quedara debajo del nivel freático debe protegerse contra filtraciones, al menos cuando, como es usual, el cálculo de la compensación se hace considerando el peso volumétrico total de la masa de suelo.

Ya que la mampostería de concreto normalmente no es impermeable y en vista de que, cuando se logra que su permeabilidad sea baja, la presencia de juntas y fisuras inevitablemente produciría filtraciones, es necesario tomar medidas especialmente dirigidas a evitar la acumulación de agua en el interior del cajón. Esto puede conseguirse de dos maneras: mediante la combinación de juntas con sellos flexibles y bombeo limitado, o mediante la impermeabilización del cajón con membranas.

El primer método se usa cuando pueden tolerarse pequeñas filtraciones. Se requiere un concreto de alta calidad, con porosidad, muy baja y libre de defectos, y que todas las uniones entre porciones estructuralmente independientes contengan juntas de impermeabilización con sellos flexibles. Los sellos de cobre son efectivos para movimientos pequeños; los de plástico tienen mayor flexibilidad, y los de neopreno, de tipo mancuerna, pueden soportar movimientos de varios centímetros en la junta. Para

mejorar la impermeabilidad del concreto, es práctica común usar aditivos integrales, repelentes de agua; también suelen usarse, para el mismo fin, aditivos líquidos a base de ácidos carboxílicos. A pesar de las juntas selladas y de la calidad del concreto, deben esperarse pequeñas filtraciones, que pueden encauzarse por drenes en el piso del sótano y desalojarse por bombeo.

El segundo método consiste en colocar una membrana de material bituminoso o plástico en la parte exterior del cajón. Comúnmente la membrana se adhiere con asfalto o brea y se protege con capas de fieltro impregnadas de asfalto; estas últimas, a su vez, se recubren con una capa de mortero de cemento. El método de impermeabilización más efectivo es el de membranas, siempre que estas se coloquen con el debido cuidado.

3.4. PROCESO CONSTRUCTIVO

Pueden distinguirse dos casos que obligan a adoptar técnicas diferentes: que exista o no un tirante de agua en el lugar de colocación del cajón. Si no hay agua, el cajón de una o varias celdas puede hacerse como el proceso constructivo de los cilindros, extrayendo el material de su interior y colando el elemento en tramos, a medida que se va hundiendo en el subsuelo.

Obviamente, las celdas deben tener las dimensiones apropiadas para permitir la excavación.

En cajones muy altos es frecuente también recurrir al lastrado e al chiflonaje para vencer la fricción lateral.

Cuando en el lugar existe un tirante de agua, puede recurrirse a dos técnicas distintas.

En la primera se lleva flotando al lugar un molde de acero, que constituirá la sección inferior del cajón; el molde reproduce la forma del cajón, de modo que los futuros muros de las celdas de este aparecen como cámaras huecas entre dos laminas de acero en aquel.

Ya en el lugar se vacía concreto en el molde, para ir colando los muros de las celdas del cajón; este concreto sirve de lastre y hace que el molde de acero descansa en el fondo. En esta posición, se trabaja excavando el material dentro de las celdas, con lo que el cajón es llevado a la profundidad deseada bajo el fondo del río; lago, etc. Por supuesto el molde debe tener una altura algo mayor que el tirante de agua en el lugar; si este es muy grande, el molde podrá formarse por secciones, conforme se va hundiendo.

En la segunda técnica, se coloca una tabla estaca de acero que sobresalga del agua y que encierra la zona de construcción. El espacio interior se va relleno de arena, hasta que ésta sobresale del agua, a modo de isla. Así se logra hincar el cajón como si no hubiera tirante de agua.

En el cajón neumático, el trabajo en seco se logra creando por medio de aire a presión una cámara de trabajo en su extremo inferior. La técnica está limitada por la presión que soportan los trabajadores que ocupan la cámara y excavan al terreno bajo el cajón, hasta llevar a éste a su posición final. El factor anterior hace que las profundidades en que se usa el método oscilen entre 10 y 30 m.

4.- PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

4.1. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE PILOTES

Se han desarrollado numerosos procedimientos constructivos para fabricar y posteriormente instalar en el lugar o para fabricar en el sitio mismo pilotes; la característica fundamental que los diferencia es que durante su construcción se induzca o no desplazamiento del suelo que los rodea; debe observarse que los pilotes pueden ser: con desplazamiento cuando desplazan un volumen de suelo, igual al del pilote al ser hincados, con poco desplazamiento, que pueden ser pilotes hincados en una perforación previa de menor área que la del pilote mismo, pilotes de área transversal reducida como los de perfiles de acero de sección I, o pilotes hincados con ayuda de un chifón, y sin desplazamiento, cuando se fabrica en el sitio, de manera semejante a las pilas.

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

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

4.1.1. CON DESPLAZAMIENTO

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

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

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

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

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

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

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

3.-Pilotes Hincados Con Vibración. Esta técnica se emplea en suelos granulares y consiste en excitar al pilote con un vibrador pesado de frecuencia controlada, formado por una carga estática y un par de contrapesos rotatorios excentricos en fase. El pilote penetra en el suelo por influencia de las vibraciones y del peso del conjunto pilote-vibrador-lastre, generalmente son pilotes metálicos o tablaestacas. Esta técnica también se ha usado para extraer pilotes desviados o de cimentaciones antiguas.

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

4.1.2. CON POCO DESPLAZAMIENTO

1.-Pilotes Hincados En Una Perforación Previa. Todos los pilotes hincados descritos en párrafos anteriores como pilotes de desplazamiento, se transforman en pilotes de poco desplazamiento si antes de hincarlos se realiza una perforación previa; esta puede requerir ser estabilizada con lodo de perforación, que en el caso de suelos arcillosos blandos se puede formar con el mismo suelo, mezclándolo con agua previamente agregada, o en todo caso a base de bentonita y agua.

Esta técnica se utiliza:

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

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

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

2.-Pilotes Hincados Con Chiflón. Este procedimiento se utiliza para disminuir el volumen de suelo desplazado durante el hincado de pilotes en arenas; consiste en aplicar dos efectos simultáneos: el de un chiflón de agua a presión que descarga en la punta del pilote, el cual erosiona y transporta a la superficie parte de la arena, combinado con los impactos de un martillo o la excitación de un vibrador para movilizar el pilote. Adicionalmente, se puede agregar aire a presión para facilitar la extracción del agua. En

pilotes de varios tramos hay dificultades en la continuidad del chiflón. El martinete debe usarse una vez que se ha dejado de operar el chiflón y únicamente cuando se deba llegar al rechazo.

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

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

4.1.3. SIN DESPLAZAMIENTO

1.-Pilotes de Concreto Colados en el Lugar. Los pilotes de concreto colados en el lugar se clasifican como elementos de cimentación sin desplazamiento porque para su fabricación se extrae un cierto volumen de suelo que después es ocupado por el concreto.

4.1.4. PILOTES DE CONCRETO PRECOLADOS

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

Equipo

-Grúas

-Perforadoras.

-Vibrohincadores.

-Martillos.

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

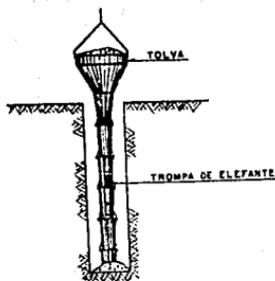


FIGURA U1.6 CONOS SEGMENTADOS



FIGURA U1.7 FUNCIONAMIENTO DE UNA BACHA

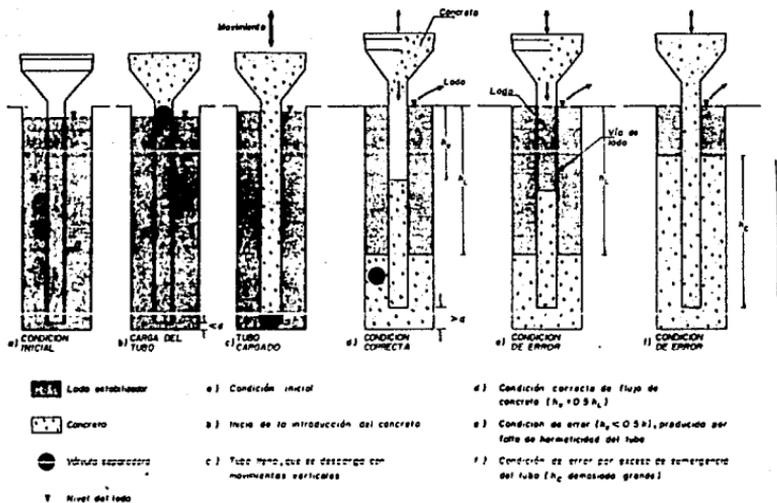


FIGURA U1.8 OPERACION DEL TUBO TREIME

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

Recientemente se han utilizado martillos de combustión interna que emplean diesel como energético para levantar la masa golpeadora al mismo tiempo que se aprovecha en su explosión para incrementar el impacto del hincado. En la actualidad estos últimos son más comúnmente usados por su fácil operación y existe en el mercado una gran variedad de modelos y capacidades.

El ciclo de operación de los martillos diesel se inicia con la caída libre de un pistón guiado dentro de un cilindro que al comprimir el aire en el interior de la cámara de combustión produce el encendido y explosión súbita del diesel previamente inyectado. La explosión y el impacto de la masa que golpea provocan la penetración del pilote en el terreno y la expansión de los gases quemados impulsa al pistón hacia arriba y así sucesivamente.

Algunos martillos están dotados de una cámara de combustión adicional en la parte superior en donde la explosión del combustible acelera la masa de golpeo en la carrera hacia abajo.

Para el hincado eficiente de pilotes deben seleccionarse martillos con energía y peso del pistón acordes con las dimensiones, pesos y capacidad de carga esperada en aquellos, adecuados a un problema dado. Generalmente se busca que el peso del pistón móvil no sea menor de 0.3 a 0.5 veces el peso del pilote.

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

Herramientas para pilotes

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

-Resbaladeras. Son estructuras que se integran a las plumas de las grúas y que sirven para que deslice tanto el martillo piloteador como el dispositivo de disparo; pueden ser fijas, oscilantes y suspendidas por cable.

-Gorros de Protección. Para proteger la cabeza de los pilotes durante su hincado se emplean dispositivos que amortiguan y distribuyen la energía de los impactos de martillo sobre la cabeza, evitando así daños mayores.

Los gorros están integrados por una estructura monolítica de acero en forma de caja. En la parte superior se coloca una "sufridera" que puede ser a base de madera, micarta, material plástico o trozos de cable de acero y sobre ella una placa metálica. En la caja inferior que es la parte de contacto entre martillo y pilote va colocado un colchón de madera.

La sufridera sirve para:

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

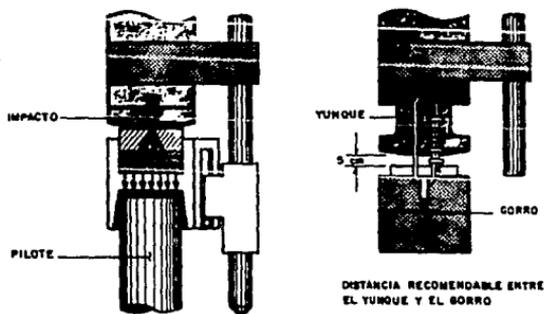
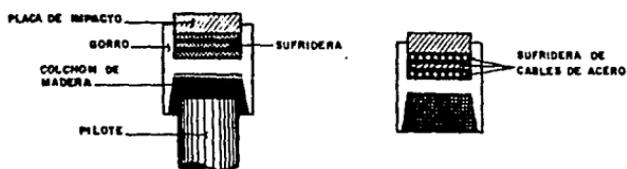
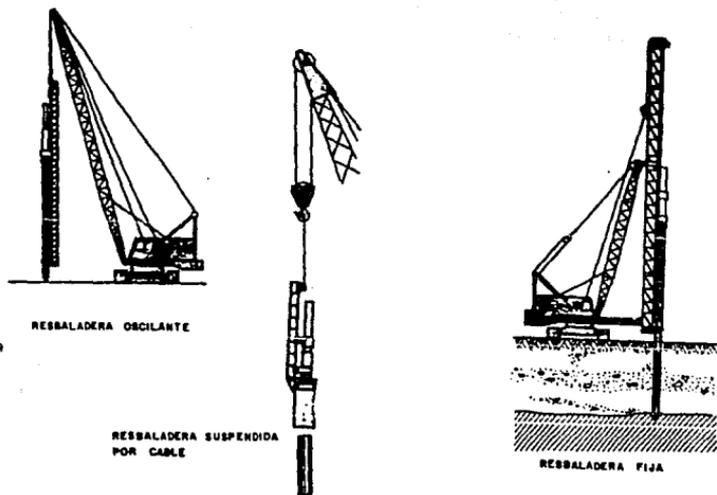


FIGURA VI.9 a) TIPOS DE RESBALADERAS b) GORROS DE PROTECCION

Perforación guía:

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

- Sin protección, extrayendo el material.
- Con lodo.
- Remoldeando (sin extraer) el material.

Para atravesar materiales arcillosos blandos, sensitivos y con alto contenido de agua, es práctica común realizar las perforaciones sin extraer el material, remoldeando energicamente mediante rotación dentro del agujero, utilizando una broca espiral.

Fabricación de Pilotes de concreto:

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

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

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

Otras secciones usuales para la fabricación de pilotes son la hexagonal, la octagonal, la ochavada y ocasionalmente la circular.

Aceros de Refuerzo:

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

Concreto:

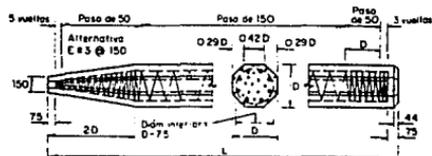
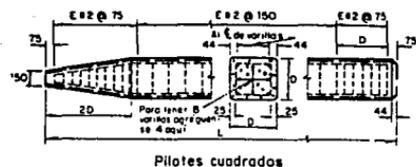
Para pilotes de concreto en contacto con agua dulce o aire se puede usar cemento del tipo I, II, III, o IV, mientras que para ambiente marino se recomienda el tipo II o cemento puzolánico.

El agua para curado, para lavar agregados y para mezclar el concreto debe estar libre de aceites, materiales orgánicos y otras substancias que puedan ser perjudiciales al concreto o al acero y contener concentraciones muy bajas de cloruros y de sulfatos en el caso de concreto reforzado. En ningún caso debe tener impurezas en cantidad tal que ocasione cambios en el tiempo de fraguado del cemento portland de más de 25%, o una reducción de la resistencia a la compresión del mortero a los 14 días de más de 10%, en comparación con los resultados obtenidos con agua destilada.

Para fines de durabilidad, los pilotes de concreto deben de tener cuando menos 336 Kg de cemento por M³ de concreto. En medios agresivos como en el mar, se recomienda cuando menos 391 Kg aunque en ocasiones se prefiere 420 Kg.

La compactación del concreto deberá hacerse con vibradores de alta frecuencia. Los moldes deben ser bastante rígidos para resistir el desplazamiento o los daños debidos a la vibración.

La colocación del concreto se puede realizar empleando bombas directas de las ollas, mediante canalones, con carretillas, bacias, etc. Se recomiendan resistencias del concreto para pilotes de 300 Kg/Cm² si su hincado se realiza en suelos blandos a medios, y de 350 Kg/Cm² si se trata de suelos de medios a duros.



Zunchada			
D, cm	40	50	60
Var. No.	5	4	3

Anotaciones en mm

FIGURA VI.10 PILOTES DE CONCRETO PRECOLADOS.

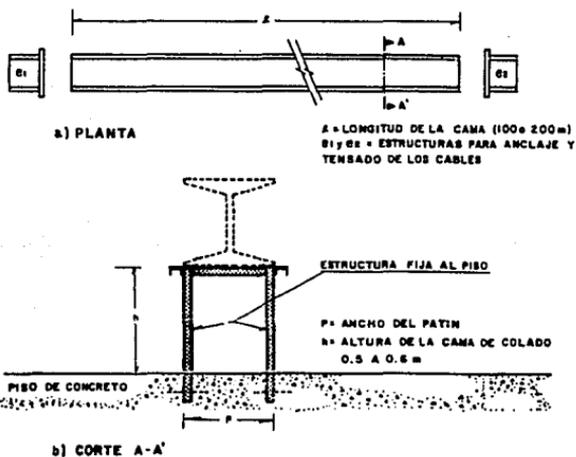


FIGURA VI.11 CAMA PARA TENSADO Y COLADO DE PILOTES PREESFORZADOS

Juntas:

En algunas ocasiones es necesario hincar varios tramos de pilotes para lo cual se han diseñado varios tipos de juntas de unión que van desde la soldadura a tope de dos placas previamente fijadas a los tramos del pilote hasta mecanismos más sofisticados. Manejo y almacenamiento temporal:

Para el despegue, transporte y almacenaje de los pilotes han sido preparados ciertos puntos a lo largo de los mismos, estructuralmente apropiados para esas maniobras, de manera de reducir al mínimo el peligro de fracturas. Los puntos de izaje están constituidos por "orejas" de varilla, cable de acero o placas que se fijan previamente al acero de refuerzo y que quedan ahogados en el concreto.

Para pilotes cortos que se pueden manejar mediante un solo punto de izaje, éste debe de estar colocado a $0.293 L$ de la cabeza, siendo L la longitud del pilote.

Se recomienda el empleo de balancines con dos o más puntos de izaje para el transporte de pilotes. Los pilotes se deberán manejar y almacenar en forma tal que no se dañen. La resistencia del concreto en el momento en que se despegue de la cama de colado debe ser cuando menos de 245 Kg/cm^2 .

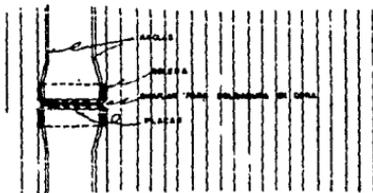


FIGURA VI.12 JUNTA CASQUILLO

Juntas:

En algunas ocasiones es necesario hincar varios tramos de pilotes para lo cual se han diseñado varios tipos de juntas de unión que van desde la soldadura a tope de dos placas previamente fijadas a los tramos del pilote hasta mecanismos más sofisticados. Manejo y almacenamiento temporal:

Para el despegue, transporte y almacenaje de los pilotes han sido preparados ciertos puntos a lo largo de los mismos, estructuralmente apropiados para esas maniobras, de manera de reducir al mínimo el peligro de fracturas. Los puntos de izaje están constituidos por "orejas" de varilla, cable de acero o placas que se fijan previamente al acero de refuerzo y que quedan ahogados en el concreto.

Para pilotes cortos que se pueden manejar mediante un solo punto de izaje, éste debe de estar colocado a $0.293 L$ de la cabeza, siendo L la longitud del pilote.

Se recomienda el empleo de balancines con dos o mas puntos de izaje para el transporte de pilotes. Los pilotes se deberán manejar y almacenar en forma tal que no se dañen. La resistencia del concreto en el momento en que se despegue de la cama de colado debe ser cuando menos de 245 Kg/cm^2 .

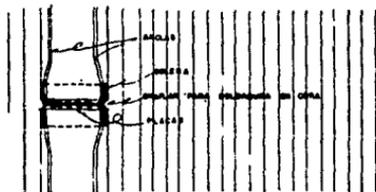


FIGURA VI.12 JUNTA CASQUILLO

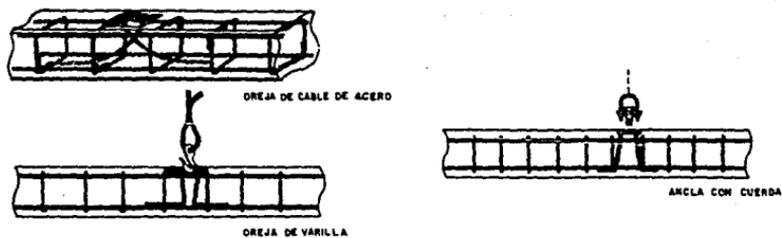


FIGURA VI.13 PUNTOS DE IZAJE

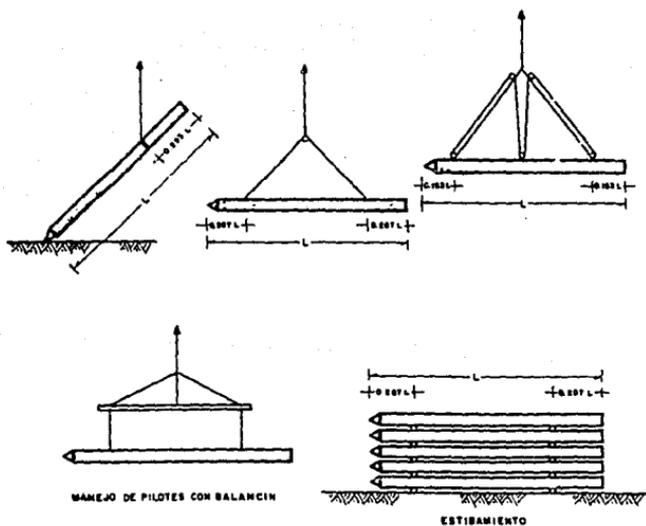


FIGURA VI.14 MANEJO Y ESTIBAMIENTO DE PILOTOS

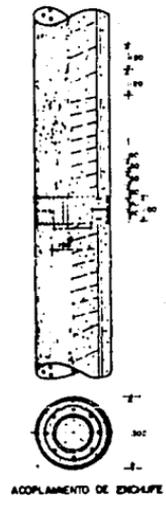
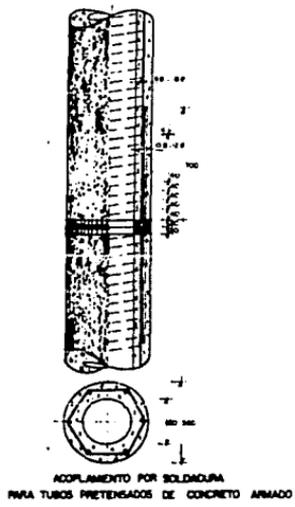
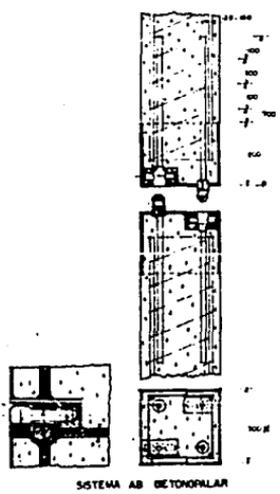
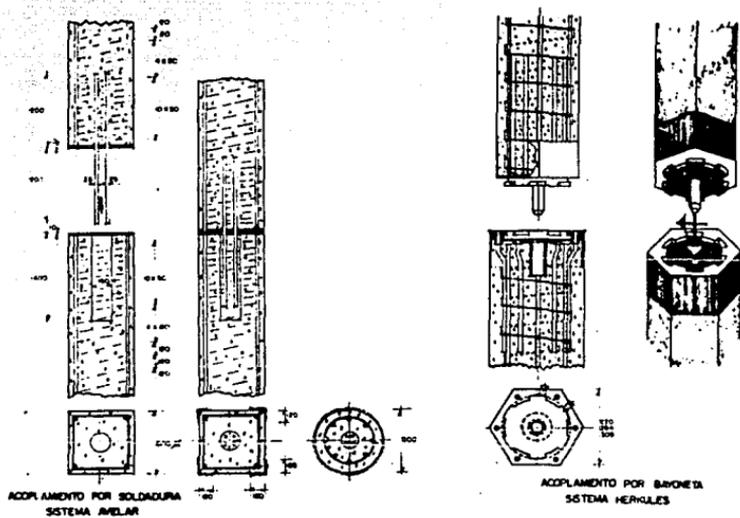
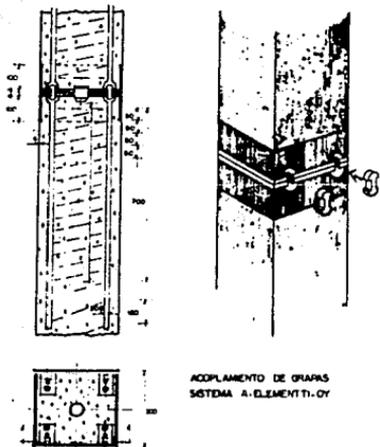
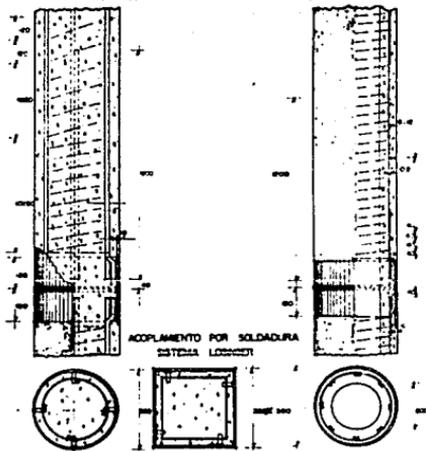


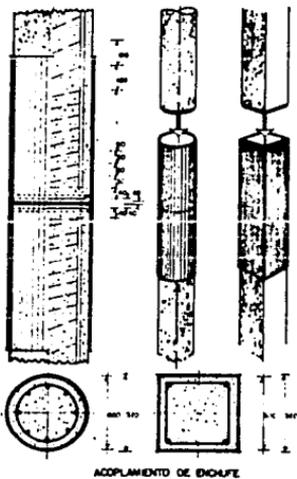
FIGURA VI.15 JUNTAS DE PILOTES



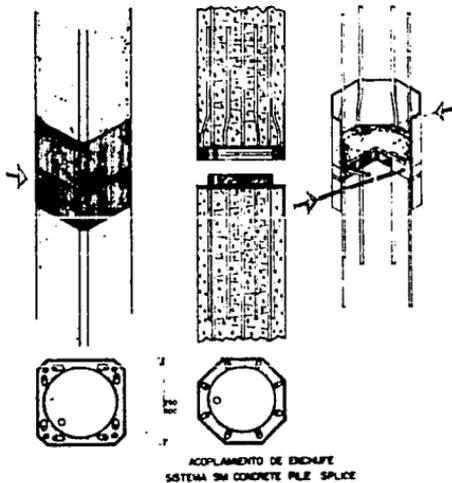
ACAPLAMENTO DE GRANAS
SISTEMA A. ELEMENTI. OY



ACAPLAMENTO POR SOLDADURA
SISTEMA LIGONDI



ACAPLAMENTO DE ENCHUFE



ACAPLAMENTO DE ENCHUFE
SISTEMA SIN CONCRETE PILE SPLICE

FIGURA VI.16 JUNTAS DE PILES

Hincador:

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

- Colocar marcas a una separacion de 1.0m a todo lo largo del pilote con el fin de determinar con facilidad el numero de golpes necesarios para cada metro de hincado.
- Izar el pilote manejandolo con un estrobo apoyado en el punto correcto de acuerdo a las recomendaciones de izaje.
- Colocarlo en el punto correcto de su ubicacion o en la perforacion previa, si existe, de acuerdo a los planos constructivos.
- Orientar las caras del pilote si es requerido.
- Acopiar la cabeza del pilote al gorro del martillo piloteador.
- Colocar en posicion perfectamente vertical o en el angulo requerido, si se trata de pilotes inclinados, tanto el pilote como la resbaladera del martillo corrigiendo la posicion de la grua hasta lograrlo. Usualmente para lograr la verticalidad del pilote se emplean dos plomadas de referencia colocadas en un angulo de 90 grados teniendo como vertice el pilote.
- Accionar el disparador del martillo con lo cual se inicia propiamente el hincado del pilote.

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

Los martillos de hincado pesados con baja velocidad de impacto, son mas efectivos que los martillos ligeros con alta velocidad.

Para mayor eficiencia y para evitar danos al pilote el peso del martillo debe ser comparable al peso del pilote y la altura de caida debe mantenerse baja (del orden de 0.75 a 1.0 m).

En el martillo de accion sencilla, el peso del piston debe ser preferentemente de la mitad del peso del pilote.

Los martillos de caida libre y los de diesel son los mas comunmente usados para hincar pilotes de concreto precolados o preesforzados. No se recomienda el empleo de martillos vibratorios debido a los altos esfuerzos de tension que transmiten. La seleccion del tipo mas adecuado de martillo es de suma importancia.

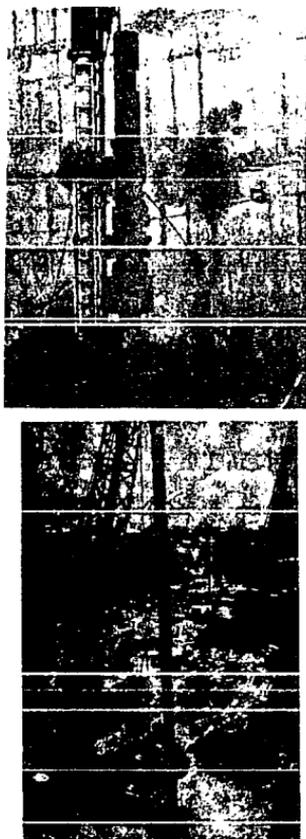
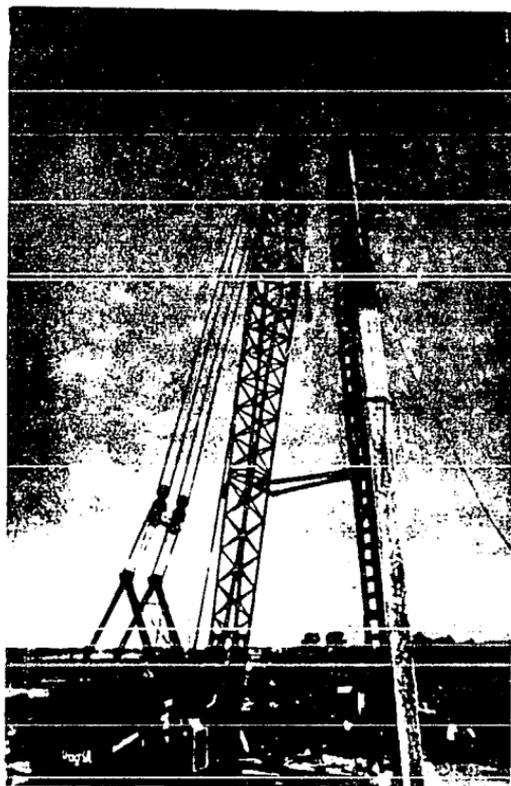
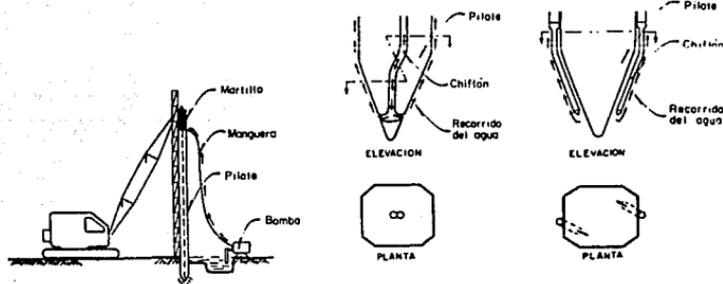
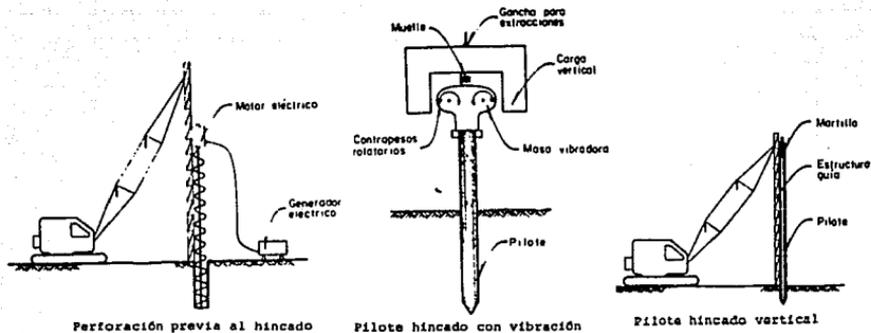


FIGURA VI.17. MONTAJE DE PILES



Pilote hincado con chiflón

a) Pilote con chiflón interior
Ubicación de chiflones en la punta de pilotes

b) Pilote con chiflones laterales

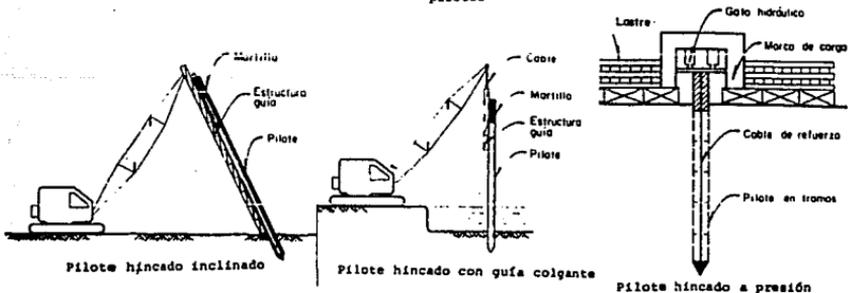


FIGURA VI.18 HINCADO DE PILOTES

La localización se define generalmente cuando el pilote se coloca en su posición de hincado.

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

El alineamiento se puede controlar observando si el pilote está realmente vertical al iniciar el hincado.

Prevención de daños del pilote durante su hincado:

Algunas reglas generales para el hincado correcto de pilotes se resumen a continuación:

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

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

Generalmente se presentan dos problemas:

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

Es esencial que la cabeza del pilote sea perpendicular al eje del pilote a fin de evitar una distribución no uniforme de las fuerzas de impacto.

Si es de esperarse un hincado difícil, resulta conveniente proteger la cabeza del pilote por medio de una placa de acero anclada al acero de refuerzo del pilote. Si las condiciones de hincado son favorables sólo será necesario achaflanar los bordes y esquinas de la cabeza del pilote; en este caso es importante asegurarse de que no sobresalga de la cabeza el acero de refuerzo o los tendones de presfuerzo.

En la mayoría de los casos la punta del pilote sólo deberá achaflanarse en sus bordes y esquinas. Si el pilote debe atravesar suelos duros o apoyarse por punta en la roca, se recomienda instalar una punta especial de acero en su extremo.

Al empalmar los pilotes, se deberá verificar la verticalidad del pilote a lo largo de cada junta a medida que avanza el hincado.

Controles:

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

4.1.5. PILOTES DE CONCRETO PREESFORZADOS

Son elementos estructurales en los que se busca ligereza, aprovechando para ello las ventajas del preesfuerzo. Así con menor cantidad de acero de refuerzo y haciendo trabajar con mayor eficiencia al concreto se pueden tomar los esfuerzos que se presentan en el pilote, principalmente durante su manejo.

Generalmente su sección transversal tiene forma de H y se les utiliza básicamente como pilotes de fricción.

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

Para su fabricación en serie, los moldes deben ser metálicos, ya que el uso de madera resultaría prácticamente incosteable debido a los pocos usos que se le darían tanto por la forma de H del pilote mismo, como por la necesidad de "curar" los pilotes para darle mayores usos al sistema de fabricación.

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

La altura de la cama o paño inferior del pilote debe seleccionarse para que permita al trabajador ejecutar el armado y colado del pilote en condiciones cómodas.

La estructura de la cama debe fijarse al piso del concreto. La parte superior del molde se fija mediante seguros colocados a cada 2m aproximadamente en el sentido longitudinal.

Es usual como preesfuerzo utilizar cable de 5mm de diámetro tanto para el armado longitudinal como para el transversal.

Al primero se le aplican cargas del orden de 1.5 ton con un gato hidráulico de piston hueco y una vez alcanzadas estas, se fija el cable a las estructuras colocadas para el caso en los extremos de la cama de colado, mediante cuñas dentadas especiales.

El concreto utilizado tiene una resistencia $f'c$ del orden de 250 Kg. Cmz.

El vibrado se efectúa con vibradores para concreto colocados sobre plataformas rodantes para correrías sobre los moldes conforme avanza el colado.

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

Debido a su esbeltez y ligereza, es conveniente no entongarlos en camas con alturas mayores a 5 o 6 elementos ya que se pueden provocar fisuras y despostillamientos en los patines.

4.1.6. PILOTES DE ACERO

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

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

Para el hincado de los perfiles estructurales no se necesitan grandes preparativos como en el caso de los pilotes de concreto, ya que únicamente es necesario "hacerle" punta a la primera sección y en caso de que su longitud no sea suficiente, añadirle nuevos tramos soldandolos en Z.

Los pilotes tubulares de fondo abierto se utilizan cuando se desean reducir al mínimo los desplazamientos del subsuelo durante el hincado o cuando las vibraciones deben hacerse mínimas.

Se usan cuando las profundidades de apoyo resultan inaccesibles a los pilotes de extremo cerrado.

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

Este tipo de pilote que no requiere perforación previa para su hincado, ha probado ser aplicable a la cimentación de las plataformas marinas donde existen grandes cargas concentradas.

Asimismo, se les ha utilizado para el apoyo de puentes y muelles en espigón.

Los pilotes metálicos, sean de perfil estructural o de tubo, pueden sufrir deterioros por corrosión. El tipo de suelo, el agua, la presencia o ausencia de oxígeno, etc., pueden ocasionar diferencias de potencial entre el metal de pilote ocasionándose corrientes eléctricas que causen corrosión en el extremo que funciona como ánodo.

Los profesionales encargados del problema de corrosión pueden, en su caso, diseñar las protecciones convenientes al metal para alargar su vida útil y con ello la de la cimentación en sí.

4.1.7. PROCESOS CONSTRUCTIVOS DE ALGUNOS TIPOS DE PILOTES MAS COMUNES

Algunos tipos de pilotes precolados apropiados para ser hincados a golpes a golpes.

Los pilotes de concreto apropiados para ser hincados a golpes suelen ser de sección rectangular o circular, con calibres comprendidos usualmente entre 30 cm y 60 cm; sus longitudes oscilan entre 8 o 10 m como limite inferior y 30 m o algo mas, como superior. Estos pilotes requieren lugar de colado, tiempo para curado, espacio para almacenaje y equipo especial para izado y manejo. Frecuentemente se cuelan en tramos manejables, que se unen en la posición de hincado por medio de juntas cuya resistencia garantiza ampliamente la del conjunto.

Los pilotes pueden ser simplemente reforzados o preesforzados.

A continuación se describen algunos tipos especiales de pilotes que han sido usados en la practica de las obras.

1. -PILOTE PREEFORZADO TIPO RAYMOND

Muy apropiado para grandes longitudes de pilotes que han de soportar grandes cargas. Los pilotes se hacen de secciones de concreto con armado longitudinal y espiral de 5m de longitud, aproximadamente. A lo largo de todo el pilote, coincidiendo en todas las secciones, existen perforaciones proximas a la periferia de calibre suficiente para contener a los alambres longitudinales de preesfuerzo los que, armado el pilote, se tensan con gatos y se sujetan relleno las perforaciones con mortero de cemento. Estos pilotes pueden llegar a diámetros de 1m aproximadamente.

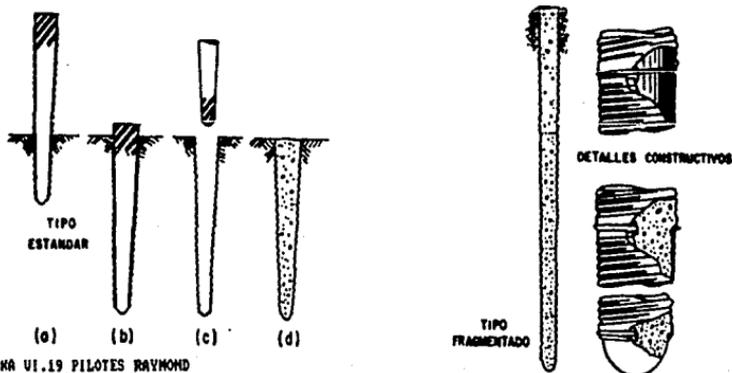


FIGURA VI.19 PILOTES RAYMOND

2. - PILOTES GIGANTES

Estos son pilotes de concreto protegidos por canales de acero que hacen de camisa.

Los canales protegen al pilote del golpe del martinete, absorbiendo una gran parte de la energía del impacto. Además empujan con una zapata de acero que cubre la punta del pilote, lo que sirve para transmitir la energía de impacto directamente a la punta, con lo que se logra mayor eficiencia de hincado y los pilotes pueden alcanzar mayores profundidades o pueden usarse eficientemente martinets de mayor energía de hincado. El golpe se da en el cabezote de acero directamente conectado a la armadura de canales. Al término del hincado se extraen los canales jalándolos; el hincado del pilote adyacente elimina posteriormente el espacio vacío dejado por la remoción de los canales.

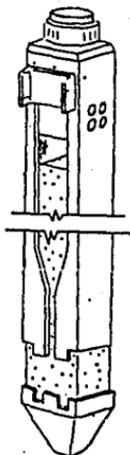


FIGURA VI.28 PILOTES GIGANTES

4.1.8. TIPOS DE PILOTES HINCADOS EN EL LUGAR

Existen una gran variedad de tipos de pilotes colados en el lugar, la mayor parte sujetos a patente. Los pilotes pueden construirse sin ademe permanente o con él; los primeros se usan en donde no se derrumbe o cierre la excavación previa que se haga para la construcción del pilote, en donde el agua no anegue a la misma y en donde no se perjudique a un pilote recién construido al efectuar las excavaciones para los pilotes vecinos. Este tipo de pilotes tiene la ventaja de no precisar espacio de almacenaje, ni equipo para su manejo; además, no están sujetos a daños por maniobras de manejo o por hincado.

4.1.8.1. SIN ADEME PERMANENTE

1. -PILOTE Mc ARTHUR DE CONCRETO COMPRIMIDO. PILOTE WESTERN

Este pilote puede construirse hasta un diametro del orden de 60 cm en forma satisfactoria a través de cualquier suelo, siempre que no ceda lateralmente cuando el concreto sea presionado:

El equipo de construcción comprende un ademe tubular y un embolo que ajusta bastante bien en su interior. El procedimiento de construcción es el siguiente: en primer lugar se hincó el ademe circular con el embolo hasta su parte inferior; logrando el nivel deseado, se retira el embolo y se rellena el ademe de concreto; en seguida, se extrae el ademe por tracción, asegurando al concreto con el peso del embolo, para evitar que sea arrastrado hacia afuera.

Los pilotes Western son una variante de los anteriores en la que se acciona el embolo con un mecanismo de poleas, de modo que al ser extraído el ademe utilizando el martinete de hincado, dicho mecanismo hace que el embolo presione al concreto para garantizar que este quede en posición dentro del ademe, sin arqueo y sin extraído.

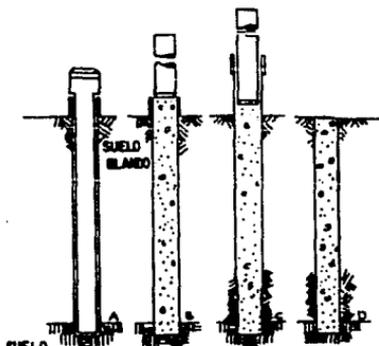


FIGURA VI.21 PILOTES Mc ARTHUR

2.-PILOTES DE CONCRETO COMPRIMIDO CON BASE AMPLIADA.

Estos pilotes tienen ventaja en lugares en que el estrato resistente es relativamente delgado y no es muy profundo; la base ampliada da menores esfuerzos de contacto, haciendo el papel de una zapata. También son útiles para lograr un buen apoyo en estratos de roca muy inclinada.

El equipo utilizado incluye un ademe circular hueco con un embolo interior que ajuste bien con él. La operación para formar el pilote es la siguiente:

Se hincan el ademe con el embolo metido hasta el fondo; a continuación se levanta el embolo hasta retirarlo del ademe y se llena este hasta una cierta altura, asegurando el concreto con el embolo y se rehincan el ademe con el embolo de nuevo llevado hasta el fondo, a través del concreto fresco, con lo que se produce la ampliación de base característica de estos pilotes. Se retira ahora otra vez el embolo y se rellena de concreto todo el ademe. Finalmente se retira el ademe con presión hacia arriba a la vez que con el embolo se da sobre el concreto la suficiente contrapresión hacia abajo para garantizar que el concreto no sea arrastrado y que el pilote resulte bien conformado.

Las operaciones anteriores y la calidad del suelo condicionan la ampliación que se obtenga; formas alargadas son preferibles si el pilote ha de penetrar algo en un estrato de suelo resistente; formas aplanadas dan buen resultado para apoyo en roca.

En los pilotes Mc Arthur de concreto comprimido y con base ampliada, esta se forma dando golpes al concreto que se hace en el ademe, en lugar de rehincar el sistema ademe-embolo a través de él. Existe también un tipo similar de pilote Western.

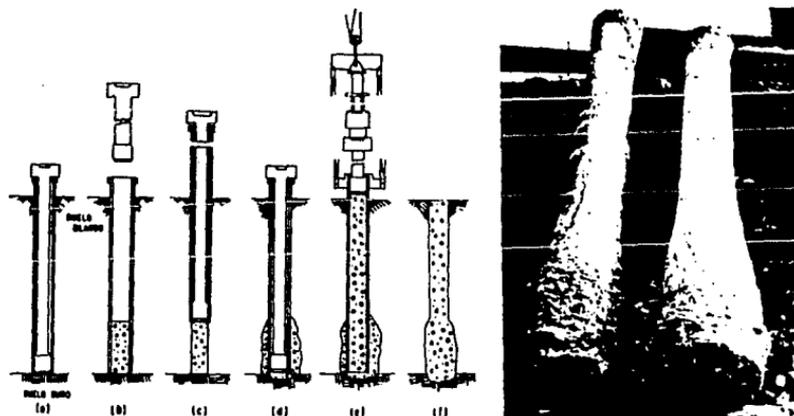


FIGURA VI.22 PILOTES CON BASE AMPLIADA

3. -PILOTES SIMPLEX

Este tipo de pilotes se puede hincar a través de suelos blandos o relativamente duros. Se requiere que al retirar el ademe quede formado un buen molde para el vaciado de concreto, por lo que deberá colocarse un ademe interior ligero en el caso de que la consistencia del suelo no garantiza dicho molde. En la operación de construcción la punta del dispositivo de hincado se pierde en cada pilote.

Este tipo de pilote colado en el lugar, se construye mediante hincadura en el suelo de un tubo de acero, normalmente de 40 cm de diámetro y 5 cm de espesor. El tubo se hinca en el lugar llevando en su parte inferior un azuche de hierro fundido que lo cierra completamente. Una vez hincado el tubo es retirado por partes, y al mismo tiempo se rellena de concreto que se apisona mediante pison. El pilote puede ser también armado longitudinalmente una vez llegado a la capa resistente. El pilote Simplex tiene la ventaja que el apisonamiento del concreto hace que este se incruste lateralmente en las irregularidades del terreno.

Con este tipo de pilotes se llega hasta los 15 m de profundidad.

4. -PILOTES VIBRO

Con estos pilotes apropiados para ser construidos a través de un suelo que, aun siendo blando tenga la consistencia necesaria para que el concreto no se difunda lateralmente a través de sus paredes. Los pilotes suelen hacerse de concreto reforzado, con un armado que usualmente es objeto de especificación previa. El dispositivo de fabricación es análogo al de los pilotes Simplex; la extracción del tubo y de la formación del pilote se logra por medio de golpes del martillo hacia arriba y hacia abajo. En el golpe hacia arriba, el ademe sube y una parte del concreto que lo llena fluye hacia abajo y lateralmente para llenar el espacio anular dejado por la parte del ademe que se movió; en ese golpe hacia arriba, se supone que el peso de la columna de concreto es suficiente como para que no haya arrastre del material; durante el golpe hacia abajo, el ademe y la columna de concreto suprayacente actúan como un pison que compacta al concreto a nivel inferior. El golpe hacia abajo se da con menor carrera que el ascendente, con lo que resulta un desplazamiento neto del ademe hacia arriba. Los golpes se dan a razón de 80 por minuto y la velocidad de ascenso del conjunto es de 1.20 m por minuto.

El pilote Vibro resulta, al fin de la construcción, de superficie lateral corrugada y logra una buena adherencia con el suelo circundante.

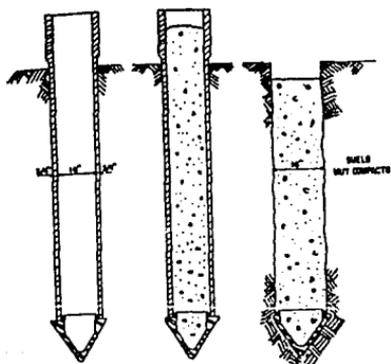
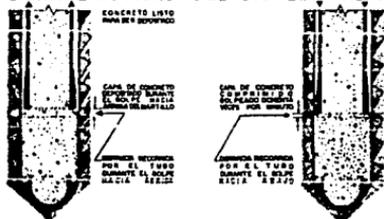


FIGURA U1.23 PILOTES SIMPLEX

CARACTERISTICAS DEL SISTEMA VIBRO



TUBO EN MOVIMIENTO HACIA ARRIBA DEJANDO EN SITIO LAS CAPAS DE CONCRETO

TUBO EN MOVIMIENTO HACIA ABAJO CONSOLIDANDO LA CARGA DEPOSITADA Y CONSOLIDANDO EL PILOTE

FIGURA U1.24 PILOTES VIBRO

4.1.8.2. CON ADEME PERMANENTE

A continuación se describen brevemente algunos tipos de pilotes colados en el lugar que requieren ademe permanente. El ademe permanente es generalmente de lamina delgada corrugada y va colocada dentro del ademe de hinca, mas pesado, que posteriormente se remueve. Frecuentemente, la falta de confinamiento lateral seguro hace necesario usar pilotes de concreto reforzado.

En general estos pilotes se forman de modo similar a los que no requieren ademe permanente. La diferencia estriba en que ahora se introduce en el ademe de hinca y una vez colocado este, el ademe ligero y generalmente corrugado antes de vaciar el concreto. Pueden así fabricarse pilotes similares a los tipo Mc Arthur o a los de base ampliada que se describieron, dependiendo de la tecnica particular que se siga en cada caso.

1. -PILOTES BUTTON-BOTTOM.

Se utilizan cuando se desea un incremento en el area de apoyo del pilote. Se ha llevado a profundidades de 30 m con facilidad, soportando cargas del orden de 50 ton o algo mayores.

Hincado el ademe exterior hasta la profundidad deseada, llevando en su extremo inferior una zapata independiente de concreto precolado que se pierde en cada pilote, se introduce el ademe corrugado permanente hasta su fondo; este ademe se fija a la zapata por un dispositivo especial que atornilla ambas partes. Realizada esta operacion el ademe se rellena de concreto y se extrae el tubo de hinca sin peligro, gracias a la fijacion del ademe interior.

Este tipo es patente Western.

2. -PILOTES RAYMOND CON ADEME METALICO DELGADO HINCADOS CON MANDRIL

Estos pilotes pueden usarse tanto para trabajar por punta como por fricción y en cualquier clase de suelo. El ademe corrugado es hincado por medio de una pieza denominada mandril, que penetra en su interior, adoptando su forma y que se extrae una vez alcanzada la profundidad deseada.

El ademe puede ser inspeccionado una vez colocado y antes de ser relleno con concreto, que puede ser simple o reforzado.

Recientemente se ha utilizado una variante de este pilote, en el que se adopta una forma telescópica para el ademe y correspondientemente para el mandril interior, con tramos de diámetro cada vez menor según se desciende a lo largo del fuste del pilote.

3. -PILOTES RAYMOND STANDARD

Constituyen una funda de acero de pared delgada y cerrada en su punta mediante un azucle de acero.

La hincadura se lleva a cabo mediante el uso de un martinete y un falso pilote que protege a la funda durante el hincado. Cuando se obtiene la resistencia deseada al hincado, este se suspende, el falso pilote se desmonta y se saca del interior de la funda metálica, se examina el estado de dicha funda y luego se rellena de concreto hasta la cabeza del pilote.

Las fundas se hacen de acero laminado y van reforzadas interiormente con una espiral de alambre. El diametro de la punta de un pilote Raymond Standard es de 20 cm, aumentando a razon de 2,5 cm por cada 75 cm de longitud del pilote. La longitud maxima de un pilote Raymond es de 11,28 m aproximadamente. La camisa o funda de acero de este pilote resiste facilmente la presion del terreno generado durante el clavado, y protege al concreto fresco de sufrir deformaciones y toda contaminacion con el terreno adyacente debido a las presiones desarrolladas al clavar los pilotes vecinos.

4. -PILOTES RAYMOND ESCALONADO

La necesidad de diseñar un pilote de concreto similar o regular al Raymond Standard pero que permitiera alcanzar longitudes mucho mayores, ideó un pilote vaciado en su sitio, llamado Raymond Escalonado.

Este tipo de pilote se instala por un metodo parecido al metodo del pilote Raymond Standard, es decir, un falso pilote pesado de acero, se enchufa en una funda de acero, y luego el falso pilote y la funda se clavan en el terreno. Al obtenerse una resistencia adecuada se saca el falso pilote de la funda y tras cuidadosa inspección se llena de concreto.

Las fundas de estos pilotes se fabrican de 1,25m, 2,50m, y 3,50m y llevan un acanalado especial. Un anillo especialmente forjado se suelda a la parte inferior e interior de cada funda, y es en estos anillos de acero donde se apoyan en cada seccion del pilote, durante el clavado, los hombros del falso pilote, transmiten así los golpes del martillo a todo el pilote.

Un tramo corto de funda con corrugaciones especiales va soldada a la parte inferior de cada anillo de acero, y los diversos tramos de funda se unen atornillando este tramo corto dentro de la parte superior de la seccion inferior.

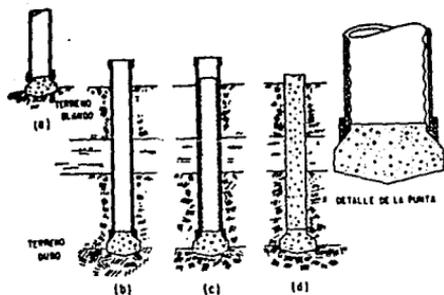
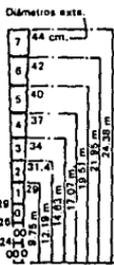


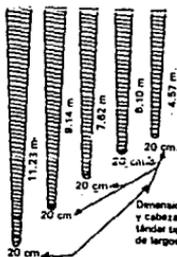
FIGURA VI.25 PILOTES BUTTOM-BOTTOM



Detalle de una carrieta tipo "step-taper". Izquierda: carrieta con mandril; derecha: carrieta llena de concreto. Izquierda: se indica el hombro del mandril, el anillo de acero soldado sobre el cual descansa el hombro la lámina de acero soldada al fondo del anillo y la plancha de acero soldada al anillo de fondo de la carrieta para formar la punta del pilote.



DIMENSIONES PARA PILOTES TIPO RAYMOND STEP-TAPER ESCALONADO



Detalles de la carrieta de planchas de acero perfectamente llena con concreto, indicando el alambre espiral de refuerzo dentro de la carrieta con peso de 7.62 cm.

Dimensiones de punta y cabeza de pilotes estándar tipo RAYMOND de largos variables.

FIGURA VI.26 PILOTES RAYMOND ESCALONADO Y ESTÁNDAR

4.1.9. PILOTES HINCADOS A PRESION O PREEXCAVADOS

1. -PILOTES PREEXCAVADOS

Estos pilotes son sumamente ventajosos cuando se trabaja con un suelo blando que se desplace lateralmente durante la hinca de un pilote, perjudicando a otros previamente hincados; tambien lo son cuando existe un gran número de pilotes muy proximos, con lo que se presenta el peligro de levantar y desplazar a un pilote ya colocado con el hincado de otro vecino. El metodo de la preexcavacion es tambien ventajoso cuando se trata de construir pilotes de gran diametro.

Basicamente, estos pilotes se construyen siguiendo los lineamientos que se describen a continuacion.

Se hinca un tubo de acero con punta biselada hasta el estrato de apoyo; se extrae el tubo con el material que quedo en su interior. El material se vacia elevando el tubo y colocando un mandril fijo en su extremo superior que impida que el material suba con el tubo. Despues se vuelve a meter el cilindro con el mandril en su interior hasta el nivel de apoyo; se extrae el mandril y se llena el cilindro de concreto; enseguida se presiona el mandril sobre el concreto y se extrae el tubo.

Si el hueco de la excavacion se cierra al secar el tubo o si hay dificultades de hincado al tratar de meter el tubo de una vez, puede trabajarse con dos tubos, uno dentro del otro, retirando en tramos el interior, vaciandolo y volviendo a hincar otra fraccion; durante estas operaciones, el tubo exterior actua como ademe, que puede finalmente retirarse o ser dejado permanentemente

2. -PILOTES MEGA

Estos son pilotes hincados a presion en pequenos tramos de unos 50 cm de longitud. Son muy utiles para trabajos de recimentacion en que se disponga de poco espacio de maniobra. Las secciones, generalmente cuadradas o circulares, tienen un hueco en el centro de unos 8cm de diametro; este hueco sirve tanto para verificar la construccion del pilote, como para armarlo al fin del hincado.

El metodo de construccion consiste en hacer una pequena excavacion en cuyo fondo se coloca la primera seccion del pilote con punta metalica, que se presiona con un gato para lograr su hincado; en trabajos de recimentacion, la reaccion del gato le da la estructura existente. Hincada la primera seccion, se le une una segunda, por medio de un collar de acero, repitiendose esta operacion el número de veces que sea necesario.

Este tipo de pilote esta patentado por la compaia Frankl.

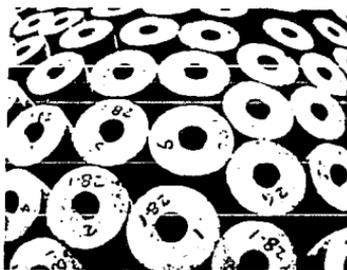
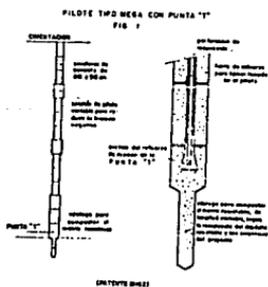
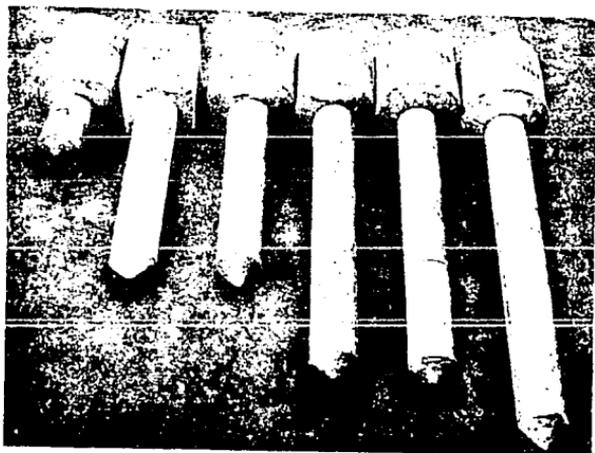


FIGURA VI.27 PILOTES MEGA CON PUNTA "T"

La perforación sirve para verificar la verticalidad y continuidad del pilote, también para colocar el acero de refuerzo, que sirve para hacer trabajar al pilote a la tensión, ya que cuando los pilotes se hincan en el suelo estos desalojan un volumen equivalente al volumen del pilote; por consiguiente desalojando el suelo en sentido vertical y ocasionando una fricción que tiende a sacar el pilote del lugar donde originalmente fue clavado. La punta T del pilote también tiene por objeto producir un ancla efectiva en el depósito resistente, que integra en conjunto con el alma de acero que se coloca en la perforación al centro de los tramos que forman el pilote, una unidad que puede trabajar a una tensión considerable haciendo que el pilote permanezca en posición aun y cuando se produzca el levantamiento del terreno que se ha mencionado. La punta T se diseña con las dimensiones necesarias para cada exigencia de proyecto, la punta en la parte inferior tiene un vastago de diámetro mas pequeño, el cual se introduce en el manto resistente con objeto de compactarlo y que pueda recibir de una manera mas efectiva la parte superior, o sea la cabeza de la punta.

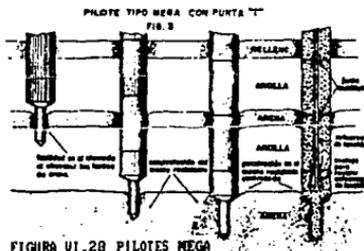
Proceso:

Se coloca una carga de 120 Toneladas sobre el lugar donde se clavará el pilote, debajo de la carga se coloca un gato hidráulico que clavara el pilote.

Se coloca la punta en el lugar exacto y se inicia el clavado a presión una vez iniciado el hincado de la punta se coloca una dovela de union de tubo de fierro e inmediatamente se coloca un tramo de pilote de concreto, se clava por medio del gato, repitiendose esta operación hasta alcanzar el depósito de apoyo. Se introduce una plomada en la perforación para comprobar la verticalidad.

Por medio del numero de tramos de pilote y la longitud de la punta se comprueba exactamente la profundidad de cada pilote, así como la penetración exacta dentro del depósito resistente donde queda apoyada dicha punta.

Habiendo pasado las especificaciones de proyecto, se coloca un refuerzo, en la perforación central y se llena esta de mortero de cemento haciendo que el pilote quede terminado y trabaje como una sola unidad.



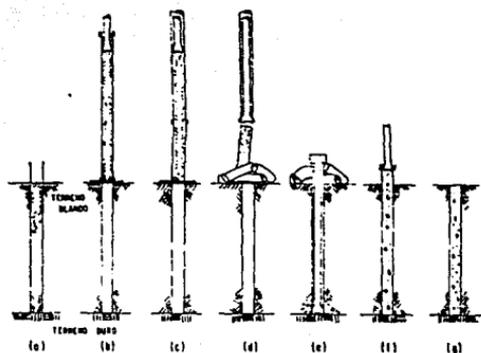


FIGURA VI.29 PILOTES PREENCABADOS



FIGURA VI.30 PILOTES HINCADOS A PRESION

3. -PILOTES FRANKI

Estos pilotes tienen la ventaja de poseer una base ampliada, de modo que transmiten esfuerzos menores, a misma carga, lo que es conveniente si el estrato resistente no es de mucho espesor. Otra ventaja radica en no precisar gran espacio de maniobra, pues el martillo de hincas corre solo dentro del tubo que sirve de ademe al pilote.

El procedimiento de construcción es como se menciona a continuación:

En primer lugar se coloca la primera sección del tubo de hincas sobre la superficie del suelo, parcialmente se llena con una carga de concreto seco. A continuación, se golpea el concreto con un martillo de caída libre, haciéndolo penetrar en el suelo, seguido del tubo. Una vez que se ha alcanzado un nivel un poco por encima del de desplante, se fija el tubo por medio de cables y, por medio del martillo, se fuerza el tapon de concreto hacia abajo y hacia fuera del tubo, colocando más concreto, siempre golpeando con el martillo; así se forma la base ampliada del pilote. Formada la base, se va vaciando concreto en el tubo, golpeándolo con el martillo, a la vez que se extrae lentamente el tubo.

4. -PILOTES HINCADOS POR ROTACION

En estos pilotes de concreto con agujero longitudinal en el que se aloja una barra, en cuyo extremo inferior, fuera del pilote va una hélice de diámetro mayor que el del pilote. Por rotación, el pilote alcanza el nivel deseado, tras lo cual se retira la barra y se rellena el agujero del pilote con concreto. La hélice se pierde en cada pilote.

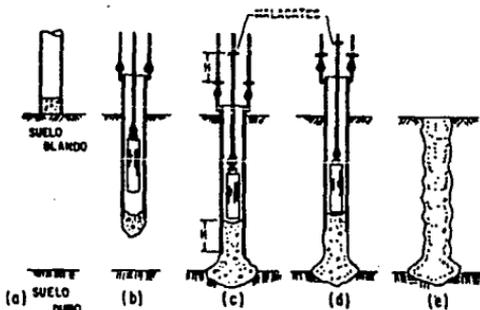


FIGURA UI.31 PILOTES FRANKI

4.2. PILAS DE CIMENTACION

La construcción de pilas se hace única y exclusivamente mediante el colado en el sitio de la obra.

La estratigrafía y condiciones del agua subterránea, así como la profundidad, espesor y tipo de roca, suelo duro u otro material de apoyo para las pilas influye en el método de construcción y en el diseño ya que la permeabilidad, el nivel freático y las propiedades del suelo determinarán la necesidad de usar ademe, lodos o bombeo y definir el método para la colocación del concreto.

La disponibilidad de áreas de trabajo, el acceso al sitio y las instalaciones que haya que proteger contra asentamientos, derrumbes, ruido o contaminación, influyen en la selección del método constructivo y por ende en el diseño.

En síntesis, el procedimiento constructivo implica:

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

A continuación se describen tres métodos de construcción, de los cuales pueden haber muchas variantes.

4.2.1. METODO SECO

El método puede aplicarse en suelos sobre el nivel freático donde no existe peligro de derrumbe o socavación al perforar el pozo hasta el fondo. Un suelo que cumple con esta especificación sería una arcilla homogénea y uniforme. En algunos casos puede emplearse el método en suelos arenosos arriba del nivel freático si no son cohesivos o si una cohesión aparente le permite sostenerse durante cierto lapso.

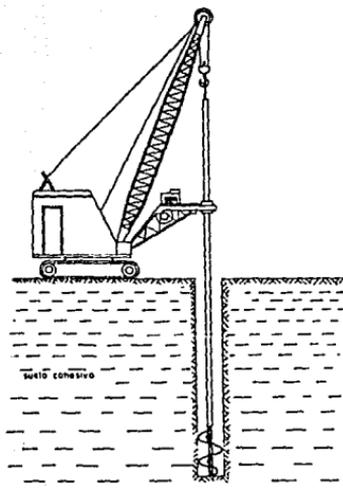
También puede aplicarse el método seco en el caso de suelos de bajo nivel freático, si la permeabilidad es tal que la filtración en el pozo es mínima mientras permanece abierto.

El primer paso es colocar el equipo de perforación en el sitio adecuado y la selección apropiada de la broca y barrena para iniciar la excavación. Se efectúa el barrenado hasta su profundidad total depositando el material excavado en un lugar conveniente para su remoción posterior.

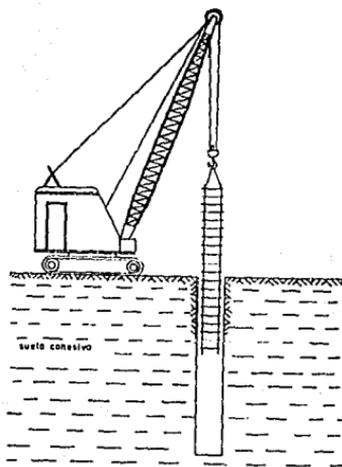
El tiempo que se requiere para terminar la excavación dependerá, naturalmente, de las condiciones del suelo y de la geometría del pozo.

Pueden hacerse perforaciones de pozos con diámetro de un metro y profundidad de 20 metros, a través de una arcilla dura, en menos de treinta minutos. Se requerirá más tiempo si se encuentra boleo o roca. Pueden barrenarse pozos de diámetros hasta de 3m y existen equipos en el mercado que permiten hacer excavaciones a profundidades de cerca de 35 m.

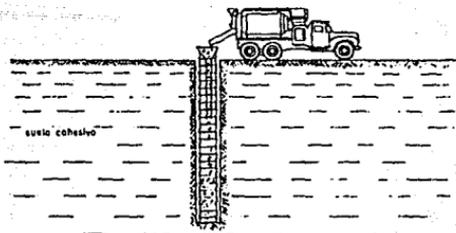
Una vez alcanzada la profundidad total de la excavación a la profundidad de diseño puede utilizarse un ampliador o ensanchador para ampliar el fondo del pozo. El porcentaje de acero de refuerzo que se emplea y la longitud del pozo que va a reforzarse se



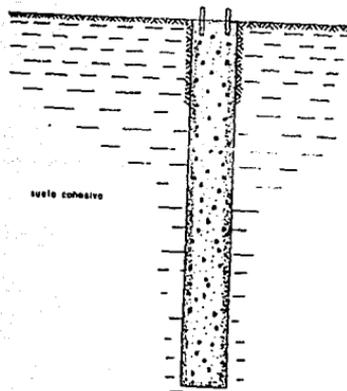
1.1 Método seco, perforación en toda su longitud



1.2 Método seco, colocación del refuerzo de acero



1.3 Método seco, calado



1.4 Método seco, cimiento terminado

FIGURA VI.32 METODO SECO

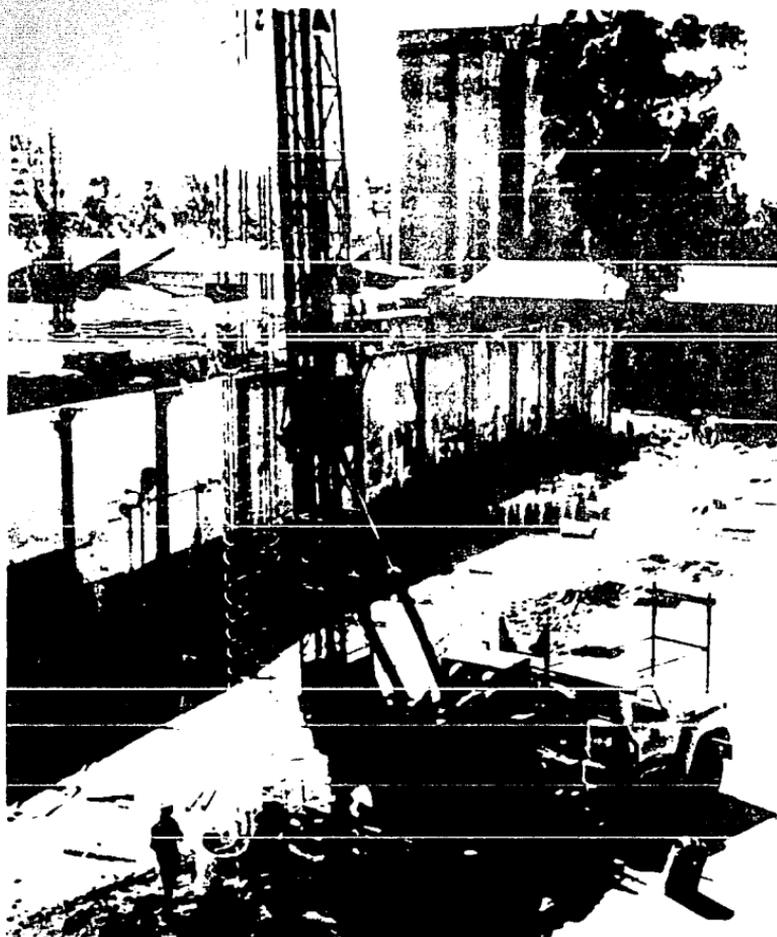


FIGURA VI.33 COLOCACION DE ACERO DE REFUEZO PARA PILA COLADA EN SECO

determina en base a las condiciones de carga. En algunos casos puede omitirse el refuerzo de acero, mientras que en otro sera necesario colocarlo en toda la longitud del pozo. La aplicación del metodo seco sólo permite la colocación del refuerzo en la parte superior del pozo. En este caso el concreto seria colado hasta la elevación de la base del refuerzo. Al suspender el colado, se colocaria para luego proceder a terminar el colado.

4.2.2. METODO DE ADEME

El empleo de ademes es aplicable en donde las condiciones del suelo implican derrumbes o deformación excesiva del pozo al hacer la excavación. Un ejemplo excelente lo constituye un suelo arenoso limpio que se encuentra debajo del nivel freático.

El primer procedimiento es para el caso donde un estrato arenoso de gran espesor existe debajo del nivel freático.

Si existe un suelo cohesivo cerca de la superficie, de manera que no se presente un riesgo de derrumbe, puede iniciarse la excavación como en el caso del metodo seco. Al encontrar el suelo suelto, se introduce una mezcla fluida (lodo) en el pozo y se procede con la excavación. El lodo se mezcla en el lugar empleando sacos de bentonita seca.

Según la condición de la superficie del suelo la elevación superior de la columna de lodo puede mantenerse ligeramente arriba del suelo suelto, o bien puede llevarse hasta la superficie. Una alternativa común es emplear un lodo natural en lugar de lodo bentonítico. Así que puede prepararse el lodo con los suelos del sitio, mezclándolos con agua. Esta técnica tiene ventajas evidentes si el barrenado puede efectuarse sin dificultad.

Se continua el barrenado hasta pasar la capa de suelo suelto y encontrar un estrato impermeable. Se introduce entonces el ademe y se coloca un dispositivo en la barra prismática giratoria (Kelly) del equipo para introducir el ademe con un movimiento rotativo en

el suelo impermeable, hasta crear un sello adecuado. Debe escogerse un tramo de ademe de longitud adecuada pues la distancia entre la superficie del terreno y la mesa rotatoria del equipo perforador es limitada.

El diámetro exterior del ademe debe ser ligeramente menor que el diámetro interior del pozo. Mientras menor sea el espacio anular, por supuesto será menor el volumen de concreto. Si las especificaciones establecen que el diámetro interior del ademe sea igual al diámetro exterior del cemento, resultará necesario emplear tubería especial. La tubería para el ademe es más económica si se emplean tamaños nominales en lugar de dimensiones nominales.

Se coloca una cuchara de limpieza en el "Kelly" y se extrae la pasta o lodo del interior del ademe. Luego se introduce una barrena más delgada en el pozo, que pueda pasar por el ademe, y se procede a terminar la excavación a la profundidad de diseño. Luego puede emplearse un ensanchador para ampliar el fondo del pozo. Mientras se efectúa esta operación, como lo muestran las figuras, habrá lodo en el espacio anular entre el exterior del ademe y el interior del tramo superior del pozo. Por tanto, es sumamente importante lograr un sello adecuado en la formación impermeable, de manera de evitar el flujo de lodo debajo del ademe. Algunas veces resulta necesario fijar dientes en el fondo del ademe con el fin de penetrar el suelo impermeable y así asegurar el sello. Evidentemente, no es posible emplear el método de ademe si no se logra el sello o si no existe una formación impermeable a través de la cual pueda perforarse el tramo inferior del pozo. La dificultad de establecer, mediante barrenos exploratorios, si existe o no una formación de baja permeabilidad a una profundidad que permita fijar la base del pilote de manera adecuada, ha motivado muchas controversias entre ingenieros y contratistas.

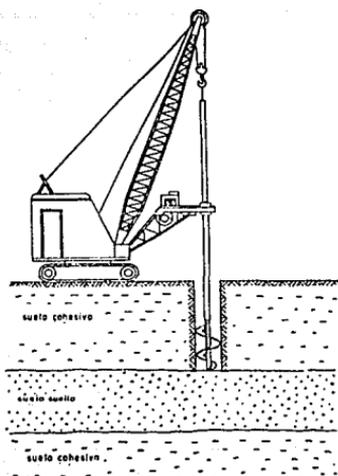
Si se proyecta introducir refuerzo de acero armado en perforaciones, según el método de ademe, aquél debe llevarse hasta el fondo.

El refuerzo se diseñara según dos criterios:

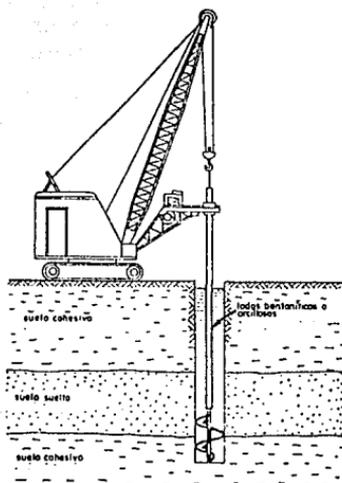
- 1.-Por requisitos estructurales en cuanto a flexión y acción columnar al estar sometido a la carga de la superestructura.
- 2.-Por requisitos impuestos por la necesidad de mantener la estabilidad del armado durante su colocación y el colado del concreto.

Al colocar el acero de refuerzo debe llenarse en su totalidad el pozo con concreto fresco que posea buenas características de flujo. No debe extraerse el ademe hasta que el concreto haya llenado el pozo completamente para evitar los peligros asociados con la ruptura del sello en su base. Solo puede extraerse cuando la presión hidrostática en la columna de concreto es suficiente para expulsar el lodo atrapado detrás del ademe hacia la superficie, si no hay suficiente presión hidrostática en el concreto líquido al fondo del ademe, el lodo se colará en el pozo y puede provocar serios problemas (discontinuidades) en el cimiento. En caso de colar el concreto a una elevación adecuada, pero que ha empezado a fraguarse, o bien el revenimiento ha sido insuficiente, la fricción entre el concreto y el interior del ademe puede causar un movimiento de la columna de concreto hacia arriba al secarse el ademe, de manera que el lodo queda en el pozo, provocando la falla del cimiento a una carga menor que la de diseño.

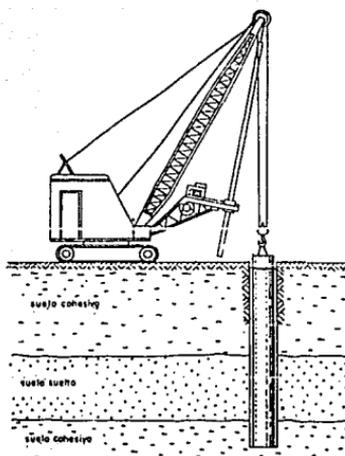
El tramo superior de la columna de concreto debe desplazarse hacia abajo con respecto al armado al extraer el ademe. Este movimiento hacia abajo de la columna de concreto impondrá una fuerza en el mismo sentido al refuerzo, de una magnitud que dependerá de la resistencia al corte del concreto fresco a la velocidad de flujo que impera, y del área de superficie expuesta de los elementos del armado de acero. Este puede fallar por pandeo



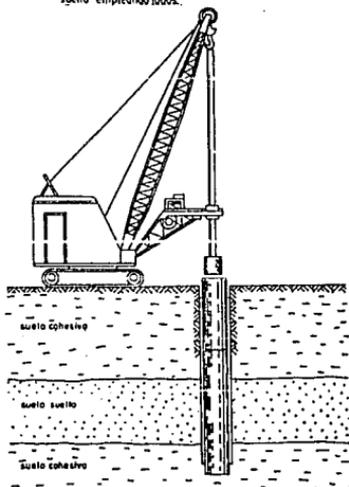
1.5 Método de ademe, inicio de la perforación



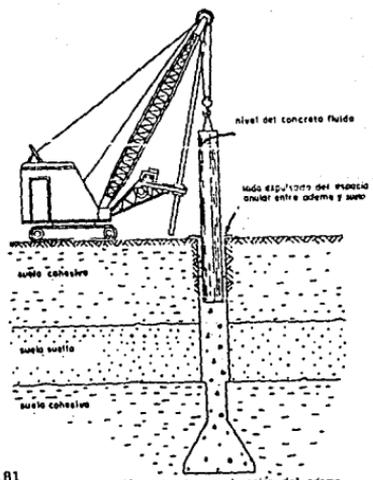
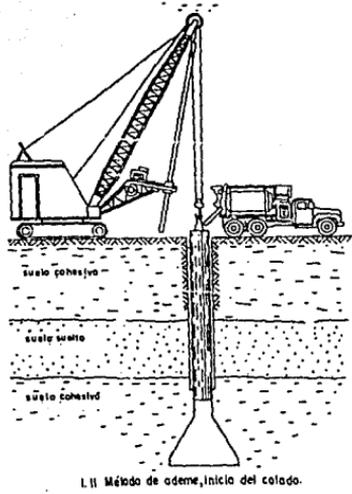
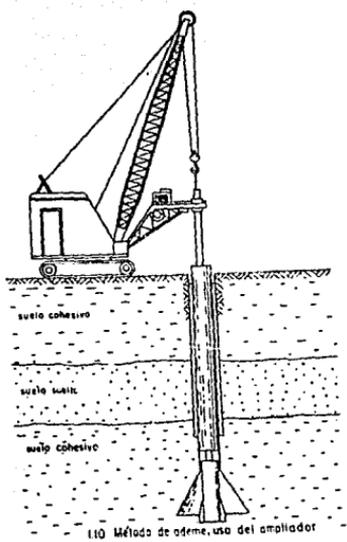
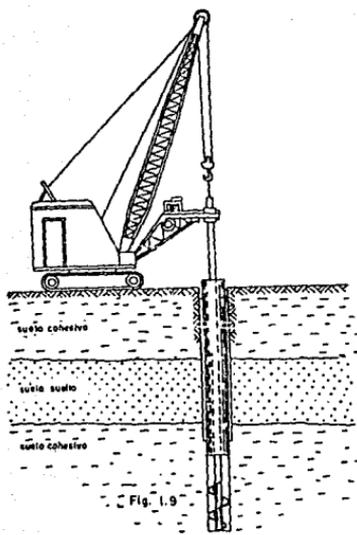
1.6 Método de ademe, perforación a través del suelo suelto empleando lodas.



1.7 Método de ademe, colocación del mismo



1.8 Método de ademe, extracción después de sellar el ademe en su base



debido a torsión, por debilidad en las juntas o, posiblemente, por doblamiento de una sola varilla.

Hay casos donde el perfil del subsuelo es tal que solo existe un estrato delgado de suelo suelto. Es factible, eliminar el empleo de pasta o lodo e introducir el ademe al encontrar el suelo no cohesivo. Se fuerza el ademe através del estrato delgado con un movimiento rotatorio hasta penetrar nuevamente en el suelo impermeable inferior. Los pasos siguientes corresponden a los ya descritos en párrafos anteriores.

En ocasiones puede encontrarse mas alla del nivel freático un sitio donde el suelo suelto sea una arena con un estrato de arcilla firme subyacente. En este caso, sería aceptable hincar el ademe con un equipo vibratorio u otro apropiado, a través de la arena hasta penetrar en el suelo impermeable. Sin embargo, pueden producirse asentamientos de consideración en la superficie debido a la densificación de la arena, de manera que en la vecindad de otras estructuras este procedimiento es inaceptable.

4.2.3. METODO DE LODO DESPLAZADO

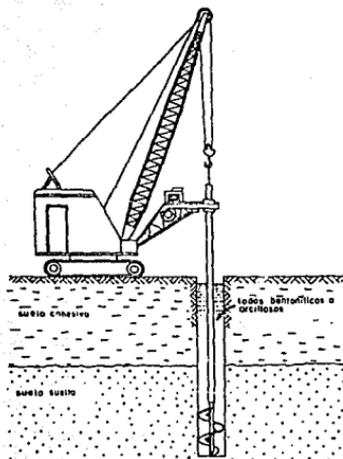
El método de lodo desplazado puede aplicarse en todas las condiciones de suelos descritos en los párrafos anteriores. Quizá resulta el más indicado en sitios en donde no es factible sellar un ademe sin recurrir a técnicas especiales, como el congelamiento del suelo.

Se inicia el proceso constructivo según el método solo hasta topor con una formación de suelos suelto. Entonces se introduce una pasta fluida o lodo en el pozo, como en el caso del método del ademe, y se procede a perforar. Alternativamente, se "enloda" el pozo si la formación resiste sin el uso bentonita. Se termina la excavación del pozo, manteniéndolo lleno de lodo. Este debe tener una consistencia tal que se mantengan en suspensión las partículas de suelos granulares. Si es necesario perforar un estrato de

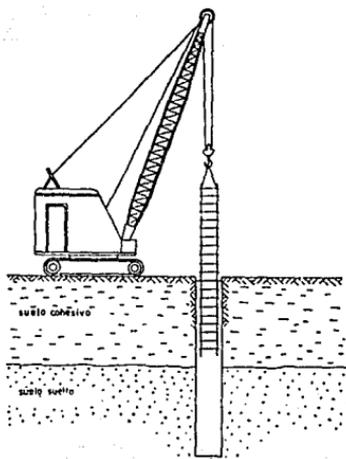
arcilla, ésta se retirará a través del lodo. Debe escogerse una broca y una barrena que permitan el libre flujo del lodo con el fin de evitar la deformación de un vacío debajo de la broca y el consecuente derrumbe de las paredes del pozo. Si se proyecta el empleo de refuerzo de acero, debe colocarse en el lodo. Después de colocado el armado, se procede a colocar el concreto mediante el empleo de una tolva. El extremo de la tolva debe tener una válvula (puede utilizarse un placa sencilla de triplay) que no se abre hasta alcanzar el fondo del pozo. Al comenzar el colado la presión abre la válvula y se procede a llenar el pozo asegurando que el extremo de la tolva se mantenga invariablemente debajo de la columna de concreto fresco. La columna de concreto subirá desplazando la columna de lodo de menor densidad.

Los datos referentes a pilas y pilotes colados en sitio, instrumentados, construidos según el método de lodo desplazado, revelan que la magnitud de la transferencia de cargas en resistencia lateral es próxima a la que se logra cuando se aplica el método seco.

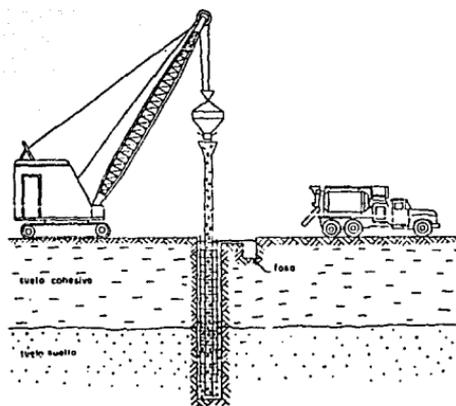
En cuanto a la transferencia de cargas en el punto de apoyo, se han logrado valores aceptables. Por supuesto, es menester utilizar una cuchara para limpiar el fondo del pozo, debajo del lodo al terminar la perforación. Se requiere buen control de los detalles constructivos para asegurar una cimentación de buena calidad cuando se emplea el método de lodo desplazado.



I.14 Método de lodo, perforación empleando lodos

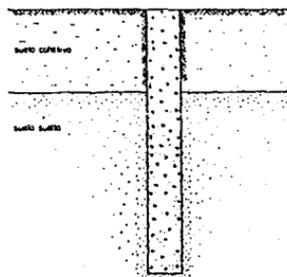


I.15 Método de lodos, colocación del refuerzo de acero



I.16 Método de lodos, colado

FIGURA VI.36 METODO DE LODO DESPLAZADO



I.17 Método de lodos, cemento terminado

4.3. CILINDROS

Los cilindros son sistemas de cimentación para soportar grandes cargas y es muy económico para cimentar estructuras pesadas, en muy pocas ocasiones se utilizan en obras de edificación pero son muy usados para soportar silos.

Los cilindros son secciones circulares de concreto reforzado, que por su mayor diámetro se construyen huecos.

El procedimiento de construcción consiste en colocar sobre el terreno el elemento, excavando en su interior con cuchara de almeja para retirar el material; el cilindro va descendiendo a medida que se retira el material bajo él, hasta llegar al estrato resistente. La penetración se facilita con punta biselada o cuchilla de acero en la parte inferior. Cuando son de gran longitud (se han llegado a construir de 40m) se construyen por tramos, colando cada sección sobre la superficie, monolíticamente unida a la parte que se haya hincado con anterioridad. Frecuentemente en cilindros largos, se hace necesario lastrarlos a fin de vencer la fricción lateral que se opone a su descenso; en otras ocasiones se utilizan chiflones para el mismo fin. Una vez colocado el elemento en posición se cuelga un tapón en la parte inferior y una tapa en la superior, quedando el interior hueco.

Un tipo de cilindro que se ha utilizado mucho, consta de una cuchilla cortante de acero montada en el primer cilindro. El descenso del cilindro en el terreno se produce por su propio peso a medida que desde su interior se excava el suelo en el cual penetra.

La presencia de un obstáculo en el camino de la cuchilla, como una piedra grande, puede hacer que el cilindro se incline, y se demore el trabajo mucho tiempo.

Durante el proceso de hincado de cilindros los hundimientos no tienen uniformidad perimetral por no ser homogénea la capacidad del suelo al esfuerzo de corte. Generalmente, los cilindros sufren

desplomes en la dirección de la línea de ataque y movimientos de menor magnitud en el sentido transversal a la misma. Por ello es muy importante dirigir el ataque del cucharón de almeja para lograr que el hundimiento sea más o menos uniforme. La primera sección de la cuchilla de un cilindro se coloca en su lugar de hincado, e inmediatamente la segunda sección se presenta a la anterior sin ningún apuntalamiento, ya que forman entre sí un cuerpo semirrígido. Una vez formada la cuchilla, se sueldan las juntas, se arma el fierro y se cuela. Sobre la sección anterior se van colocando y colando las secciones siguientes hasta llegar al estrato resistente.

Cuando el fondo del cilindro vaya a quedar por encima del nivel freático, este puede achicarse fácilmente por bombeo; la excavación en el interior del cilindro puede hacerse de manera manual. En caso contrario, el suelo debe excavar bajo el agua con cuchara mecánica.

Cuando hay necesidad de efectuar grandes trabajos bajo el agua se puede seguir el sistema denominado "cimentación neumática"

Este sistema tiene por objeto operar como si se tratase de una excavación a cielo abierto sobre el terreno firme, combatiendo la presión del agua mediante una contrapresión en vez de instalar una barrera y efectuar el agotamiento de aquella.

El sistema consiste en instalar un cilindro que lleva transversalmente dos divisiones horizontales que dividen el cilindro en tres partes.

La parte "a" inferior corresponde a la cámara de trabajo en la cual se realiza la excavación, la parte "b" es la denominada cámara de equilibrio, y la "c" es la cámara superior que se encuentra en comunicación directa con el aire exterior. Mediante un tubo T se inyecta aire a presión superior a la que produce el flujo del agua, la cual es evacuada al exterior por sifón mediante un tubo T, manteniéndose seco el terreno y pudiendo excavar los obreros en

el interior de la cámara "a" como si fuera en terreno natural.

La cámara "b" tiene por objeto equilibrar las presiones, y así, para que un obrero descienda a la cámara de trabajo a, se procede a poner la cámara intermedia de equilibrio "b" en comunicación con el exterior por medio de válvulas, abriendo después la tapa t por lo que el obrero se introduce en dicha cámara. Hecho esto se cierra la tapa t y mediante una válvula V (by pass) se inyecta aire comprimido, aumentando poco a poco la presión hasta igualar la existente en la cámara de trabajo. Entonces se puede abrir la tapa t' sin dificultad por la igualdad de presiones, y el obrero pasa a la cámara de trabajo. De igual manera se puede operar para regresar el obrero a la superficie, comenzando por inyectar aire a presión con el exterior. Finalmente se abre la tapa t.

La profundidad de una cimentación neumática tiene su límite, el cual está regido por la posibilidad del obrero de trabajar a presiones superiores a la atmosférica. Generalmente hasta 10 m de profundidad, con una presión de dos atmosferas, un obrero no acusa ninguna molestia, hasta 20 m experimenta cierto cansancio y pasando los 20m el obrero trabaja fatigosamente.

Habiendo llegado con los cilindros a la capa resistente, esta se limpia y se cuela un tapón inferior de concreto y se examina después todo el cilindro para ver si no hay fugas. Posteriormente se cuela otro tapón superior y sobre él se coloca el cabezal.

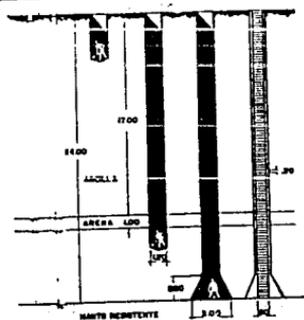
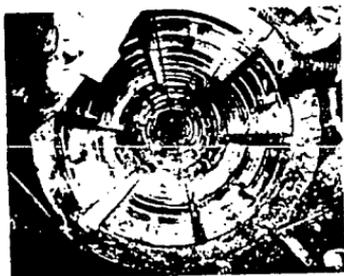
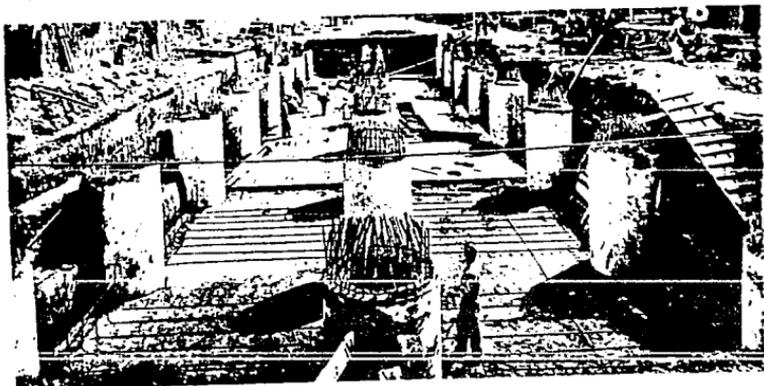
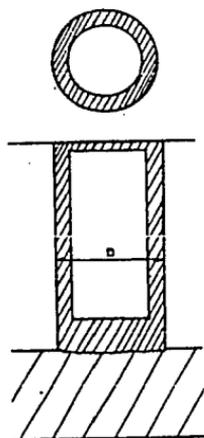


FIGURA VI.37 CILINDROS DE CIMENTACION



4.4. PRUEBAS DE CARGA

La necesidad de realizar pruebas de carga de pilotes y pilas se justifica debido a que el análisis de la capacidad de carga de estos elementos está sujeto a incertidumbre tanto de las teorías del comportamiento del sistema pilote-suelo o pila-suelo, así como a la dificultad de definir confiablemente, mediante trabajo experimental, el comportamiento mecánico de los suelos de un sitio. Lo anterior llega a recomendar que las pruebas deban realizarse para determinar a escala natural el comportamiento cimentación-suelo y siempre que económicamente sea factible, sabiendo que normalmente generan ahorros en los costos de una cimentación.

Las pruebas de carga pueden realizarse en pilotes y pilas convencionales y en elementos instrumentados; en el primer caso, los objetivos que se persiguen son:

- Determinar la capacidad de carga de pilas o pilotes apoyados en estratos firmes.
- Definir confiablemente la longitud necesaria de los pilotes de fricción
- Definir la capacidad de carga lateral.
- Ensayar el tipo de pilote, las técnicas y equipo de hincado y verificar si es necesario realizar perforaciones previas.
- Ensayar el procedimiento constructivo con el que se proyecta fabricar las pilas.

Cuando se justifica utilizar pilotes o pilas instrumentados, la información adicional que se obtiene permite:

- Conocer la magnitud de los esfuerzos durante el maneo e hincado del pilote.
- Evaluar el efecto del hincado de los otros pilotes.
- Conocer la transferencia de carga al suelo durante la prueba y su variación con el tiempo.
- Estudiar el efecto de grupo.
- Estudiar el fenómeno de fricción negativa.

Para alcanzar los objetivos mencionados, una prueba de carga debe diseñarse simulando las condiciones carga-tiempo bajo las cuales trabajará el pilote o pila, para el diseño es necesario contar con la información geotécnica y el diseño preliminar de la cimentación. La elección de cada tipo de prueba dependerá de los siguientes aspectos:

- Grado en que se reproducen las condiciones de trabajo de la estructura.
- Costo.
- Tiempo de ejecución.
- Simplicidad en su ejecución.

CAPITULO VII

CONCLUSIONES

Cuando el ingeniero tiene que diseñar y construir la cimentación de cualquier estructura, debe de considerar, que tipo de cimentación es el mas adecuado, las dimensiones que debe de tener, su comportamiento y como debe construir las, todos estos factores tienen una relación muy estrecha.

De los tipos de cimentaciones mencionados, debe hacerse la elección teniendo en cuenta, al igual que en todas las obras de ingeniería, el aspecto técnico y el factor económico.

No solo debe proyectarse una cimentación que se sostenga en el suelo disponible sin falla o colapso, sino también que no tenga durante su vida asentamientos o expansiones que interfieran con la función de la estructura.

Corresponde al ingeniero de cimentaciones definir el tipo de cimentación adecuado en cada caso que además de ofrecer un apoyo razonablemente seguro a la obra, resulte económico.

Respecto a la seguridad, deberán considerarse dos aspectos mecánicos importantes; Primero la capacidad del subsuelo para soportar las cargas impuestas y segundo, que los movimientos totales y diferenciales que ocurran sean compatibles con la estructura de cimentación elegida, con el tipo de superestructura y con los requisitos funcionales de la obra.

La solución de una cimentación, debido a la experiencia de los proyectistas no puede ser única, por falta de un criterio exacto para efectuar tal balance, que siempre tendrá una parte de apreciación personal.

El desarrollo de la ciencia y la tecnología, ha facilitado cada vez construir cimentaciones más seguras, facilitar las operaciones con la maquinaria, y los sistemas para verificación de una buena construcción.

A medida que se fue desarrollando la Mecánica de Suelos como necesidad de conocer el comportamiento mecánico y las propiedades de los suelos, las cimentaciones evolucionaron y ya no se basaban en consideraciones empíricas en su diseño, sino fueron perfeccionándose y apoyándose en los principios de la Mecánica de Suelos, se fue logrando prever el comportamiento de una cimentación y sobre esta base la elección del tipo más adecuado.

La aplicación de los principios de la Mecánica de Suelos y la experiencia muestran que la magnitud de los esfuerzos y las deformaciones inducidas en el suelo, no solo son función de la carga aplicada, sino también de la forma, dimensiones y rigidez del cimiento, y que este conjunto de factores, unido a la estratigrafía y propiedades de los materiales involucrados determinan, en último análisis el comportamiento.

El comportamiento de toda cimentación depende primordialmente de las propiedades ingenieriles que tengan los depósitos de suelo y roca en el lugar. Por ello el ingeniero de cimentaciones debe ser capaz de discernir entre los diferentes depósitos de distinta clase, identificar sus constituyentes principales y conocer sus propiedades físicas.

La ingeniería de cimentaciones permite aplicar los principios de la Mecánica de Suelos y el juicio ingenieril, para resolver los problemas que plantea el proporcionar un apoyo adecuado a la superficie.

Dadas las características del subsuelo del valle de México, con una gran heterogeneidad tanto en su composición como en sus propiedades fisicomecánicas, las que sumadas a considerables sollicitaciones dinámicas de alta intensidad y frecuencia, hacen de esta región un lugar con una gran problemática de cimentación.

Si bien es cierto que el problema de la cimentación recae principalmente en los diseñadores y analistas de Mecánica de Suelos, también es indispensable que la ejecución de los trabajos de cimentación sean realizados adecuadamente con personal y equipos idóneos y garantizar así la seguridad de la edificación.

La cimentación es la primera parte de una estructura que debe de considerarse para cualquier proyecto, puesto que esta va a ser el soporte, que enfrentándose a las condiciones tan variadas del subsuelo debiera comportarse de tal forma que garantice el buen funcionamiento de la superestructura.

Cada vez se van perfeccionando las cimentaciones existentes sobre todo las profundas, que son las que requieren un mayor análisis para su diseño y maquinaria sofisticada para construirlas.

Hoy en día se puede construir en cualquier tipo de terreno, dado que existen bastantes procedimientos para atacar el problema, realizando cimentaciones bastante seguras.

BIBLIOGRAFIA

MECANICA DE SUELOS Tomo I, II y III.
JUAREZ BADILLO-RICO RODRIGUEZ
Ed. Limusa

INGENIERIA DE CIMENTACIONES
PECK-HANSON-THORNBURN
Ed. Limusa

MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES
CARLOS CRESPO VILLALAZ
Ed. Limusa

MANUAL DE DISEÑO Y CONSTRUCCION
DE PILAS Y PILOTOS
SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA
DE SUELOS 1983.

CONSTRUCCION ESPECIALIZADA EN
GEOTECNIA
SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA
DE SUELOS 1989.

RECIMENTACIONES
SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA
DE SUELOS 1990.

CIMENTOS PROFUNDOS COLADOS
EN SITIO
Cast-In-Place Deep Foundations
SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA
DE SUELOS 1976.
Ed. Limusa.

MANUAL DEL RESIDENTE DE
CIMENTACION PROFUNDA
CAMARA NACIONAL DE LA INDUSTRIA
DE LA CONSTRUCCION 1987.

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE
CIMENTOS
M. J. TOMILSON
Urmo S. A. Ediciones.

EDIFICACION
ENRICO MANDOLESI
Ediciones CEAC
Barcelona 1981.

TERCERA CONFERENCIA NABOP
CARRILLO
Filosofía de las Cimentaciones
Profundas.
SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA
DE SUELOS Arpdd Mérida

CONGELACION DE SUELOS
NADER-DELGADO
Tesis Profesional F. I. UNAM.

MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS
DE CONSTRUCCION VOL. 2
BARBARA ZETINA

CIMENTACIONES
SCHULTZE-SIMMER
Madrid.

OBRAS Revista Mensual
Numero Especial. Nov. 1979
Cimentaciones en la C. de Mexico

Revista Mexicana de la
Construcción. Dic. 1985.
CAMARA NACIONAL DE LA INDUSTRIA
DE LA CONSTRUCCION

CUADERNO DE TRABAJO DE
GEOTECNIA II
G. CARLOS ARIAS RIVERA
JORGE L. MEZA REYNA
Facultad de Ingenieria UNAM.

MANUAL TOLTECA DE
AUTOCONSTRUCCION
UNAM.