



Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica

28
57

**CIMENTACIONES EN SUELOS ARENOSOS PROYECTO
Y CONSTRUCCION.**

TRABAJO ESCRITO

Elaborado para obtener el Título de
INGENIERO CIVIL

P o r

ANTONIO DIAZ VILLEGAS

México, D. F.

Mayo, 1984



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

Introducción	1
Estudios Geotécnicos para cimentaciones	3
1. Datos de proyecto requeridos	4
2. Exploración del subsuelo	8
3. Factores ambientales	11
4. Elección y análisis de la cimentación más apropiada	14
5. Obras exteriores	16
6. Comportamiento del conjunto	17
7. Recomendaciones para el diseño y construcción	18
8. Instrumentación y mediciones	20
Daños producidos por las operaciones de construcción	21
Análisis de deformaciones	27
1. Causas de desplazamiento vertical	27
2. Compresibilidad de los suelos	28
3. Cálculo de asentamientos	29
4. Asentamientos en suelos arenosos finos y limosos sueltos	33
5. Distribución de presiones de contacto	35
6. Asentamiento por vibración	38
7. Desplazamientos de cimentaciones profundas	40
Cimentaciones en arenas, gravas y limos no plásticos	42
1. Teorías de capacidad de carga de una cimentación profunda	46
2. Capacidad de carga admisible	51
3. Capacidad de grupos de pilotes	51

Bases para el proyecto	54
1. Zapatas en arena	54
2. Losas de cimentación en arena	65
3. Pilas en arena	68
4. Pilotes en arena	71
Procedimientos de construcción	76
1. Pilotes precolados apropiados para ser hincados al golpe	76
2. Tipos de pilotes colados en el lugar	78
3. Pilas de cimentación	87
Abatimiento del nivel freatico	99
1. Pozo indio	103
2. Tablaestacas	106
Bibliografía	113

I N T R O D U C C I O N

Todas las obras de ingeniería civil, como edificios, puentes, presas, aeropistas, caminos, etc., se desplantan sobre o bajo la superficie del terreno, por lo que requieren de una cimentación apropiada que proporcione seguridad y buen comportamiento a costos razonables.

Por lo anterior se debe de partir de la definición de lo que es una cimentación; ésto es, la o las partes de una estructura que le proporcionan apoyo a la misma y a sus cargas, incluye al suelo o roca y a las partes de la estructura que sirven para transmitir las cargas. Así en un edificio cimentado, por ejemplo sobre zapatas, la cimentación está constituida por el conjunto zapatas-suelo.

Toda cimentación debe cumplir con los siguientes requisitos:

- a) Un cierto factor de seguridad contra falla por resistencia al corte.
- b) Los asentamientos bajo las cargas de trabajo no deben exceder los límites permisibles de la estructura analizada.

Para cumplir con el primer requisito se deberá tomar en cuenta la magnitud de las cargas impuestas por la estructura al suelo, y las características mecánicas principales de los suelos: Resistencia al corte, compresibilidad y permeabilidad.

En el caso de un edificio interesan las dos primeras, excepto cuando se efectúen excavaciones bajo el nivel freático, donde se analizaría la tercera característica para fines constructivos.

Los asentamientos están condicionados al tipo e importancia de la obra, ya que de acuerdo a ésto se deberá fijar la magnitud de los asentamientos permisibles para compararlos con los existentes en la cimentación; si son mayores los permisibles la cimentación propuesta podrá construirse, si no se cumple lo anterior se deberá cambiar el tipo de cimentación.

ESTUDIOS GEOTECNICOS PARA CIMENTACIONES.

Se deben destacar la importancia que tienen los estudios geotécnicos en el proyecto y durante la realización de obras civiles - - (estructura de tierra, puentes, edificios e instalaciones), que a la vez sean estables y resulten económicos y funcionales. Su campo - abarca a la cimentación de las estructuras y se extiende también al proyecto y construcción de las obras exteriores complementarias.

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

En lo que se refiere a las obras exteriores, los estudios geotécnicos deben acompañarse de los elementos necesarios para su diseño y construcción.

La meta de los estudios geotécnicos, es lograr obras estables, económicas y funcionales, requisitos que son indispensables e inseparables.

Desde el punto de vista de su estabilidad, una cimentación tiene que asegurarse contra falla por resistencia al esfuerzo cortante del subsuelo *y*, a la vez, garantizar que las deformaciones que sufrirá (asentamientos) no resulten intolerables, tanto por la estructura que soporta, como por las obras colindantes.

El estudio geotécnico de una cimentación comprende las siguientes etapas esenciales:

- .1 Análisis e interpretación de los datos del proyecto.
- .2 Determinación de la estratigrafía y propiedades del subsuelo.
- .3 Elección y análisis de la cimentación apropiada de las estructuras en cuestión.
- .4 Elaboración de normas específicas para el diseño estructural y construcción de la cimentación.

Resulta obvio que la cantidad y detalle de los datos requeridos dependerá del tipo e importancia del proyecto y de las características del subsuelo. Así por ejemplo, los datos por investigar para el estudio de la cimentación de un edificio tipo torre, alto y pesado, que se construirá en un terreno compresible serán mayores que para el caso de una casa habitación ligera, de un solo piso y claros económicos, que proyecte construirse en el mismo terreno.

Por lo expuesto, es fácil deducir que los factores que determinan el o los tipos de cimentación adecuados, así como la magnitud y alcance del estudio geotécnico correspondiente, son función principal de:

- a) LAS CARACTERISTICAS DEL PROYECTO
- b) DE LA ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO
- c) LOS FACTORES AMBIENTALES

- a) DATOS DE PROYECTO REQUERIDOS.

Al estudiar una cimentación es necesario el conocimiento de datos arquitectónicos y estructurales del proyecto; los más frecuentes e importantes son los siguientes:

- .1 LOCALIDAD
- .2 CARACTERISTICAS DEL PREDIO, TOPOGRAFIA Y COLINDANCIAS
- .3 PLANTA DE CONJUNTO O "SEMBRADO" DE EDIFICIOS Y OBRAS EXTERIORES.
- .4 TIPO, FORMA, DIMENSIONES, RIGIDEZ Y SENSIBILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS.
- .5 UTILIZACION Y DESTINO
- .6 MAGNITUD Y DISTRIBUCION DE LAS DESCARGAS AL SUBSUELO

.1 LOCALIDAD - La localidad en que se construirá la obra es un dato implícito del proyecto, que proporciona un conocimiento preliminar de las características generales del subsuelo, a partir del cual puede orientarse el estudio y solución del problema. Este conocimiento puede tenerse a partir de una investigación apoyada en observaciones y en la información recopilada durante una visita al sitio; o por la información contenida en publicaciones existentes.

La utilización adecuada y oportuna de dicho conocimiento, puede representar ahorro de tiempo y costos, pues conducirá a elaborar un proyecto arquitectónico y estructural acorde con las condiciones que impondrá el subsuelo; además permite programar una exploración apropiada del subsuelo.

.2 CARACTERISTICAS DEL PREDIO, TOPOGRAFIA Y COLINDANCIAS - Entre las características propias del predio, su localización relativa en el sitio escogido puede ubicarlo sobre o cerca de zonas con proble-

mas específicos, tales como: Areas de rellenos de antiguos bancos de material, basureros rehabilitados, zonas sujetas a inundación, etc. Su topografía puede obligar entre otros trabajos a movimientos de tierra estructuras de contención, obras de drenaje, etc.

Las características de las colindancias pueden ser determinantes por las condiciones que su presencia y comportamiento impongan a la estabilidad de las cimentaciones (o viceversa), y a los procedimientos constructivos de los mismos.

.3 PLANTA DE CONJUNTO O "SEBRADO" DE EDIFICIOS Y OBRAS EXTERIORES

En cuanto al sembrado del conjunto, es importante considerar el emplazamiento relativo de las estructuras y obras exteriores, por las diferentes solicitaciones de cada una de ellas puede imponer al subsuelo, y como consecuencia, las diferentes respuestas de éste. La solución particular de cada obra debe garantizar el buen comportamiento individual y de conjunto; existen casos en lo que las obras exteriores no sólo han sufrido daños directos sino que han sido causa de un mal comportamiento de los edificios.

.4 TIPO, FORMA, DIMENSIONES, RIGIDEZ Y SENSIBILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS -

Las características enunciadas en este inciso; ejercen influencias diversas al elegir la alternativa de cimentación, así, por ejemplo, la rigidez y sensibilidad limitan los asentamientos que pueden tolerarse, en función de la homogeneidad o erraticidad del subsuelo. Una estructura constituida por elementos preforzados libremente apoyados o articulados, que cubran claros largos, pueden soportar asentamientos diferenciales grandes sin dañarse; en cambio, ante una deformación diferencial de misma magnitud, el riesgo a dañarse -

es mayor si la nave está cubierta por cascarones o está resuelta con una estructura continua.

.5 UTILIZACION Y DESTINO - El destino o uso que vaya a darse a una estructura (torres de radar, bodegas, hoteles, etc.), limita la magnitud de los asentamientos que pueden permitirse y, por tanto, las características de cimentación.

.6 MAGNITUD Y DISTRIBUCION DE LAS DESCARGAS AL SUBSUELO - Dependerá directamente el incremento de esfuerzos en la masa del subsuelo y la respuesta de éste. Para el estudio del comportamiento de las diversas alternativas de cimentación, del análisis estructural previo, es necesario conocer con precisión la magnitud y combinación de las cargas muertas, vivas y accidentales. Por otra parte, de la exploración del subsuelo debe llegarse a establecer la existencia y, en su caso, magnitud de otras cargas, tales como: subpresión y fricción negativa.

El conocimiento e interpretación de las características del proyecto, son fundamentales para el estudio definitivo de la cimentación y construcción de las diversas obras consideradas en un proyecto. En estudios preliminares (útiles para el proyecto arquitectónico y estudio de factibilidad de grandes obras), es necesario contar con la mayor información acerca de la idea de la obra.

b) EXPLORACION DEL SUBSUELO

La exploración del subsuelo comprende los trabajos de campo y ensayos de laboratorio necesarios para definir y cuantificar la estratigrafía y propiedades mecánicas del subsuelo.

Esta parte del estudio debe apoyarse en el conocimiento de la geología local (naturaleza, tipo y características estructurales del subsuelo), obtenido al recopilar la información existente de exploraciones previas y de las observaciones hechas durante una visita al lugar; éstas deben incluir una evaluación del comportamiento de las cimentaciones existentes, información de vital importancia, pues equivale a la proporcionada por una prueba de carga a escala natural, a corto y a largo plazo.

La información recopilada de exploraciones previas y la de los datos recabados en el sitio por el ingeniero, constituyen una primera etapa obligada en cualquier estudio, trátase de grandes obras o de proyectos de poca envergadura. Su interpretación permite enfocar la solución del problema y aporta la base necesaria para integrar un buen programa exploratorio del subsuelo; es más, en el segundo caso, complementada con la determinación de algunas propiedades índice, y compensada con un factor de seguridad racionalmente amplio, puede resultar suficiente para elegir el tipo y características de la cimentación adecuada a la obra. Este es el caso de muchas estructuras ligeras construidas según proyectos tipo, cuyas cimentaciones se han resuelto con éxito eligiendo con buen criterio ingenieril la más apropiada de tres alternativas de cimentación tipo, para tal fin diseñadas.

Como segunda etapa, los trabajos de campo comprenden la ejecución de sondeos de exploración y muestreo, cuyas características: Tipo, número, profundidad y distribución, se fijan de acuerdo a

las características del proyecto, al conocimiento general del subsuelo y a los resultados que vayan obteniéndose conforme avanza la exploración. Los trabajos de campo también incluyen mediciones y pruebas en sitio.

En función de las características del subsuelo y del tipo de información requerido, las muestras de los subsuelos pueden ser representativas o inalteradas. Las primeras involucran una alteración de la estructura del suelo, pero sin cambios en sus partes constitutivas ni en algunas de sus propiedades índice; en las segundas la muestra conserva, con bajo grado de alteración, la estructura del subsuelo y sus propiedades índice.

Los tipos de sondeo más comúnmente utilizados en los estudios de cimentación en arenas son: pozos a cielo abierto, sondeos de penetración estándar, sondeos de muestreo inalterado (por ejemplo tubo Shelby hincado bajo presión estática) y sondeos de exploración sin muestreo. La exploración mediante pozos a cielo abierto es la más satisfactoria para conocer las condiciones del subsuelo, así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo. Este tipo de excavación no puede llevarse a cabo a grandes profundidades a causa, sobre todo, de la dificultad de controlar el flujo de agua bajo el nivel freático. Debe cuidarse especialmente el criterio para distinguir la naturaleza del suelo "in situ" y la misma, modificada por la excavación. Así una arena compacta puede presentarse como semifluida y suelta a causa del flujo de agua hacia la trinchera de excavación. Los sondeos de penetración estándar son, entre todos los exploratorios preliminares, los que rinden mejores resultados en la práctica y proporciona más útil información en torno al subsuelo y no sólo en lo referente a descripción, ya que en los suelos puramente friccionantes la prueba permite conocer la compaci-

dad de los mantos que, es la característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico. La utilidad e importancia mayores de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio, sobre todo en arenas que permiten relacionar aproximadamente la compacidad con el ángulo de fricción interna ϕ , con el número de golpes especificados para la prueba. Los sondeos de muestreo inalterado se realizan con tubos de pared delgada y el hincado debe efectuarse ejerciendo presión continua, y nunca a golpes ni con algún método dinámico.

Uno de los muestreadores de pared delgada es el tubo shelby. En ocasiones los muestreadores de pared delgada no logran extraer la muestra, saliendo sin ella a la superficie debido al alto contenido de agua en los suelos. por lo que deberá hincarse el muestreador lentamente y, una vez lleno de suelo, dejarlo en reposo antes de proceder a la extracción. En arenas, especialmente en las situadas bajo el nivel freático se hace necesario recurrir a procedimientos especiales y costosos para darle al material una "cohesión" que le permita conservar su estructura y adherirse al muestreador, por ejemplo la inyección de emulsiones asfálticas. Afortunadamente el problema no es de vital importancia en la práctica de la mecánica de suelos dado que la prueba de penetración estándar, al informar sobre la compacidad de los mantos arenosos, proporciona el dato más útil y generalmente en forma suficientemente aproximada.

Entre las mediciones de campo se incluyen: Determinación de resistencia a la penetración, peso volumétrico de suelos superficiales, profundidad y fluctuación del nivel de aguas fráticas, pruebas de cargas para determinar relaciones carga-deformación, pruebas de permeabilidad, etc.

En el laboratorio, las muestras de suelos, representativas e inalteradas, deben someterse a procedimientos de identificación y clasificación y a ensayos para cuantificar sus propiedades índice de interés, como son: Contenido natural de agua, distribución granulométrica, grado de saturación, peso específico relativo. En el caso de muestras inalteradas, hay que determinar también la relación de vacíos y el peso volumétrico de la masa.

En probetas labradas de las muestras inalteradas, se determina el parámetro de resistencia al corte (ángulo de fricción interna). Una vez integrados e interpretados los resultados de la exploración de campo y de los ensayos de laboratorio, habrá que definir con buena precisión el perfil estratigráfico y las propiedades mecánicas que cada una de las formaciones constituyan el subsuelo del predio en estudio.

c) FACTORES AMBIENTALES

Son muchos los factores que tienen influencia al proyectar una obra, entre otros se pueden mencionar los siguientes:

- .1 CONSTRUCCIONES E INSTALACIONES VECINAS
- .2 ACCION DEL AGUA EN PROYECTOS LOCALIZADOS EN ZONAS DE INUNDACION
- .3 SISMICIDAD
- .4 ACCION DEL VIENTO

.1 CONSTRUCCIONES E INSTALACIONES VECINAS - Las construcciones e instalaciones vecinas al predio en estudio, constituyen un factor determinante en la elección de la cimentación apropiada y de los procedimientos constructivos requeridos.

.2 ACCION DEL AGUA EN PROYECTOS LOCALIZADOS EN ZONAS DE INUNDACION

En proyectos que se localicen cerca de la costa, de ríos, lagos o zonas inundables, debe preverse la acción directa del agua desde el punto de vista de su poder erosivo (problemas de socavación, turbificación), y los efectos que por saturación se pueden generar en el subsuelo, por ejemplo pérdidas de resistencia al esfuerzo cortante.

.3 y .4 SISMISIDAD, ACCION DEL VIENTO - Los elementos mecánicos

generados en la estructura y subestructura, por éstos agentes son objeto del análisis estructural correspondiente. Sin embargo, otros efectos en la cimentación deben cuantificarse dentro del análisis de ésta, efectos que pueden ser causa de fenómenos de licuación o de asentamientos generados por vibración de suelos arenosos.

Existe el hecho revelado por el experimento, de que, en deformación bajo esfuerzo cortante, las arenas sueltas disminuyen su volumen y, por lo tanto, su relación de vacíos, en tanto que en las arenas compactas ambos aumentan. De lo anterior se puede intuir la existencia de un valor intermedio de la relación de vacíos tal que, teóricamente, la arena que lo tuviese no variaría su volumen al deformarse bajo esfuerzo cortante. Este valor es el llamado "relación de vacíos crítica".

La importancia de la relación de vacíos crítica aparece cuando se considera la resistencia al esfuerzo cortante de las arenas finas saturadas, sometidas a deformaciones tangenciales rápidas. La resistencia al esfuerzo cortante de tales arenas queda expresada por la ley: $s = (r - \mu_n) \tan \phi = \tau \tan \phi$.

En arenas finas de permeabilidad relativamente baja, el agua no alcanza a moverse dentro de la masa con la misma velocidad con que las deformaciones volumétricas pueden llegar a tener lugar, en casos de sollicitación muy rápida. Si la arena es compacta, tal deformación tiende a aumentar el volúmen de la masa y, por lo tanto, al volúmen de los vacíos; ésto hace que se genere una tendencia a que el agua exterior entre a la masa de arena, pero si esa absorción de agua no ocurre con suficiente rapidéz el agua interior quedará sujeta a una presión neutral, μ_n , menor que la inicial, aumentando, por ende, la resistencia, s , al esfuerzo cortante de la arena (ya que aumenta la diferencia $\sigma - \mu_n$). En resumen, una arena compacta que se trate de deformar aplicándole las cargas a velocidad alta, aumenta su resistencia al esfuerzo cortante.

Si la arena es suelta, naturalmente debe producirse el efecto contrario. Al deformarse tiende a compactarse, lo que aumenta la presión neutral en el agua, si ésta no se drena con la suficiente rapidez. Este aumento en presión neutral rebaja la presión efectiva y la resistencia al esfuerzo cortante.

Si la arena estuviese en la relación de vacíos crítica, teóricamente su resistencia al esfuerzo cortante no cambiaría al ser sometida a deformación bajo ese tipo de esfuerzo en una prueba de laboratorio.

El fenómeno de licuación de arenas que se presenta tanto en el campo como en el laboratorio, causando una disminución rápida de la resistencia al esfuerzo cortante hasta valores nulos o prácticamente nulos, por un aumento igualmente rápido de la presión neutral, ocurre cuando el suelo queda sujeto a una sollicitación brusca de tipo dinámico (impacto, sismo, etc.). Lo que ahora sucede es que la estructura granular del material sufre un derrumbe instantáneo que afecta masas

grandes de suelo, por lo que el agua se ve obligada a tomar brusca- mente presiones adicionales muy por encima de la hidrostática que reducen la presión efectiva a cero; el conjunto se comporta realmen- te como una suspensión densa, y este comportamiento da nombre al - fenómeno.

El conocimiento oportuno de la existencia de alguno o varios de los factores ambientales, permitirá cuantificar y considerar su influen- cia en el comportamiento de las cimentaciones en estudio.

No todos ellos pueden valuarse analíticamente, a partir de medi- ciones o teorías existentes, por lo que deben estimarse con buen cri- terio ingenieril, para tomar las medidas preventivas pertinentes, como pueden serlo: modificaciones del proyecto, obras de protección adecua- das e incluso desechar el predio escogido para alojar el proyecto.

ELECCION Y ANALISIS DE LA CIMENTACION MAS APROPIADA

Como todas las partes de la estructura, la cimentación debe lle- nar las máximas condiciones de seguridad y economía. En cuanto a su seguridad, la cimentación tiene que cumplir con los requisitos básicos de estabilidad ya enunciados, a saber:

- a) Ser segura contra fallas por resistencia al corte del subsuelo
- b) No deberá asentarse más allá de los valores tolerables por la es- tructura y obras colindantes.
- c) Deberá localizarse y protegerse adecuadamente contra probables - agentes externos que puedan comprometer su comportamiento.

Estos requisitos son independientes uno del otro, pero los tres deben satisfacerse, es decir, que si sólo dos de ellos se cumplen la

cimentación resultará inadecuada. Por otro lado, su aplicación debe ser racional para evitar diseños defectuosos, ya que si la cimentación es excesivamente segura, so sólo implicará costos - elevados, sino también problemas de construcción.

Es frecuente que para una estructura exista varias alternativas de cimentación igualmente seguras, entre las que debe elegirse la más apropiada al caso. Esta será la que además de cumplir con los requisitos básicos de seguridad, sea más económica y de fácil realización.

Por lo expuesto, puede resumirse que la elección de la cimentación apropiada implica un buen conocimiento de los aspectos técnicos, de construcción y de costos, tres condiciones estrechamente relacionadas entre sí que pueden operar en forma inadecuada si una se desliga de las otras.

Establecidos los requisitos que debe llenar una cimentación apropiada, los pasos involucrados en su elección y análisis son los siguientes:

.1 INTERPRETACION DE DATOS.

En una primera etapa, a partir de la interpretación conjunta de los datos de proyecto, las características del subsuelo y de los factores ambientales, se desechan las alternativas de cimentación obviamente inadecuadas.

.2 CAPACIDAD DE CARGA.

Como segundo paso deberá determinarse la capacidad de carga del conjunto subestructura-suelo, cuidando que los esfuerzos cortantes inducidos al subsuelo no excedan la resistencia de éste, afectada por un factor de seguridad razonable.

Los análisis deben hacerse considerando la condición de carga estática y su combinación con cargas accidentales, la omisión de ésto puede conducir a fallas. Al respecto se cita el caso de un conjunto de estructuras de uno y dos niveles, construído sobre áreas ganadas a una laguna costera (a partir de rellenos), que se cimentaron con pilotes y que durante un sismo sufrieron grandes daños que obligaron a recimentar y reforzar la superestructura.

.3 ANALISIS DE DEFORMACIONES

Las alternativas de cimentación seguras contra falla por resistencia al corte del subsuelo, no necesariamente lo son en cuanto a fallas por deformaciones excesivas del mismo, pues éstas pueden resultar intolerables por las estructuras. A este respecto, deberá tenerse presente que las deformaciones no sólo serán tolerables por la estructura en estudio sino también por las obras colindantes y el funcionamiento de ambas; es más, también debe preverse que las deformaciones (hundimientos) no afecten la apariencia arquitectónica del edificio, esta condición es importante para evitar sensación de inseguridad en el usuario, por lo que debe cuidarse en las cimentaciones un factor muy importante que es el que se refiere a los asentamientos tolerables.

OBRAS EXTERIORES.

El campo de aplicación de los estudios geotécnicos no se restringe exclusivamente a la cimentación de la estructura, abarca también el diseño y construcción de las obras exteriores contempladas en el proyecto. Ignorar o subestimar la estabilidad y comportamiento de ellas puede conducir a problemas indeseables, tales como: Comportamiento inadecuado (individual o de conjunto), soluciones antieconómicas, conservación y mantenimientos exagerados y costosos, etc.

Las obras exteriores comprenden por ejemplo: Excavaciones, rellenos, muros de contención, cisternas, pavimentación de áreas de circulación (estacionamientos, patios de maniobras, caminos de acceso), obras complementarias de drenaje y subdrenaje, etc.

El estudio geotécnico de éstas obras debe apoyarse en el conocimiento e interpretación de: Los datos de proyecto requeridos, de la exploración del subsuelo y de los factores ambientales, además de otros específicos que dependen del tipo de la obra exterior de que se trate y de sus condiciones de funcionamiento y operación.

En el caso de rellenos y pavimentos, que son las obras exteriores más frecuentes, una parte muy importante del estudio es la que se refiere a la elección y análisis de bancos de materiales propios para su construcción comprendiendo en primer término el estudio de las características de los materiales de las fuentes de aprovisionamiento comúnmente explotadas en la localidad.

Para el proyecto de pavimentos, la exploración del subsuelo además de aportar los datos requeridos para el análisis de su cimentación, debe proporcionar la información mínima suficiente sobre las características de los suelos superficiales, para decidir si se emplean como material de apoyo (capa subrasante). Debe tenerse especial cuidado en investigar dificultades especiales como por ejemplo la susceptibilidad de los suelos al colapso.

COMPORTAMIENTO DEL CONJUNTO.

La elección, análisis y solución de cada uno de los problemas debe considerar tanto el comportamiento individual de la obra en cues-

ción, como su influencia en el comportamiento del conjunto, principalmente en las estructuras e instalaciones inmediatas, incluyendo la de las colindancias del predio.

No siempre se podrán conjugar ambas condiciones respetando los proyectos arquitectónicos y estructural originales; sin embargo, podrán hacerse las recomendaciones convenientes para modificar o sustituir el proyecto, tendientes a evitar o minimizar la influencia de una instalación sobre otra, de manera que el comportamiento sea satisfactorio desde el punto de vista de la estabilidad y destino de las obras.

En el caso concreto de las cimentaciones, esta condición puede obligar a adoptar una alternativa que siendo estable no sea la más económica ni la de más fácil realización.

RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION.

Para cada una de las estructuras y obras exteriores contempladas en un proyecto, el alcance y magnitud del estudio geotécnico será el mínimo requerido para proporcionar al ingeniero estructurista y al constructor las normas especificadas para el diseño y construcción respectivamente.

.1 RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO - Para el diseño estructural de la cimentación, dependiendo del tipo de ésta, será necesario proporcionar:

- a) Tipo de cimentación
- b) Profundidad de desplante
- c) Carga de trabajo admisible, limitada por la resistencia al corte y asentamientos tolerables; para cargas estáticas y para su com-

binación con cargas accidentales.

- d) Distribución de presiones en el contacto subestructura-suelo
- e) Separación y forma de distribución de pilas ó pilotes, si los hay.
- f) Orden de magnitud de los asentamientos totales y diferenciales que pueden ocurrir. También deberán proporcionarse las normas para el proyecto definitivo de las obras exteriores. Para excavaciones y rellenos, que son las obras más frecuentes, deberán especificar la profundidad ó alturas máximas, geometría de los taludes, estructuras de contención y empuje de tierras sobre ellas, etc.

.2 RECOMENDACIONES PARA LA CONSTRUCCION - Estas recomendaciones además de especificar los procedimientos constructivos adecuados, deben señalar la secuencia de aplicación de los mismos. Dependiendo de las características de la cimentación, de las obras complementarias y de las propiedades del subsuelo, las recomendaciones necesarias pueden ser:

- a) Procedimiento para el abatimiento del nivel freático (cuando se requiere), superficial ó profundo, número de pozos, profundidad de abatimiento, etc.
- b) Procedimiento constructivo de la subestructura, incluyendo pilas y pilotes, cuando los haya. En el caso de pilotes se señalará su tipo, precolados o colados en sitio, si requieren o no de perforación previa, etc. Para las pilas se indicará el método de perforación: En seco, con ademe, utilización de lodos, condiciones de colado, etc.
- c) Tipo, características y bancos de aprovisionamiento de los materiales para construir los rellenos, grado de compactación, espesor de las capas compactadas, equipo, etc. En los rellenos deben considerarse los requeridos para las excavaciones que alojen a las cimentaciones.

INSTRUMENTACION Y MEDICIONES.

La buena aplicación de los procedimientos constructivos es fundamental para no alterar las condiciones naturales de los suelos, que pueden reflejarse en deformaciones, inestabilidad de excavaciones, que pueden comprometer el comportamiento de las obras.

Por lo anterior, es aconsejable y, en muchos casos, necesaria la instalación de una instrumentación adecuada, de cuyas mediciones pueda conocerse el comportamiento de la obra, al menos durante su construcción y el lapso inicial de su vida útil. La interpretación apropiada de dichas mediciones permitirá aplicar en tiempo oportuno las medidas correctivas que lleguen a requerirse. Con este fin podrá ser necesaria la instalación de los siguientes instrumentos:

- a) Piezómetro y pozos de observación del nivel freático, dentro y fuera de la obra.
- b) Plomos para medir la verticalidad de los edificios
- c) Bancos de nivel, superficiales y profundos, dentro y fuera de la obra.

Es conveniente como medida precautoria, que parte de la instrumentación citada, principalmente bancos de nivel y plomos, queda permanentemente instalada para utilizarse en la medición de daños que pueden ocasionar agentes externos imprevisibles, como la acción de sismos de intensidad no prevista, ciclones, inundaciones, influencia de construcciones o instalaciones vecinas, etc. La información así obtenida en dado caso, será muy útil como retroalimentación para el proyecto y diseño de las obras de reconstrucción o refuerzo necesarias, así como para obras de ampliación.

DAÑOS PRODUCIDOS POR LAS OPERACIONES EN CONSTRUCCION.

Asentamientos debidos a las excavaciones - Todo proceso de excavación está asociado a un cambio del estado de esfuerzo en el suelo. Este cambio está inevitablemente acompañado por deformaciones. Estas comúnmente toman la forma de hundimiento del área que rodea la excavación, de movimiento hacia adentro del suelo situado en los bordes y de bufamiento del suelo localizado abajo del fondo. Las estructuras apoyadas en cimentaciones que descansan sobre el material que se deforma, experimentan los movimientos correspondientes. Comúnmente se asientan y se mueven hacia la excavación.

Como no puede hacerse ninguna excavación sin alterar su estado de esfuerzo en cierto grado, puede considerarse como inevitable el que se produzcan algunos movimientos de las estructuras vecinas, sin embargo, a los movimientos inevitables asociados a un tipo de construcción determinado, pueden añadirse otros debidos a la mala técnica de construcción. Si el apuntalamiento de los frentes de la excavación se hace descuidadamente, por ejemplo, pueden ocurrir grandes desplazamientos. La porción del movimiento asociada a las malas técnicas debe considerarse como innecesaria y por lo tanto debe evitarse.

Métodos de construcción distintos traen consigo montos también distintos de movimiento inevitable; en algunos casos, no puede usarse un procedimiento dado, debido al daño demasiado grande que indistintamente se haría a las estructuras vecinas, aún cuando la técnica fuera excelente. Por lo tanto el Ingeniero deberá estar prevenido de las consecuencias que arranca el uso de diferentes procedimientos de construcción, y deberá tener el cuidado de no especificar métodos de excavación y de apuntalamiento que no pueden efectuarse sin causar daño a las propiedades adyacentes.

Para evitar este peligro, el ingeniero necesita estar familiarizado con los diferentes procedimientos de excavación y de apuntalamiento de los frentes de excavación.

Excavaciones en arena - La arena que se encuentra arriba del nivel freático comúnmente está húmeda y posee suficiente cohesión para facilitar la excavación. En los cortes grandes correctamente apuntalados, el asentamiento de la superficie del terreno colindante, usualmente no excede de 0.5 % de la profundidad del corte y la influencia del asentamiento no se extiende lateralmente a una distancia mayor que dicha profundidad.

No se presentan problemas de construcción de consecuencia al hacer excavaciones para las cimentaciones de zapatas o losas en arena arriba del nivel freático. Taludes de 1 vertical a 1 1/2 horizontal, son estables bajo todas las circunstancias, a menos que el depósito de arena esté sobre un depósito blando de arcilla situado a poca profundidad; y se usan comúnmente taludes más inclinados, si la arena presenta algo de cohesión debida a la humedad capilar o a cementantes.

Cuando se hacen grandes cortes en arena abajo del nivel freático, es aconsejable abatirlo antes de la construcción. Después es posible proceder a la excavación, sin que se produzcan más asentamientos que los correspondientes a la misma excavación hecha en arena húmeda. Sin embargo, el proceso de abatir el nivel freático puede por si mismo producir asentamientos.

Si las excavaciones para un sótano o para el desplante de una cimentación deben prolongarse abajo del nivel freático en arena, dicho nivel debe abatirse, lo que puede hacerse bombeando el agua de la misma excavación, o drenando previamente el lugar.

Cuando se extrae el agua por bombeo en una excavación abierta, deben disponerse zanjas en el fondo que llevan el agua a un cárcamo, situado a un nivel inferior al resto de la excavación. En el cárcamo, el nivel del agua debe mantenerse suficientemente bajo, para que el nivel del agua libre en la arena adyacente quede en cualquier caso, abajo del fondo de la excavación. Si no se hace ésto, el fondo de la excavación se hace inestable. El agua aparece en forma de manantiales, la arena comienza a borbotar, los taludes pueden comenzar a licuarse y toda la base de la excavación puede bufarse. Las zanjas que se hagan alrededor de la excavación deben mantenerse limpias para evitar que el agua brote cerca del pie de los taludes y produzca el colapso de los mismos.

De lo que acaba de decirse se deduce que bombear el agua de cárcamos puede ser un procedimiento peligroso. En las arenas sueltas o finas, no es posible utilizar este procedimiento. En las arenas gruesas o compactas, a menudo pueden hacerse excavaciones exitosas, pero si se pierde el control y el fondo se hace inestable, puede aflojarse toda la arena de la cimentación y disminuir permanentemente su capacidad de carga. Por lo tanto, en las obras grandes, usualmente se drena la arena antes de hacer la excavación, con pozos punta, ya sea en un nivel o con varios, o con bombas de pozo profundo.

Es muy importante saber que cantidad de agua debe bombearse para adquirir equipo suficiente de la obra, y así garantizar la eficiente

remoción del agua, sin necesidad de hacer adiciones y alteraciones. La insuficiente capacidad del bombeo puede ser la causa de que se produzca ebullición de arena e inestabilidad en el fondo de la excavación.

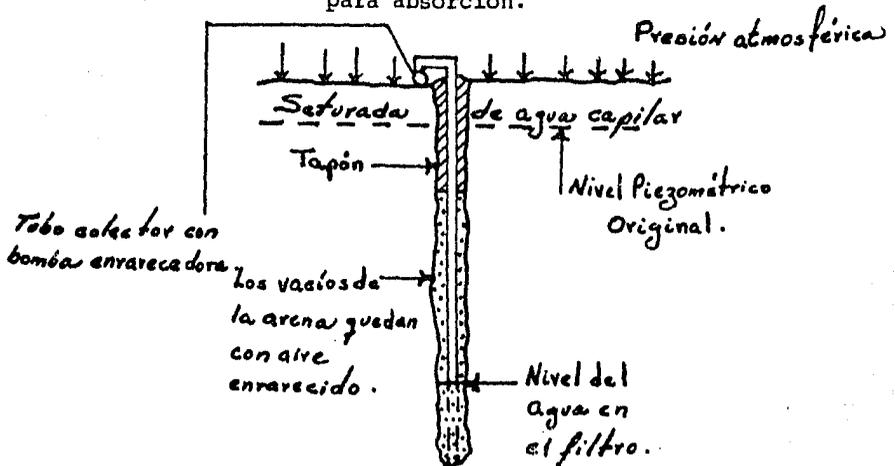
La cantidad de agua que debe bombearse depende del coeficiente de permeabilidad del suelo, de lo que debe descender el nivel del agua y de las dimensiones de la superficie que se va a desaguar.

Si la excavación es bastante angosta, y si no es necesario hacer descender el nivel del agua más de 5 m., las arenas medias y finas pueden usualmente, drenarse con una serie de pozos punta separados aproximadamente 1 m., con una bomba de 15 cm por cada 150 m., de corte. Cada bomba requiere un motor de 20 hp., y para hacer el drenaje pueden ser necesarios de 2 a 6 días.

Para estimar el gasto bajo condiciones más severas, puede ser necesario hacer pruebas de bombeo para determinar el coeficiente de permeabilidad y será necesario aplicar un buen criterio basado en la experiencia.

El tiempo necesario para efectuar el drenaje, depende del coeficiente de permeabilidad del depósito de arena. Serán necesarios solamente dos o tres días para los suelos relativamente permeables ($k=10^{-3}$ a 10^{-5} cm/seg.). Las arenas limosas y otros materiales que tengan un diámetro efectivo, menor que 0.05 mm no puede drenarse con el equipo ordinario de pozos punta, aunque pueden drenarse suelos algo más finos, si las bombas son capaces de mantener una presión negativa en el sistema (fig. 1)

Figura No. 1 - Instalación de pozos punta para absorción.



Desplante de pilas abajo del nivel de agua freática - Frecuente, se desplantan pilas en arena situada abajo del nivel freático hincando un cajón, dragando el material desde su interior o mediante pozos abiertos. La excavación de un pozo abierto en arena abajo del nivel freático, frecuentemente puede efectuarse bombeando de cárcamo, si la arena es de compacidad media a alta. Sin embargo es probable que la arena se afloje, y en consecuencia, disminuya su capacidad de carga. Usualmente es preferible el uso de pozos punta o de pozos profundos antes de hacer la excavación.

Cuando los pozos se excavan a mano y se mantienen secos usando cárcamos, el recubrimiento se hace comúnmente con material permeable, de manera que la pequeña cantidad de agua que se filtra a la excavación por los lados, pueda colectarse en el cárcamo. Esto impide el desarrollo de una carga de agua, fuera del pozo que pueda producir la ebullición o la formación de manantiales en el fondo del revestimiento.

Los pozos de grán diámetro de arena pueden estabilizarse manteniéndolos llenos de un lodo, semejante al lodo de perforación. Si la arena está situada sobre un manto impermeable, puede colocarse ademe en los pozos y encajarse en el material impermeable formando un cierre hermético, del cual se pueda bombear el lodo y luego continuar en seco la perforación.

Los cajones abiertos se usan comúnmente para apoyar las pilas de los puentes. La arena se saca de los cajones dragándola. Para evitar la elevación de la arena en el fondo de los cajones, el nivel del agua dentro, debe mantenerse a una altura considerable arriba del nivel del agua libre afuera de los cajones. Empleando este procedimiento, se mantiene un flujo de agua hacia abajo, a través de la arena en el fondo del cajón y el material no se afloja al excavarlo.

Si no puede hacerse la excavación por medio de un cajón abierto, puede hacerse usando aire comprimido. Como la presión del aire en la cámara de trabajo es siempre mayor que la del agua a una profundidad dada, la arena no se afloja durante el procedimiento, y la capacidad de carga de la arena no se perjudica.

ANALISIS DE DEFORMACIONES.

La cimentación de una estructura, como todas las partes de ésta, debe ser estable y económica. La primera condición se alcanza cuando se cumple con los siguientes requisitos básicos:

- a) Ser segura contra fallas por resistencia al corte del suelo de apoyo.
- b) No acusar deformaciones de magnitud superior a la tolerable -- por la estructura y obras colindantes.
- c) Localizarse de forma tal que quede protegida contra la acción de agentes externos.

Los tres requisitos deben satisfacerse aún cuando son independientes entre sí. Por ejemplo, una cimentación desplantada a profundidad suficiente para no ser afectada por agentes externos y segura contra falla por resistencia al esfuerzo cortante del subsuelo, no necesariamente presentará un comportamiento apropiado en cuanto a desplazamientos verticales.

La mayoría de las fallas de cimentaciones se deben a asentamientos excesivos que son intolerables por la estructura que soportan. Son menos frecuentes las fallas por resistencia al corte del subsuelo, ya que para llenar este requisito usualmente se aplican márgenes de seguridad amplios.

CAUSAS DE DESPLAZAMIENTO VERTICAL.

Las principales causas de asentamientos de estructuras son las siguientes:

- a) Peso propio
- b) Saturación del terreno, que puede causar colapso.
- c) Sismo y vibración
- d) Erosión del subsuelo: Socavación y tubificación

- e) Extracción de agua del subsuelo: Bombeo profundo de acuíferos o en construcciones cercanas.

Es frecuente que el mal comportamiento de una estructura sea debido a dos o más causas.

En pocos casos, por ejemplo el a), es posible predecir la magnitud de la deformación, al menos con buena aproximación. En la gran mayoría no es posible cuantificar el orden de magnitud e incluso es difícil predecir su probabilidad de ocurrencia y daños que pudiera ocasionar, por lo que el ingeniero debe aplicar medidas para evitarlos, jugando un papel determinante la información del subsuelo, el comportamiento de estructuras en condiciones semejantes y, principalmente, el criterio y la experiencia del mismo. Una de las medidas aplicadas es el uso de cimentaciones de tipo profundo, lo que reduce el número de causas probables, aunque no las elimina del todo.

COMPRESIBILIDAD DE LOS SUELOS.

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

La deformación a corto plazo es de tipo elástico y se presenta inmediatamente después de aplicar la carga. Se le denomina deformación o asentamiento elástico inmediato. La deformación a largo plazo es debida a la acción de cargas de larga duración que produce la consolidación del terreno de cimentación, (para nuestro caso sólo la consolidación primaria).

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. Así, en arenas, gravas y boleas el asentamiento elástico es preponderante.

CALCULO DE ASENTAMIENTOS.

Cálculo de asentamientos elásticos - La deformación elástica para una área uniformemente cargada se calcula con la expresión que integra la solución de Boussinesq:

$$\Delta H_e = \frac{w_0 (1-\mu^2)}{E} I_f \frac{1}{r^2}$$

donde:

- B - Ancho del cimiento
- W - Carga uniformemente repartida
- μ - Relación de Poisson
- E - Módulo elástico
- I - Factor de forma

El problema con la aplicación de la expresión (2), estriba en la dificultad para determinar satisfactoriamente los valores de E y μ .

Los valores de μ son difíciles de determinar y además tienen poca influencia en el cálculo, por lo que generalmente se asignan a criterio del ingeniero (0.2 a 0.5).

Los valores de módulo de elasticidad tienen un rango de variación mucho más amplio que, además del tipo del suelo, depende de los siguientes factores: Incremento con la profundidad o presión de confinamiento, compresión del suelo bajo la carga y por la presión de confinamiento del propio cimiento, contenido de agua, etc.

En la práctica el módulo E se estima de las curvas de esfuerzo-deformación axial determinadas de pruebas de compresión triaxial, drenadas en el caso de arenas. El método más preciso para valuar E es el de la prueba de placa in situ. Consiste en utilizar placas rígidas de acero de diferentes tamaños pero misma forma, determinando para cada una su curva esfuerzo-deformación.

La expresión (2) es aplicable a cimientos flexibles en los que es válido suponer una distribución uniforme de la presión de contacto. En cambio, en cimientos cuadrados rígidos el asentamiento es uniforme y suponiendo que W representa el valor medio de la presión de contacto, dicho asentamiento será:

$$\Delta H_c = \frac{0.8WB(1-\mu^2)}{E}$$

El asentamiento de una zapata cuadrada de ancho B ($A=B^2$) sujeta a una carga P transmitida por una columna, si $\mu = 0.5$ será:

$$\Delta H_c = \frac{0.6WB}{E} = \frac{0.6P}{AB}$$

De esta expresión se deduce que si el asentamiento para una carga P se requiere reducir a la mitad, el área debe aumentarse cuatro veces.

Por la dificultad de determinar E y μ , es más frecuente que el asentamiento de estructuras desplantadas en suelos arenosos se estime a partir de criterios empíricos o semi-empíricos, o bién, se limita la presión de contacto a un valor tal que produzca asentamientos tolerables. A continuación se presentan dos casos; Uno para zapatas y otro para losas de cimentación:

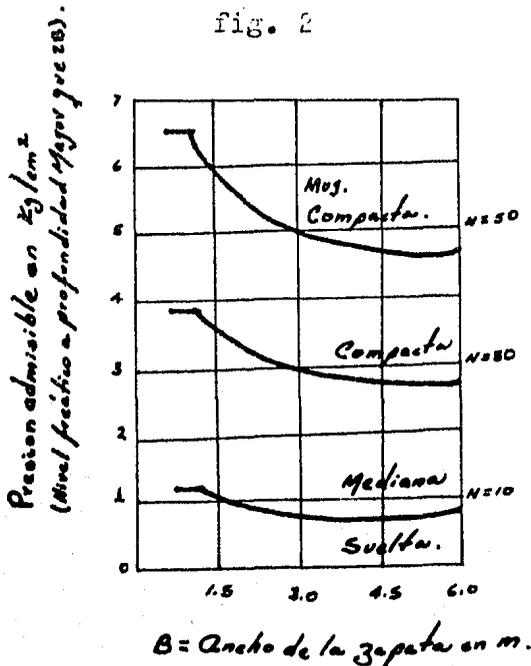
CASO I - Zapatas desplantadas en arena.

El criterio más utilizado es el Terzaghi-Peck que correlaciona la resistencia a la penetración (número de golpes N del muestrador estándar), con la presión de contacto q_a limitada a un valor tal que produzca

un asentamiento máximo de 2.5 cm (1") y diferencial de 1.9 cm (3/4").

La figura 2 muestra la gráfica de correlación entre N y q_a para diferentes anchos de zapatas desplantadas en arena o parcialmente saturada, de los grupos del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos: SW, SP y SM, (SW - Material prácticamente limpio de finos, bien graduado, SP - Material prácticamente limpio de finos, mal graduado, SM - Material con cantidad apreciable de finos no plásticos).

Si el suelo es grava o una mezcla de ésta con arena, N , no es indicativo del grado de compactación. En este caso se recomienda efectuar pozos a cielo abierto para estimar al menos cualitativamente, el grado de compactación en función de la apariencia, estabilidad y resistencia a la excavación. Si se utiliza una presión de contacto en grava, igual a la de una arena de la misma compactación, el valor proporcionado por la gráfica de la figura No. 2 es conservador.



Si la arena bajo el cimiento está sumergida y muy suelta ($N < 5$ golpes), cualquier vibración puede producir un estado de licuación seguido de un asentamiento súbito. Asentamientos fuertes también pueden deberse a cambios del nivel freático. Por tanto, en arena bajo esas condiciones deberá emplearse otro tipo de cimentación como pilotes.

En arena sumergida de mayor compactación, para el cálculo de q_a debe tomarse en cuenta el efecto de sumersión. Si la relación Df/B es pequeña el valor proporcionado por la figura 2 debe reducirse a la mitad; si $Df/B=1$ el valor se reduce sólo un tercio. La sumersión de la arena, bajo ciertas circunstancias, tiende a reducir la resistencia a la penetración N , si ésto ocurre deberá hacerse una corrección.

CASO II - Losas desplantadas en arena.

Terzaghi y Peck proponen los valores de capacidad de carga unitaria admisible anotados en la tabla, aplicables a losas de cimentación en suelos arenosos, siempre que la estructura tolere sin dañarse asentamientos diferenciales entre columnas de 2 cm y un asentamiento máximo de 5 cm.

Tabla 1. Valores propuestos de la capacidad de carga admisible para losas en arena.

Compacidad relativa de la arena N	suelta < 10	media 10-30	compacta 30-50	muy compacta > 50
q_a	requiere compactarse	7-25	25-45	> 45

N - Número de golpes de 30 cm de la prueba de penetración estándar.

q_a - Valor propuesto de la capacidad de carga admisible, en ton/m^2 .

Los valores están basados en un asentamiento máximo de 5 cm.

Se supone que el espesor del estrato de arena es mayor que el ancho B de la losa, y que el nivel freático está muy cerca o arriba de la losa. Si la profundidad de la roca está a una profundidad mayor que $B/2$, o si el nivel freático está a una profundidad mayor que $B/2$, la capacidad de carga admisible puede aumentarse.

Se supone que las cargas están distribuidas más o menos uniformemente sobre la base del edificio. Si algunas partes de una losa grande desplantada sobre arena, están sujetas a muy diferentes cargas por una unidad de superficie, es conveniente establecer juntas de construcción en los límites de esas partes.

El valor de N de la tabla se obtiene de la siguiente forma: Se realizan varios sondeos de penetración estándar de longitud igual al ancho B de la cimentación, medida a partir del desplante, determinado para cada valor promedio de N, de los cuales se elige el menor que será el que se utilice. El número de sondeos dependerá de las dimensiones del edificio y de la heterogeneidad del subsuelo.

ASENTAMIENTOS EN SUELOS ARENOSOS, FINOS Y LIMOSOS, SUELTOS

En la naturaleza es común encontrar depósitos eólicos cementados o no, de estructura generalmente panalóide o simple, bastante suelta, constituidos por arenas muy finas o limos no plásticos. En muchos casos el cementante que actúa es el carbonato de calcio, siendo también frecuentes otros también solubles en agua; en otros casos, la simple

tensión capilar del agua intersticial efectúa el mismo papel. El loess es un material típico de esta clase. Es característico en estos suelos, el hecho de que al saturarse o alcanzar un alto grado de saturación entre en verdadero colapso su estructura, sobre todo bajo carga, con la consecuencia práctica de producirse un fuerte asentamiento brusco del estrato. Este fenómeno ocurre cuando el agua de saturación disuelve el cementante existente o bien rompe la tensión capilar del agua intersticial previamente actuante. Es obvio que este hecho es grave para cualquier estructura sobreyacente.

Aunque diversos especialistas han desarrollado métodos para estimar estos asentamientos, es un hecho cierto que no existe una teoría general confiable que pueda aplicarse a estos fenómenos. El procedimiento más lógico para el cálculo de estos asentamientos es el tratar de duplicar en el laboratorio las condiciones de saturación que puedan llegar a presentarse en el campo. Así podrán hacerse en laboratorio pruebas de tipo de la de consolidación, sobre muestras inalteradas del material, aplicando las cargas que actuarán en la obra y saturando por capilaridad la muestra en estas condiciones.

Las mediciones efectuadas en esta prueba permitirán calcular la variación de la relación de vacíos del material que halla tenido lugar y con ello poder hacer una estimación de los asentamientos en el campo. En los suelos predominantemente arenosos cabe mencionar que, compactando el material en el laboratorio de modo de obtener la "e" mínima, se puede llegar a calcular una cota superior del asentamiento que pudiera llegar a presentarse. En efecto, la "e" mínima, correspondiente al estado más compacto posible de esa formación en particular, comparada con la relación de vacíos natural, permitirá calcular el cambio en oquedad que pueda presentarse en el caso más desfa-

vorable imaginable (por ejemplo, aquel en que, coexistiendo con las cargas permanentes actuantes, puedan presentarse otras de tipo transitorio, tales como vibraciones, sismos, etc. después de que el material se haya saturado). El procedimiento del cálculo, una vez obtenidos los valores Δe y e_0 , es totalmente similar al empleado para análisis de la compresibilidad de arcillas; la fórmula de aplicar sería también:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H \quad \text{-----} \quad 3$$

Los pasos a seguir en el cálculo de asentamientos, para poder aplicar la fórmula anterior son los siguientes:

- a) Elección del tipo de cimentación.
- b) Cálculo de capacidad de carga admisible por resistencia al corte
- c) Cálculo del diagrama de presiones efectivas
- d) Cálculo del incremento de presión por la sobrecarga impuesta, utilizando la carta de Newmark, las gráficas de Fadum u otro procedimiento.
- e) Suma de los diagramas obtenidos
- f) División del subsuelo en estratos o capas de iguales propiedades cada una.
- g) Determinación de la presión efectiva inicial (p_0) al centro de cada estrato, así como el incremento de presión medio (Δp)
- h) Cálculo en cada estrato de Δe para el incremento Δp , utilizando las curvas e - $\log p$.
- i) Aplicación de la expresión (3)

DISTRIBUCION DE PRESIONES DE CONTACTO.

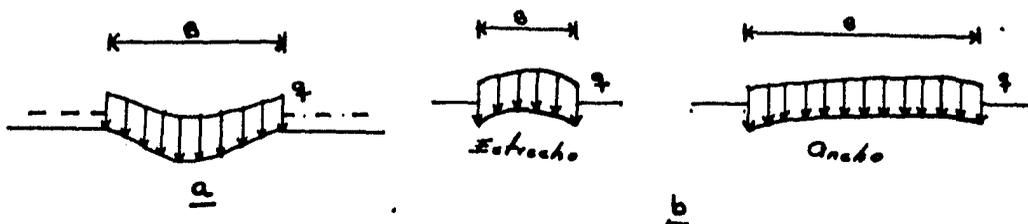
Se llama "presión de contacto" a la presión que actúa entre la base del cimiento y el terreno de cimentación. Tiene importancia en el diseño de cimientos pues determina como afecta la rigidez de las áreas cargadas a la distribución de asentamientos y presiones en el

suelo subyacente; se consideran en el análisis suelos puramente friccionantes y puramente cohesivos, así como los casos límites de áreas cargadas totalmente flexibles e infinitamente rígidas.

Considérese en primer lugar el caso de un área cargada uniformemente y totalmente flexible. Debido a su flexibilidad, las presiones que el área cargada pasa al suelo serán idénticas a la presión uniforme sobre el área. Por otra parte, el asentamiento no será uniforme, sino que es máximo al centro del área cargada y menor en la periferia, adoptando una ley similar a la que se muestra en la figura número 3.a, si es que el medio cargado se supone idealmente elástico.

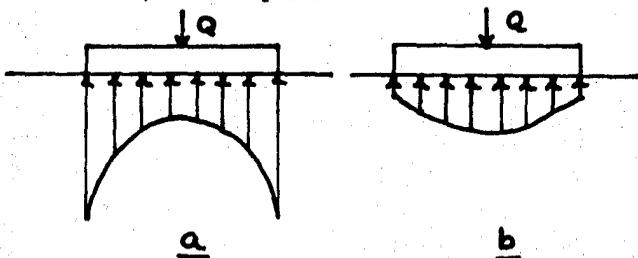
En la práctica el asentamiento inmediato, debido exclusivamente a cambio de forma (es decir, excluyendo el asentamiento por consolidación), de áreas flexibles con carga uniforme, apoyadas en arcillas saturadas, adopta un perfil similar al mostrado en la parte "a" de la figura 3. En cambio, cuando el área flexible se apoya en arenas o gravas, el perfil se parece a los mostrados en la parte "b" de la misma figura, ya que estos materiales poseen la propiedad de que su rigidez aumenta con el confinamiento, el cual obviamente será máximo en la zona bajo el centro del área cargada.

Figura No. 3 - Perfil de asentamiento bajo una área uniformemente cargada sobre la superficie de un medio semi-infinito.



Considérese ahora en cambio que la carga se transmite al suelo a través de una placa infinitamente rígida. En este caso es obvio que, por su rigidez, la placa se asentará uniformemente, por lo que la presión de contacto entre la placa y el medio no podrá ser uniforme. Comparando este caso con el de la figura 3, es fácil ver que en el medio homogéneo y elástico la presión es mínima al centro y máxima en las orillas, puesto que para llegar al asentamiento uniforme éste deberá disminuir en el centro (disminución de presión) y aumentar en las orillas (aumento de presión). Una intuición análoga para el caso el medio cuya rigidez aumenta con el confinamiento conduce a una distribución en la que la presión es máxima bajo el centro del área cargada y mucho menor en la periferia. En la figura número 4, se muestran ambas distribuciones (partes "a" y "b").

Figura No. 4 - Distribución de presiones bajo una placa infinitamente rígida.
 a) Medio Homogéneo y Elástico
 b) Arenas y Gravetas



También ahora en la práctica, el caso a) se parece a la distribución de una arcilla saturada, aún cuando teóricamente la presión es infinita en la periferia de la placa y es igual a la mitad de la presión media, bajo el centro; evidentemente la primera condición no puede satisfacerse y el valor de la presión en la periferia está limitado a su máximo que depende de la resistencia del material.

El caso b) de la figura 4, representa aproximadamente la distribución real de presión bajo una placa rígida colocada sobre arena o grava.

ASENTAMIENTO POR VIBRACION.

a) Suelos no susceptibles a licuación - Las estructuras desplantadas en suelos granulares, en particular en arenas de baja compacidad, son susceptibles a sufrir asentamientos por vibración. Esta produce una disminución de la relación de vacíos por reacomodo de las partículas; la influencia del peso de la estructura es poco significativo. La vibración puede ser causada por el funcionamiento de una maquinaria, tráfico, hincado de pilotes, explosiones y sismo.

No existe un método apropiado para evaluar el asentamiento de estructuras bajo influencia de solicitaciones debidas a vibración. Sin embargo, el problema puede acotarse calculando el asentamiento máximo que produciría en un estrato granular al variar la relación de vacíos natural a la correspondiente al estado más compacto; esta condición representaría la más severa y difícilmente llega a presentarse en la realidad. El cálculo se basa en la siguiente expresión:

$$\Delta H_{máx} = \frac{e_{nat} - e_{mín}}{1 + e_{nat}} H$$

donde:

- 4 H máx - Asentamiento máximo en cm.
- e_{nat} - Relación de vacíos de la arena en estado natural.
- e_{mín} - Relación de vacíos mínima, correspondiente al estado más compacto de la arena.
- H - Espesor del estrato en cm.

Este criterio requiere de la determinación de la e_{nat} mediante pruebas in situ, y de la $e_{mín}$ en el laboratorio, provocando el estado más compacto de la arena.

Si el asentamiento es excesivo e intolerable, deberá emplearse -- otro tipo de cimentación o provocar antes de la construcción la compactación de la arena, a partir de la aplicación de diversos procedimientos, como vibrocompactación, vibroflotación, pilotes hincados a percusión, etc.

b) Suelos susceptibles a la licuación.

El fenómeno de licuación ocurre en ciertos suelos en estado suelto, al tender a disminuir de volumen cuando son sometidos a esfuerzos cortantes. Si el agua que constituye la fase líquida no es expulsada rápidamente, la presión de poro no se disipa y la resistencia al corte se reduce, produciéndose el fenómeno de licuación, caracterizado -- por asentamientos súbitos comúnmente de consecuencias catastróficas.

La experiencia ha mostrado que los suelos susceptibles al fenómeno de licuación son aquellos granulares finos, de graduación uniforme, de partículas redondeadas, en estado suelto y sumergidos.

Como ejemplo de un fenómeno de licuación parcial se cita el ocurrido en el Macrosismo de Jaltipan, el 26 de agosto de 1959, donde las cimentaciones superficiales (zapatas) de varios edificios fallaron con -- asentamientos hasta de 1 m.

DESPLAZAMIENTO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

Este tipo de cimentaciones es utilizado cuando las capas superficiales del subsuelo son incompetentes como terreno de cimentación. Trabajan transmitiendo las cargas de la estructura a estratos de suelo más resistentes y menos compresibles o distribuyéndolas por fricción (a lo largo de elementos tales como pilas y pilotes) en espesores más o menos grandes de suelos sueltos. Este último caso se presenta cuando el estrato resistente es muy profundo.

En el análisis de cimentaciones profundas debe estudiarse razonablemente su comportamiento, ya que los desplazamientos pueden llegar a ser importantes y darse la situación de que la solución adoptada resulte inútil.

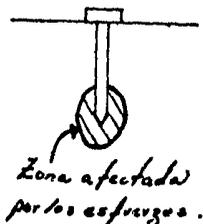
El asentamiento de un grupo de pilotes tiene dos componentes:

- a) La deformación elástica o acortamiento de los pilotes.
- b) El hundimiento debido a la deformación de los estratos de suelo debajo de la punta de los pilotes.

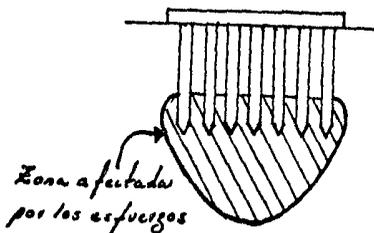
El asentamiento del grupo generalmente es mayor que el de un pilote aislado sometido a la misma carga que cualquiera de los del grupo, excepto cuando los pilotes se apoyan en un estrato potente de suelo de muy baja compresibilidad. Esto puede demostrarse a partir del volumen de suelo compresible afectado por la sollicitación impuesta en uno y otro caso, lo que se ilustra en la figura No. 5

Figura No. 5 - Comparación de las zonas sometidas a esfuerzos bajo un pilote único y bajo un grupo de pilotes.

a) Pilote único



b) Grupo de pilotes



En los análisis de los asentamientos se considera que el grupo de pilotes es una gran pila de mismas dimensiones en planta que la envolvente del conjunto y de la misma longitud que la profundidad de la punta respecto a la superficie del terreno adyacente al edificio. Para el cálculo de la deformación elástica o acortamiento de los pilotes se aplica la teoría de la elasticidad. En cambio, para el desplazamiento de la punta del grupo de pilotes no existe un método único, sino criterios aislados que el ingeniero debe elegir y aplicar conforme a las condiciones particulares del caso en estudio.

Las principales dificultades en este cálculo son la determinación de la carga transmitida por los pilotes del grupo, su distribución a lo largo del fuste, la distribución de esfuerzos bajo la punta y la determinación de las propiedades de los suelos del estrato compresible.

En los siguientes puntos se presentan algunos criterios usuales, advirtiéndose que la magnitud del asentamiento obtenido debe tomarse como aproximado e interpretarlo de acuerdo a la experiencia local y al criterio del ingeniero.

PILOTES DE PUNTA APOYADOS EN ESTRATOS RESISTENTES MUY POTENTES.

Si la punta de los pilotes se encuentra apoyada en arena y/o gravas compactas o muy compactas, y el espesor del estrato de apoyo es grande, el asentamiento del grupo será igual a la suma de la deformación elástica de los pilotes más la deformación inmediata o elástica del terreno de apoyo. Esto se valúa con la teoría de la elasticidad, considerando que la carga se aplica uniformemente en un plano horizontal que pasa por la punta de los pilotes, en una área definida por la envolvente de éstos, siempre que la separación entre centros de pilotes no exceda de un 20% de su longitud.

Cuando la separación es mayor, la deformación del conjunto será igual a la de un pilote individual, pues éstas actúan como columnas.

CIMENTACIONES EN ARENAS, GRAVAS Y LIMOS NO PLÁSTICOS.

En todo problema de cimentaciones existe un doble aspecto a considerar; por una parte la capacidad de carga, para evitar la falla por este concepto; por la otra parte existe un aspecto de asentamientos, según el cual la cimentación no debe sufrir hundimientos que pongan en peligro la función de la estructura o que sean mayores que aquellos considerados como tolerables en el proyecto estructural.

Capacidad de carga - Puede verse, en esencia, que la capacidad de carga última de un cimiento poco profundo en arena o grava depende

de los siguientes conceptos:

- a) La compacidad relativa de la arena, que se refleja en el valor de \emptyset y, por ello, en los valores de los factores de capacidad de carga N_q y N_{γ} . De hecho dicha compacidad influye muy poderosamente en la capacidad de carga, pues N_q y N_{γ} , aumentan muy abruptamente cuando la compacidad llega a valores altos.

El mejor método práctico para determinar la compacidad relativa de un manto de arena es la prueba de penetración estándar, utilizando la gráfica que relaciona valores de N , \emptyset y la compacidad relativa.

Cuando se trate de arenas muy finas situadas bajo el nivel freático el valor de N , dado por la prueba de penetración estándar, resulta mayor que el que se obtendría con arena seca, debido a la baja permeabilidad de la arena, que impide que el agua emigre a través de los huecos al producirse el impacto. Los valores obtenidos en la prueba en estos casos (N') se corrigen según la expresión siguiente:

$$N = 15 + \frac{1}{2} (N' - 15) = \frac{N' + 15}{2}$$

La corrección anterior sólo se hace si $N > 15$.

Finalmente, es de señalar que en los casos en que existan gravas o boleos en el suelo, los resultados de la prueba de penetración estándar, no suelen ser representativos de la compacidad de los mantos, pues uno de aquellos elementos puede detener el penetrómetro, aumentando ficticiamente el número de golpes. En estos casos la compacidad

es mucho más difícil de determinar por métodos simples, haciéndose necesario recurrir a la experiencia y al criterio.

b) La posición de nivel de aguas freáticas - En general, el peso específico de cualquier arena no sumergida oscila entre límites muy próximos, sea la arena seca, húmeda y saturada. Pero si la arena está sumergida bajo el nivel freático, el valor de γ se reduce sensiblemente a la mitad, lo cual se refleja de inmediato en la capacidad de carga última obtenida, ya que si un cimiento de ancho B está desplanteado a una profundidad D_f dentro de un manto muy potente de arena o grava, la capacidad de carga de ese cimiento podrá estimarse con la fórmula proporcionada por la teoría de Terzaghi:

$$q = \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_c$$

Así por ejemplo, el valor de la sobrecarga al nivel de desplante γD_f deberá calcularse teniendo en cuenta la condición de ese material, de modo que si está parcial o totalmente sumergido, se adopte el valor de γ'_m donde ello ocurra; el valor de γ que figura en el segundo término de la ecuación anterior, se refiere al material situado bajo el nivel de desplante de cimiento, que sería movilizado en caso de falla. Peck Hanson y Thournburn recomiendan que si el nivel freático está a una profundidad B o mayor bajo el nivel de desplante, se considere el peso específico que figura en el segundo término de la ecuación como sumergido; si el nivel freático y el de desplante coinciden, o el primero queda encima del segundo deberá usarse el valor de γ'_m ; en casos intermedios, una interpolación lineal entre ambos valores de γ será razonable. La posición del nivel de aguas freáticas se refleja además muy acusadamente en los costos de construcción de la cimentación, en el momento en que el nivel de desplante quede bajo dicho nivel freático, pues entonces la zona de cimentación habrá de ser drenada de manera que el nivel del agua se abata y la excavación necesaria se realice en seco.

Finalmente, el hecho de que el nivel freático quede sobre el ni-

vel de desplante puede conducir, cuando el espacio de cimentación desea aprovecharse, por ejemplo, para sótanos en edificios, al delicado problema de impermeabilizar estas zonas, lo cual es siempre difícil y costoso.

c) El ancho de la cimentación, según se deduce de la expresión anotada en el párrafo anterior, influye linealmente en la parte de la capacidad de carga que se refiere al peso del suelo situado bajo el nivel de desplante; por el contrario, dicho ancho no influye en la parte de capacidad de carga que refleja el efecto de la sobrecarga existente sobre el nivel de desplante.

d) La profundidad de desplante, D_f , también influye en la capacidad de carga, según se desprende al analizar la fórmula de Terzaghi; no existe ningún criterio fijo para establecer a priori la profundidad de desplante que debe utilizarse en un proyecto dado; sin embargo, es posible mencionar algunas consideraciones generales que han de tenerse presentes para seleccionar una profundidad específica.

Por muy bueno que sea un terreno de cimentación, no conviene cimentar demasiado superficialmente, pues ello conduce a estructuras con poca resistencia a fuerzas laterales; un valor del orden de 1.0 m debe verse como un mínimo recomendable; este valor pudiera rebajarse a otro del orden de 0.5 m en caso de que el suelo fuera extraordinariamente firme y la estructura ligera. Otra regla digna de tenerse en cuenta en la práctica es la de apoyar los cimientos siempre abajo de la capa vegetal, pues de otra manera pudieran presentarse problemas de muy difícil solución con plantas en crecimiento, aparte de lo indeseable del suelo con materia orgánica desde el punto de vista de resistencia y compresibilidad.

TEORIAS DE CAPACIDAD DE CARGA DE UNA CIMENTACION PROFUNDA.

En este tema se presentan los diversos métodos y criterios que son utilizados para valuar la capacidad de carga, por resistencia al corte de los suelos, de una cimentación profunda.

1 - Capacidad de carga total de un pilote.

$$Q_t = Q_p + Q_f \quad \text{-----} \quad 4$$

donde:

Q_t - Capacidad de carga total

Q_p - Capacidad de carga en la punta o base

Q_f - Capacidad de carga por fricción

Cuando $Q_t \doteq Q_p$ - Se dice que el cimiento es de punta.

Cuando $Q_t \doteq Q_f$ - Se dice que el cimiento es de fricción.

Cuando se cumple la expresión (4), se trata de un elemento mixto.

2 - Capacidad de la carga en la punta o base.

$$Q_p = q_p A_p \quad \text{-----} \quad 5$$

donde:

q_p - Capacidad de carga unitaria última, en ton/m².

A_p - Area de la base, en m².

En suelos granulados se puede aplicar Meyerhof:

$$q_p = K D_f N'_q \quad \text{-----} \quad 6$$

Por dificultad, costos y tiempo, generalmente en la práctica no se recuperan muestras inalteradas de suelos granulares y se recurre a pruebas de penetración estáticas o dinámicas. En nuestro País se emplea la prueba dinámica llamada de "penetración estándar" que se hace in situ y es válida para arenas. El número de golpes N en 30 cm de penetración del penetrómetro, se correlaciona con el ángulo

de fricción interna ϕ ; se determina N'_q ; se estima valor de σ' ; se aplica la expresión 6 afectada de un factor de seguridad y finalmente la expresión 5.

N'_q tiene el valor más alto (curva de línea discontinua, fig. 6)

Cuando penetra en la capa de apoyo por lo menos:

$$L = 4 \sqrt{\frac{N'_q}{\phi}} D \quad \text{7}$$

donde:

L - Longitud que penetra el cemento en la capa de apoyo, en m.

D - Diámetro o lado del elemento.

$$N'_q = \frac{\tan^2(45^\circ + \phi/2)}{\phi} \quad \text{8}$$

N'_q - Tiene el valor mínimo cuando el cemento se apoya en el horizonte superior de la capa resistente (curva N'_q).

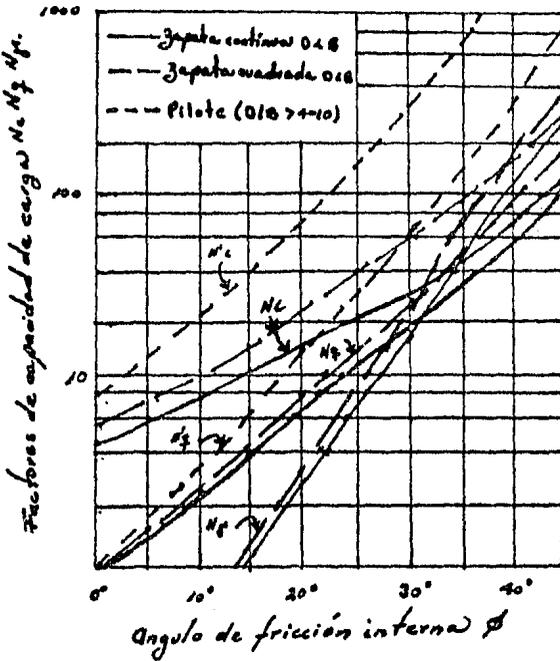
Para penetraciones intermedias (entre 0 y L), el valor de N'_q se obtiene interpolando directamente entre los valores extremos obtenidos de las dos curvas citadas.

Meyerhof, también propone un criterio semi-emprírico para evaluar la capacidad de carga en la punta, usando directamente los valores de N cercanos a la punta o base del cemento.

$$q_p = 40 N, \text{ en ton/m}^2 \quad \text{9}$$

Ambos criterios de Meyerhof proporcionan valores de q_p mayores que otros. En depósitos de grava, boleas y mezclas de ellos con arena, se estima un valor de ϕ , en base a una buena identificación de los materiales: Tamaño, forma, graduación de las partículas, compacidad, etc. y se aplica la expresión 6.

Figura Número 6 - Factores de capacidad de carga para zapatas y pilotes (Meyerhof 1963)



3 - Capacidad de carga por fricción.

$$Q_f = f_s A_s \quad \underline{\hspace{10em}} \quad 10$$

donde:

f_s - Fricción lateral unitaria, en ton/m²

A_s - Area lateral del cimiento, en m²

$$f_s = c_a + K_s \frac{Df}{2} \tan \delta \quad \underline{\hspace{10em}} \quad 11$$

donde:

c_a - Adhesión o adherencia entre suelo y cimiento, en ton/m².

δ - Angulo de fricción en el contacto suelo- cimiento

K_s - Coeficiente medio de presión del suelo en los lados del cimiento.

K_s tan ϕ varía de 0.25 en arena suelta a 1.0 en arena densa; valores intermedios se eligen a criterio.

Además del método señalado en la expresión (11), puede aplicarse el propuesto por Meyerhof, según la siguiente expresión aplicable a pilotes que producen desplazamientos importantes del suelo:

$$f_s = \frac{\bar{N}}{5} \text{ en ton/m}^2 \quad \underline{\hspace{10em}} \quad 12$$

con valor máximo de 10 ton/m².

donde:

\bar{N} - Valor promedio de la resistencia a la penetración N entre determinadas profundidades.

La expresión siguiente es aplicable a elementos que producen bajos desplazamientos o de sección reducida, como pilotes H:

$$f_s = \frac{\bar{N}}{10} \text{ en ton/m}^2 \quad \underline{\hspace{10em}} \quad 13$$

con valor máximo de 5 ton/m².

Para pilotes colados in situ que utilizan funda permanente y producen gran desplazamiento de arena, se emplea la expresión 12. Para aquellos en los que se recupera la funda o se cuelan directamente las paredes del suelo, se recomienda la expresión 13.

FRICCIÓN NEGATIVA

En la determinación de la capacidad de carga de una cimentación profunda, resuelta a base de pilotes que trabajen de punta apoyados en un estrato resistente, deberá considerarse la presencia del fenómeno de fricción negativa.

El fenómeno se desarrolla cuando la base de los pilotes, pilas o cilindros, queda apoyada en un estrato resistente de muy baja compresibi-

lidad, que yace bajo suelos compresibles sujetos a un proceso de consolidación. En tales condiciones se presentará un movimiento relativo entre pilotes y el subsuelo compresible que los circunda que, considerando comparativamente fijos a los pilotes, generará esfuerzos de fricción en el sentido descendente, a lo largo del fuste de éstos.

Como un primer efecto de la fricción negativa, la fuerza resultante implica una sobrecarga indeseable, ya que reduce la carga útil que puede aplicarse a la cabeza de los pilotes. El no considerar esta reducción afectaría al factor de seguridad considerado en el cálculo de la capacidad de carga admisible, pudiendo incluso ocasionar la falla del pilote por penetración en el estrato resistente.

La magnitud de la fuerza de fricción negativa en cada pilote, está limitada por la resistencia al corte del suelo y por el volumen de suelo tributario a dicho pilote. De lo anterior, puede inducirse que en un grupo determinado de pilotes uniformemente distribuidos, la máxima sobrecarga por fricción negativa se presentará en los pilotes de esquina, la mínima en los interiores y los de borde quedarán en una condición intermedia.

El otro efecto importante de la fricción negativa, es el relativo a la disminución de la presión efectiva al nivel del desplante de la punta de los pilotes, como consecuencia de que parte de dicha presión es transmitida por fricción a lo largo del fuste del pilote; como resultado de este efecto, habrá una disminución de la capacidad de carga.

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE.

Los valores obtenidos con las expresiones recomendadas, corresponden a capacidad de carga última o a la falla, q_p y f_s , por lo que deben afectarse de factores de seguridad, FS, para obtener la capacidad de carga admisible, q_a .

Bajo la acción de cargas estáticas, muertas y vivas, cuando se cuenta con información suficiente y confiable del subsuelo, se aplica un FS de 3.

Para la acción combinada de cargas estáticas y accidentales, la cimentación se revisa con un FS mínimo de 1.5

Cuando actúa fricción negativa $F(-)$, la capacidad de carga útil de trabajo $Q_{au} = \frac{Q_t}{FS} - F(-)$

CAPACIDAD DE GRUPOS DE PILOTES.

En una cimentación profunda, los pilotes generalmente son colocados definiendo uno o varios grupos. El comportamiento de un grupo de pilotes difiere de un pilote aislado, por lo que en todo proyecto deberá revisarse la capacidad del conjunto o conjuntos aislados, de pilotes.

La información existente sobre la capacidad de carga de un grupo de pilotes es relativamente escasa, reduciéndose en algunos casos a una serie de reglas que deben ser cumplidas en toda cimentación piloteada. A continuación se describen algunas de dichas reglas y se presenta el criterio más aceptado, para la revisión de la capacidad de carga última de un grupo de pilotes.

En pilotes de punta apoyados en un estrato resistente no subyaci-do por suelos compresibles, la capacidad de carga del conjunto es igual a la suma de las capacidades de los pilotes individuales, siem-pre que se respete una separación adecuada entre los pilotes. En la práctica se ha observado que la separación mínima, entre centros de pilotes, es de 2.5 a 3 veces el diámetro o lado mayor de la sección del pilote, separaciones menores pueden provocar el levantamiento de pilotes previamente hincados, haciéndoles perder su apoyo, o una in-terferencia directa entre pilotes adyacentes por desviación durante el hincado.

Cuando el estrato resistente que servirá de apoyo está subyaci-do por suelo suaves, la capacidad de carga del conjunto queda limita-da por la capacidad de dichos suelos.

El criterio más aceptado para revisar la capacidad de carga úl-tima de un conjunto de pilotes, considera que el comportamiento del conjunto es equivalente al de una gran pila, cuya base queda al ni-vel de la punta de los pilotes, su perímetro es la envolvente del grupo y su capacidad de carga es prácticamente independiente del es-paciamiento de los pilotes. Bajo estas consideraciones debe cumplirse que:

$$nQ_a \leq \frac{Q_g}{FS} \quad \text{14}$$

donde:

n - Número de pilotes

Q_a - Capacidad de carga admisible por pilote

Q_g - Capacidad de carga del grupo de pilotes

FS - Generalmente igual a 3

$$Q_g = q_p BL + D_f (2B + 2L) f_s \quad \text{15}$$

donde:

B - Ancho del área de cimentación piloteada en m.

L - Largo del área de cimentación piloteada en m.

f_s - Resistencia al corte media del suelo, en ton/m², entre la superficie y la profundidad del desplante D_f .

q_p - Capacidad de carga última unitaria en ton/m²

El grupo de pilotes puede considerarse seguro contra falla por resistencia al corte del suelo, si la carga total del diseño no excede de $Q_g/3$. Si esta condición no se satisface, deberá cambiarse el diseño de la cimentación.

CARACTERISTICAS IMPORTANTES DE LOS DEPOSITOS DE ARENA Y LIMO.

Si el subsuelo en un terreno está formado por arena, la cimentación puede resolverse con zapatas, losas, pilas o pilotes. La elección depende principalmente de la compacidad relativa de la arena y de la posición del nivel freático. La compacidad relativa determina la capacidad de carga y el asentamiento de zapatas, losas, o pilas, y establece también la resistencia de los pilotes.

La posición del nivel freático es importante, porque excavar bajo él requiere drenaje y aumenta el costo de la cimentación. Sin embargo, también tiene una influencia apreciable en la capacidad de carga y en el asentamiento.

Los limos no plásticos y sin cohesión tienen la mayor parte de las características de la arena fina. En lo siguiente, se considerarán en lo general como sinónimos a los dos materiales.

BASES PARA EL PROYECTO.

1 - Zapatas en arena.

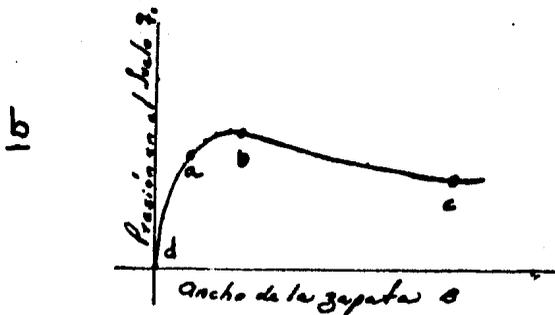
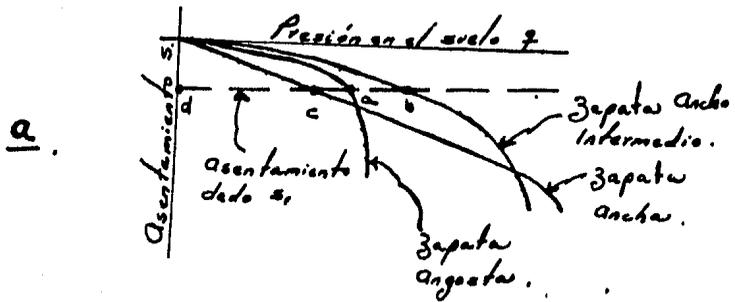
En la figura 19.1.a, se muestran relaciones típicas carga asentamiento para zapatas de anchos diferentes, desplantadas en la superficie de un depósito de arena homogénea. Cuanto más ancha es la zapata, mayor es la capacidad de carga por unidad de área. Sin embargo, para un asentamiento dado S_1 , por ejemplo 2 cm, la presión del suelo es mayor para una zapata de ancho intermedio B_b , que para una zapata grande de ancho B_c . Las presiones correspondientes a los tres anchos están indicadas por los puntos b, c, y a, respectivamente.

Pueden usarse los mismos datos para construir la figura número 19.1.b, que muestra la presión q_1 que corresponde a un asentamiento dado S_1 como función del ancho de la zapata. La presión en el suelo para un asentamiento S_1 aumenta al aumentar el ancho de la zapata, si ésta es relativamente pequeña, alcanza un máximo para un ancho intermedio y luego disminuye gradualmente al aumentar esta dimensión.

Figura 19.1 - Relaciones entre la presión del suelo, el ancho de la zapata, y los asentamientos, para zapatas de relación constante D_f/B sobre arena de compacidad relativa uniforme.

a) Curvas carga-asentamiento para zapatas de anchos crecientes B_a , B_b y B_c .

b) Variación de la presión del suelo con el ancho de la zapata para un asentamiento dado S_1 .

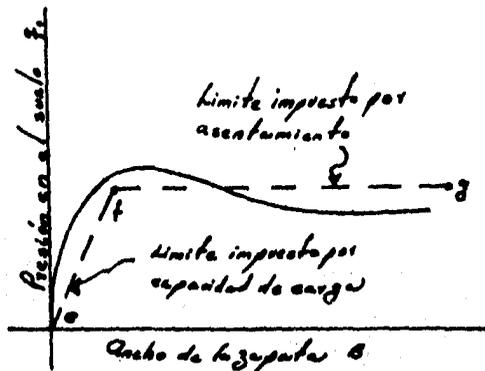


Aunque la relación mostrada en la figura 19.1.b, es generalmente válida para el comportamiento de zapatas sobre arena, influyen en ella varios factores, incluyendo la compacidad relativa de la arena, la profundidad a la que se desplanta la cimentación, y la posición del nivel freático. Además, la forma de la curva sugiere que, para zapatas angostas, las pequeñas variaciones en la presión real del suelo pueden conducir a grandes variaciones en el asentamiento y, en al-

gunos casos, a asentamientos tan grandes que el movimiento se consideraría como falla por capacidad de carga. La razón es clara al considerar la forma de la curva carga-asentamiento para una zapata ancha (figura 19.1.a). Por otra parte, un pequeño cambio de presión en una zapata ancha tiene poca influencia en asentamientos tan pequeños como S_1 además el valor de q_1 correspondiente a S_1 es muy inferior al que produciría una falla por capacidad de carga en una zapata ancha.

El procedimiento sencillo descrito en el resto del artículo para determinar las dimensiones en las zapatas en arena se basa en las aproximaciones ilustradas en la figura 19.2

Figura 19.2 - Relación real (línea llena) entre la presión del suelo y el ancho de la zapata, sobre arena para un asentamiento dado S_1 , y relación aproximada (línea de rayas) usada como base para el proyecto.



La porción cóncava hacia arriba de las curvas, semejante a la porción derecha de la figura 19.1 b, está reemplazada por una línea recta fg (figura 19.2), de acuerdo con la cual, la presión del suelo correspondiente del asentamiento S_1 es independiente del ancho de la zapata. El error para las zapatas de dimensiones usuales es ordinariamente menor que $\pm 10\%$. La porción izquierda rápidamente ascendente a las curvas, se reemplaza por la línea recta ef, que queda a la derecha de la curva real, proporcionando así un margen de seguridad contra una falla por capacidad de carga.

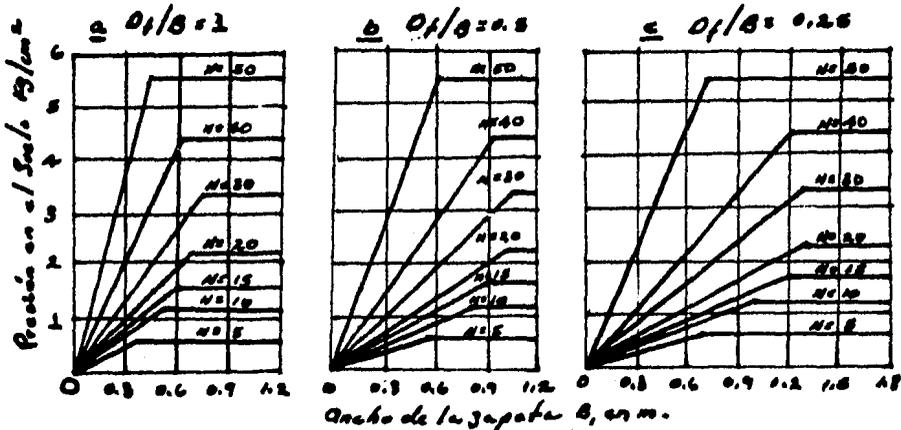
La posición de la línea quebrada efg es diferente para distintas arenas. Los procedimientos para obtener las líneas para diferentes arenas y para usarlas en el proyecto de zapatas se describen a continuación.

CONSIDERACIONES SOBRE EL ASENTAMIENTO.

La presión en el suelo que produce un asentamiento dado S_1 en una arena suelta es evidente, menor que la que produce el mismo asentamiento de una arena compacta. Por lo tanto, hablando en una forma aproximada, habrá una relación entre presión del suelo que produzca un asentamiento dado y los valores de N de la prueba de penetración estándar. Esta relación fué obtenida por Terzaghi y Peck sobre la base del conocimiento general de las cargas, asentamientos y valores de N para varias zapatas apoyadas en arena; el valor de S_1 se estableció en 2.5 cm, con la creencia de que si el asentamiento máximo se limita a esta magnitud, el asentamiento diferencial entre zapatas de un edificio dado, estará dentro de límites tolerables. La información que se tenía se interpretó conservadoramente, de manera que en la mayor parte de los casos, el asentamiento real de una zapata cuyas dimensiones se de-

terminaron con base en esta relación resulta menor que 2.5 cm. La experiencia ha enseñado que la relación era en realidad conservadora y algunas veces excesivamente; por lo tanto, se han sugerido varias modificaciones. La que se propone para uso actual está representada por las líneas horizontales del lado derecho de las tres partes de la figura 19.3. Cada línea corresponde a un valor particular de N , e indica la presión correspondiente en el suelo para un asentamiento de 2.5 cm. Las líneas se dibujan con la condición de que el nivel de aguas freáticas esté a gran profundidad. La corrección necesaria para otras posiciones se considera después.

Figura 19.3 - Diagrama de proyecto para determinar las dimensiones de zapatas poco profundas, apoyadas en arena.



Las líneas horizontales en la figura 19.3, forman parte de un diagrama para diseñar zapatas en arena. El uso y limitaciones del diagrama se estudian después de una investigación de las limitaciones impuestas por la capacidad de carga de la propia arena.

CONSIDERACIONES SOBRE LA CAPACIDAD DE CARGA.

Ya se ha señalado que, para zapatas angostas, pequeños aumentos en la presión del suelo pueden producir aumentos tan grandes en el asentamiento, que el movimiento se consideraría como falla por capacidad de carga. Por lo tanto, cualquier procedimiento aceptable para determinar las dimensiones en las zapatas de arena, debe asegurar que, aunque el asentamiento bajo las condiciones previstas no exceda de 2.5 cm, el margen contra falla por capacidad de carga sea amplio, a pesar de las inevitables diferencias entre las condiciones previstas y las reales.

Los pesos volumétricos de las arenas, ya sean secas, húmedas o saturadas, quedan dentro de un intervalo estrecho; por lo tanto, si el peso volumétrico de la arena en sí, no es variable importante en la determinación de la capacidad de carga de una zapata. Sin embargo, si la arena está localizada abajo del nivel freático, solamente el peso de la arena sumergida es efectivo para producir fricción. El peso del material sumergido es aproximadamente la mitad del peso del material húmedo, seco o saturado. El valor de ϕ no cambia apreciablemente por este concepto. Por lo tanto puede concluirse que una elevación del nivel freático, desde una profundidad mayor que B abajo de la base de la zapata, hasta la superficie del terreno, tendría el efecto de reducir la capacidad de carga aproximadamente la mitad del valor correspondiente a la arena húmeda, seca o saturada; así la posición del nivel freático es de gran importancia práctica para determinar la capacidad de carga de una zapata en una arena.

En resumen, la capacidad de carga máxima de una zapata sobre arena, depende principalmente de cuatro variables: La posición del nivel fre-

ático, la compacidad relativa de la arena, el ancho de la zapata y el espesor de sobre carga que la rodea.

GRAFICA DE DISEÑO PARA ZAPATAS EN ARENA.

Las consideraciones para el asentamiento y la capacidad de carga estudiadas en el subtítulo anterior, definen las ramas izquierda y derecha de las curvas de la figura 19.3. Las curvas son un medio conveniente para determinar las dimensiones de las zapatas en arena.

El ancho B puede tomarse en la figura 19.3 como el lado de una zapata cuadrada, la dimensión más pequeña de una zapata rectangular, el ancho de una zapata larga continua, o el diámetro de una zapata circular.

La gráfica se aplica a las zapatas superficiales ($D_f \leq B$) apoyadas en una arena uniforme y en la que el nivel freático está tan profundo que no influye en el comportamiento de la zapata. Por otra parte, los valores de N tienen que ajustarse algunas veces por la influencia de la presión de la sobrecarga durante la ejecución de la prueba de penetración estándar; también, la variabilidad del depósito, que se acusa por la variación de los valores de N de sondeo a sondeo, es usualmente apreciable y debe tomarse en cuenta y, finalmente, la influencia del nivel freático, si está a poca profundidad de manera que pueda afectar el comportamiento de las zapatas, debe evaluarse.

La gráfica de la figura 19.3 se basa en el comportamiento de las zapatas desplantadas a poca profundidad, de dimensiones y profundidades normales abajo de la superficie del terreno. De acuerdo con

la ecuación $C_n = 0.77 \log \frac{200}{\bar{p}}$; _____ 16, \bar{p} = presión vertical efec-

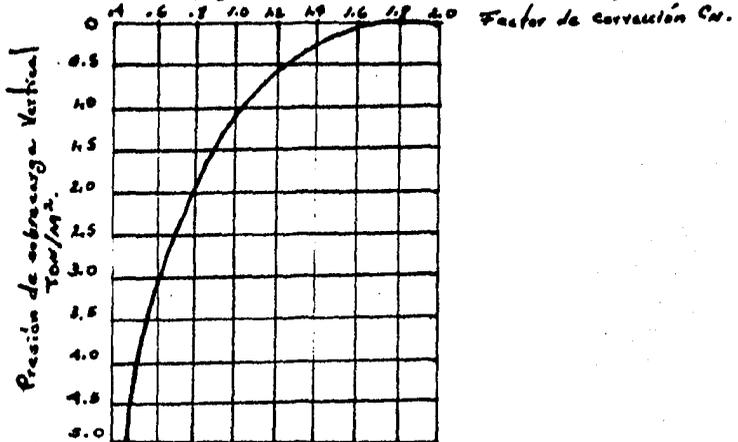
tiva en ton/m², factor de corrección C_n ; con el que se ajustan los valores de N a los correspondientes a una presión de sobrecarga de 10 tons/m², varía para este intervalo de 1.2 a 0.93. Por lo tanto, los datos en que se basa este diagrama corresponden a condiciones en las que no se necesitan correcciones de los valores de N, por el efecto de la presión de sobrecarga. Bajo estas circunstancias, el diagrama puede usarse directamente para el proyecto de las zapatas de una estructura propuesta.

Inversamente, cuando se espere que la presión de la sobrecarga correspondiente a los valores de N que van a regir el proyecto de las zapatas que se propongan, difiera mucho de 10 ton/m², los valores de N deben corregirse. Si, por ejemplo, se hacen sondeos a partir de un nivel original del terreno que se va a excavar para hacer los sótanos, por ejemplo hasta una profundidad de 6 m, los valores sin corregir de N pueden ser demasiado grandes. Por otra parte, si la estructura no va a tener sótano, y las zapatas van a estar a un nivel alto, los valores pertinentes de N corresponderán a profundidades pequeñas y, si no se corrigen, pueden ser demasiado pequeños.

Por lo tanto como procedimiento general, debe estimarse la variación de la presión efectiva de la sobrecarga con la profundidad, abajo de la superficie del terreno, cuando se hace el sondeo, y corregirse cada valor de N de acuerdo con la ecuación 16. Si resulta evidente que las presiones efectivas de sobrecarga en el intervalo de profundidades que rigen en el proyecto de las zapatas, van a quedar dentro de un intervalo de valores al que corresponderán fac-

tores de corrección comprendidos entre 0.8 y 1.2. De otra manera, deben hacerse las correcciones adecuadas. Por comodidad puede usarse la gráfica de la figura 19.6. Adviértase que, con presiones efectivas de sobre carga muy pequeñas, la ecuación 16 dá valores de corrección irrazonablemente grandes, mientras que en la figura 19.6 el valor límite superior C_n es 2.0. Por lo tanto, para valores de la presión efectiva de la sobrecarga, menores de 2.4 ton/m², el factor de corrección debe tomarse de la gráfica.

Figura 19.6 - Gráfica para la corrección de los valores de N , por influencia de la sobrecarga.



Ningún depósito de arena natural es perfectamente uniforme, para tener la seguridad de que se han tomado en cuenta las condiciones del subsuelo menos favorables, deberá determinarse la resistencia a la penetración en la arena del lugar, con sondeos y pruebas de penetración estándar en varios puntos; de preferencia haciendo un sondeo por cada 4 ó 6 zapatas.

Se ha demostrado que, cuando el nivel de agua freática varia entre una distancia inferior a B de la base de una zapata hasta el nivel del terreno, tiene el efecto de reducir la capacidad de carga a aproximadamente la mitad, del valor correspondiente a cuando la arena está húmeda, seca o saturada. Esta elevación del agua, que reduce las presiones efectivas dentro de la arena a aproximadamente la mitad de sus valores originales, también reduce la firmeza de la arena, por lo tanto la presión necesaria en la zapata para producir un asentamiento de 2.5 cm, si el nivel freático está en la superficie del suelo, es solamente la mitad de la necesaria para producir dicho asentamiento, si el nivel del agua está a una profundidad B o mayor bajo la zapata.

Así si el nivel del agua está y permanecerá a una profundidad de $D_f + B$ o mayor, bajo la superficie del terreno que rodea la zapata, ésta puede proyectarse con presiones tomadas directamente de la gráfica. Si el nivel freático está situado en o puede alcanzar la superficie del terreno, los valores de la gráfica deberán multiplicarse por el factor de corrección $C_w = 0.5$

Procedimiento de proyecto basado en la gráfica para zapatas en arena - Como la permeabilidad en arena es lo suficientemente grande para permitir el rápido ajuste a los cambios de esfuerzo, es probable que el comportamiento de una cimentación en arena acuse la influencia de las cargas máximas en vez del promedio de ellas a largo plazo. Esta característica debe considerarse al elegir las cargas para las que deben determinarse las dimensiones de las zapatas.

En el proyecto práctico de cimentaciones, se acostumbra determinar las dimensiones de todas las zapatas para la misma presión neta en el suelo, excepto para unas cuantas que tienen que considerarse como casos especiales.

Si la presión de proyecto está influida por la presencia del agua freática, es probable que la zapata más grande requiera la mayor corrección. Por lo tanto, debe determinarse la presión en el suelo para la zapata que va a estar sujeta a la mayor carga del proyecto. Eligiendo la presión en el suelo para esta zapata sobre la base del valor promedio mínimo de N , como se describió antes, el proyectista se asegura de que la zapata mayor, aunque esté situada en la parte más suelta del depósito, no se asentará más de 2.5 cm. El asentamiento diferencial entre ésta y cualquier otra zapata, no puede exceder de 2.5 cm y, en realidad, rara vez excederá 2 cm. Un asentamiento diferencial de esta magnitud entre columnas adyacentes en las estructuras ordinarias, generalmente se considera tolerable y de hecho, éste es el criterio principal en el que se ha basado el procedimiento del proyecto.

Después que se han determinado las dimensiones de cada una de las zapatas más pequeñas, tomando como base la presión en el suelo elegida para la zapata mayor, se entra a la figura 19.3 con el ancho B y el valor adecuado de D_f/B de cada una de las zapatas más pequeñas para comprobar si la presión admisible en el suelo puede estar gobernada por capacidad de carga; es decir, si el valor de B corresponde a la rama ascendente izquierda de la curva de proyecto. Si corresponde, las zapatas deberán ser rediseñadas con la presión menor. Deberá hacerse la corrección correspondiente por el nivel del agua freática - al nuevo ancho de la zapata, la zapata cuyas dimensiones se rijan por capacidad de carga puede sufrir asentamientos menores de 2.5 cm, pero no es probable que el asentamiento sea menor que 0.5 cm. Por lo tanto, el asentamiento diferencial del edificio todavía quedará dentro de los límites de tolerancia acostumbrados.

LOSAS DE CIMENTACION EN ARENA.

Presión en el suelo - Debido al gran tamaño de las losas comparado con el de las zapatas, el factor de seguridad contra una falla por capacidad de carga de la arena inferior es siempre muy grande. Esto puede verse en la ecuación de Terzaghi; si el ancho de la losa es de solo 6.0 m, y la profundidad únicamente de 3.0 m y el número de golpes igual a 10 más, la capacidad de carga máxima de arena sumergida excede de 68 ton/m². Al aumentar el ancho de la losa o al aumentar la compacidad relativa de la arena, la capacidad de carga máxima aumenta rápidamente. Por lo tanto, el peligro de que una losa grande pueda fallar en arena es demasiado remoto para que haya que tomarlo en cuenta.

Debido al gran tamaño de las losas, los esfuerzos en la arena en que se apoyan serán relativamente elevados a profundidad considerable; por lo tanto, la influencia de bolsas sueltas locales distribuídas aleatoriamente en la arena será igual en todas las partes de la losa, y asimismo el asentamiento diferencial será menor que el de una cimentación de zapatas proyectada para producir la misma presión en el suelo. Aunque no es remota la posibilidad de que una zapata aislada se apoye completamente sobre una bolsa de arena suelta y experimente - grandes asentamientos, una bolsa análoga que quede debajo de parte de una losa tendrá una influencia mucho menor.

Debido a que los asentamientos diferenciales en una losa son menores que las de una cimentación de zapatas proyectada para la misma presión en el suelo, es razonable permitir presiones mayores en la losa. La experiencia ha demostrado que puede usarse una presión igual al doble de la que se permita en zapatas individuales, sin causar asentamientos diferenciales perjudiciales. Sin embargo, para presiones que produzcan un asentamiento diferencial de 2 cm, el asentamiento

to máximo de una losa puede ser de 5 cm en vez de 2.5 cm como en una cimentación de zapatas.

La forma de la curva de la figura 19.1 b demuestra que la presión neta en el suelo, correspondiente a un asentamiento dado es prácticamente independiente del ancho de la zapata o losa, cuando esta dimensión se hace grande. La presión neta admisible en el suelo para el proyecto puede tomarse con precisión suficiente como el doble de la presión indicada por las líneas horizontales de la figura 19.3. La relación correspondiente entre la presión neta admisible y N es:

$$q_a \text{ (ton/m}^2\text{)} = 2.15 N \quad (5 \leq N \leq 50) \quad \underline{\hspace{10em}} \quad 17$$

Para valores de $N > 50$, la relación lineal expresada por la ecuación 17 queda algo fuera de la seguridad. Además, los valores de N de esta magnitud pueden asociarse a la presencia de grava o boleo, o a la cimentación. Por lo tanto, deberán examinarse cuidadosamente para que permitan juzgarse el procedimiento de rutina descrito en el párrafo anterior es aplicable a las condiciones prevaletientes.

Los valores de q_a de la ec. 17 con las correcciones adecuadas, sirven como base racional para el proyecto de las losas de cimentación en arena en la mayor parte de las condiciones que se encuentran en el campo.

Pueden aumentarse algo, si se encuentra un manto de roca a una profundidad menor que la mitad del ancho de la losa.

Si el valor promedio de N después de la corrección por la influencia de la presión de la sobrecarga es menor que 5, la arena - - - -

se considera demasiado suelta para que tenga éxito una losa de cimentación. Será necesario compactar la arena o la cimentación debe rá apoyarse en pilotes o pilas.

Las cargas que deben considerarse al calcular la presión global producida por la losa de cimentación en el suelo, son la carga muerta de la estructura, incluyendo la propia losa y la carga viva máxima permanente. La sobrecarga debida al peso del suelo entre la superficie del terreno circundante y el nivel de desplante de la cimentación, se resta de la presión global para obtener la presión neta, para compararla con la capacidad de carga admisible en el suelo. Es decir, la presión neta en la base de la losa de cimentación es:

$$q_{\text{neta}} = \frac{Q}{A} - \gamma D_f = q_b - \gamma D_f \quad \text{18}$$

donde:

Q - Peso total de la estructura más la carga viva

A - Area de la base de la losa

q_b - Presión global en el suelo o presión de contacto en la base de la losa de cimentación.

Los edificios apoyados en losas, en los que el sótano se prolonga hasta quedar dentro del agua freática, sufren el empuje de la subpresión o flotación hidrostática igual a $\gamma_w (D_f - D_w)$ por unidad de área. El efecto benéfico de la flotación se toma automáticamente en cuenta al calcular la presión neta, siempre que el peso total de la sobrecarga γD_f sea el que se usa en la ecuación 18; sin embargo, en muchos casos, el asentamiento está gobernado por las condiciones que prevalezcan durante la construcción, más que por las que prevalezcan al final.

Durante la construcción de la subestructura, el nivel freático generalmente se abate por abajo de la base de la losa de cimentación. Si luego sube a un nivel mayor, la presión global del suelo se reduce por la subpresión igual a toda la carga hidráulica en la base. Simultáneamente, el peso efectivo de la sobrecarga se reduce en la misma cantidad. Por lo tanto, la flotación no influye en la presión neta admisible, es función de la corrección por la posición del nivel freático.

Si se elige la presión en el suelo de acuerdo con los procedimientos anteriores y si el valor corregido de N no es menor que 5, los asentamientos diferenciales entre columnas adyacentes de una losa de cimentación sobre arena, no excederán de 2 cm, - siempre que la base de la losa esté situada cuando menos a 2.5 m abajo de la superficie del terreno circundante. La experiencia ha demostrado que, si la sobrecarga es menor que esta cantidad, los bordes de la losa de cimentación se asentarán mucho más que el interior, debido a la falta de confinamiento de la arena.

PILAS EN ARENA.

Condiciones para el uso de las pilas - Las pilas pueden desplantarse sobre un lecho de arena compacta a una profundidad considerable abajo de la superficie del terreno, si los materiales subyacentes son demasiado blandos o compresibles para el soporte de la estructura o si pueden desalojarse por socavación.

Con respecto a lo anterior, las condiciones en las que resulta adecuado el uso de las cimentaciones de pilas son semejantes a las que conducen a los pilotes, y la elección entre pilas o

pilotes depende principalmente de la economía y de ciertos detalles que influyen en el procedimiento de construcción. Por ejemplo, si el material subyacente contiene depósitos orgánicos que incluyan troncos de árboles, o si existe la posibilidad de que haya numerosos boleos grandes arriba del estrato de apoyo, puede no ser posible hincar pilotes a la profundidad necesaria. Bajo estas condiciones, una cimentación de pilas puede ser la indicada. Por otra parte, la excavación para una pila afloja algo el depósito de arena en el que se apoya la estructura, mientras que si se hincan pilotes en la arena, éstos tenderán a compactar el estrato de apoyo. Debido a estas condiciones, puede ser preferible una cimentación de pilotes.

Capacidad de carga y asentamiento de las pilas - La capacidad máxima de carga de las pilas excede de la calculada con la ecuación $q_d = 1/2 B \cdot N_p + \gamma D_f (N_q - 1)$ — 19 Si existe la posibilidad de que el material circundante sea desalojado ocasionalmente por la socavación, su influencia benéfica debe despreciarse. Por lo tanto, en general, es una actitud conservadora y justificable determinar la capacidad de carga utilizando la ecuación anterior - con el factor de seguridad adecuado.

El asentamiento de una pila bajo una presión neta dada en el suelo, es menor que el de una zapata a poca profundidad, en arena de compacidad relativa comparable, debido a la presión de confinamiento producida por el peso del material sobreyacente. Sin embargo, a las profundidades comparativamente grandes asociadas a las pilas, la presión de confinamientos también aumenta correlativamente los valores de N en la prueba de penetración estándar,

como se indica en la figura 19.6. Por lo tanto, a menos que el nivel final de la superficie del terreno difiera mucho con el que había en el momento en que se hincaron las pruebas de penetración estándar, la presión admisible en el suelo puede obtenerse entrando en las porciones horizontales de las curvas de proyecto, figura 19.3, con los valores de N sin corregir por presión confinante. Las porciones inclinadas en las curvas de proyecto pueden ignorarse, porque los requisitos de capacidad de carga tendrán que comprobarse separadamente aplicando la ecuación 19. Por supuesto, los valores de q_a de la figura 19.3 deben corregirse por la posición del nivel freático. La presión del suelo, determinada de esta manera no debe aumentarse arriba de la permisible para zapatas a poca profundidad, si la socavación puede desalojar la mayor parte de la sobrecarga. Además si el suelo que rodea la porción superior de las pilas es compresible, y si se coloca un relleno nuevo después de la construcción de las pilas, puede ser necesario tomar en cuenta la fricción negativa.

En muchos casos, el mismo peso de una pila es una fracción grande de la carga total transmitida por la pila a la arena, pero el asentamiento que ocurre antes de que la pila se complete puede no tener importancia. Por ejemplo puede permitirse que las bases de las pilas de puentes se asienten bastante, mientras se cuele el concreto, sin efectos perjudiciales. Bajo estas circunstancias, el peso de la pila puede restarse en la carga neta total, antes de que se termine el área de la base por los procedimientos descritos en el párrafo anterior. Sin embargo deben satisfacerse los requisitos para un factor de seguridad para la carga total neta, incluyendo el peso de la pila.

PILOTES EN ARENA.

Uso de los pilotes en arena -

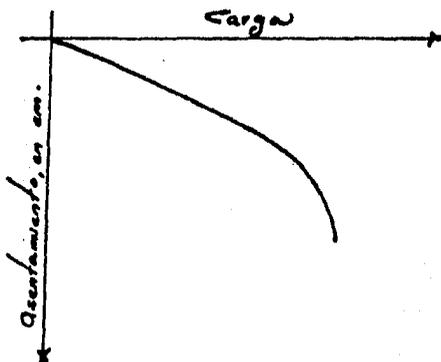
- 1) Los pilotes pueden hincarse a través de materiales blandos o compresibles hasta una capa de arena compacta a la que se pueda transferir el peso de la estructura.
- 2) Pueden hincarse en arena suelta para compactarla y aumentar su capacidad de carga.
- 3) Pueden hincarse en un manto de arena para desplantar la cimentación abajo de la mayor profundidad a la que la arena pueda ser desalojada por socavación.

Pilotes hincados hasta apoyarlos en arena compacta - Cuando el material situado directamente debajo del nivel de la cimentación es demasiado compresible o inestable para soportarla, el peso de la estructura debe, transferirse, si es posible, a un estrato más adecuado a un nivel inferior. Si este estrato está formado por arena, los pilotes frecuentemente se hincan a través de los materiales blandos y lo suficiente en la arena para que adquieran la capacidad de carga adecuada. Si la arena está moderadamente suelta, los pilotes tendrán que hincarse un monto considerable, si está algo compacta, puede no ser posible que la penetración sea de más de unos cuantos decímetros. En cualquier caso, el apoyo proporcionado a los pilotes por la arena, proviene en parte, de la resistencia de la punta a penetrar más, y en parte de la fricción entre el tramo inferior de los pilotes y la arena.

Usualmente no es posible, tomando como base los resultados de las pruebas de laboratorio, hacer una estimación precisa de la carga que puede soportar un pilote hincado a través de materiales blandos hasta un depósito de arena. La información más segura se obtiene utilizando pruebas de carga. En los depósitos de este tipo, la forma de la curva

carga-asentamiento para un pilote individual, es semejante a la mostrada en la figura 7. A menos que el pilote falle estructuralmente, lo que es improbable, la curva carga-asentamiento se aproximará a una tangente inclinada. Por lo tanto, el pilote no falla hundiéndose en el terreno, sino que simplemente continúa asentándose o penetrando en la arena al aumentar las cargas. La carga límite para el proyecto debe basarse en el valor del asentamiento que pueda considerarse tolerable.

Figura 7 - Resultados típicos de pruebas de carga en pilotes de punta.



La predicción de la profundidad a la que los pilotes deben prolongarse dentro de la arena para desarrollar la capacidad requerida está llena de incertidumbres. El procedimiento más satisfactorio excepto el de hacer una serie de pruebas de carga en pilotes de diferentes longitudes, consiste en determinar la profundidad necesaria, tomando como base el registro de penetración de los pilotes durante el hincado.

Si el suelo que está arriba de la arena es capaz de desarrollar un endurecimiento importante, la influencia de éste en la acción del grupo, en la fricción negativa y en las técnicas de las pruebas es comparable a la que se presenta en los pilotes en arcilla,

en conexión con pilotes de punta que atraviezan materiales semejantes hasta apoyarse en arcillas firmes. En particular, si parte de la resistencia dinámica de un pilote aislado se desarrolla en las capas superiores blandas, esta resistencia no debe engañar al ingeniero, haciéndolo creer que la capacidad de carga del pilote, bajo carga estática, en la cimentación, será tan grande como el valor obtenido con la prueba de carga.

Pilotes para compactación - Al hincar pilotes en una capa de arena suelta se compacta el material, en parte, debido a la disminución de la relación de vacíos necesaria para compensar el volumen de los pilotes, y en parte, por el efecto compactador de las vibraciones - producidas por el hincado. Cuando se han hincado los pilotes, los asentamientos de la estructura son aproximadamente los mismos que los estimados de acuerdo con los procedimientos descritos para zapatas y losas sobre arena relativamente compacta.

Como el objeto de los pilotes para compactar es simplemente aumentar la compacidad de la arena, la resistencia estructural de los mismos es de poca transcendencia.

Ordinariamente, los pilotes con mucha conicidad, son los más efectivos y económicos. Si la estructura se va a apoyar en zapatas sobre pilotes, éstos deben hincarse en grupos y los pilotes más interiores de cada grupo, deben hincarse primero para obtener la máxima y más uniforme compactación debajo de cada zapata. Si se va a apoyar la estructura en una losa de cimentación sobre pilotes, éstos deberán estar uniformemente espaciados en toda el área.

La carga de proyecto que se asigne a los pilotes para compactación es necesariamente algo arbitraria. Si los pilotes se hincan hasta obtener la misma penetración por golpe de todos ellos, sus longitudes irán disminuyendo progresivamente, porque cada pilote se hinca en arena algo más compacta que el anterior. Además si se interrumpe el hincado es relativamente baja, la reanudación de la hinca después de hincar los pilotes vecinos, acusará una resistencia incrementada, debido al aumento de la compacidad relativa y en la presión de confinamiento originada por el hincado de los pilotes vecinos.

En las obras pequeñas, usualmente se asignan cargas de 30 toneladas a los pilotes precolados de concreto o colados en el lugar. En las obras grandes, deberán hincarse un grupo de prueba de varios pilotes. Primero se hinca el pilote del centro del grupo, ésto debe realizarse hasta que tenga la capacidad indicada por la ecuación de onda y por el registro de hincado del pilote, debiendo de ser algo menor que la capacidad deseada para la obra. Al hincar los pilotes siguientes del grupo, deberán obtenerse también los registros del hincado e hincarse a la misma penetración por golpe que el pilote central. Cuando todo el grupo se haya instalado, el pilote central se vuelve a hincar y su capacidad se juzga tomando como base el registro de rehincado.

La información permitirá la selección de los criterios adecuados para la obra. Después de haber rehincado el pilote central, deberá sujetarse a una carga de prueba para verificar el equivalente de la capacidad real y la determinada con la ecuación de onda.

La longitud de los pilotes para compactación es también difícil de predecir. Disminuye mucho al aumentar la conicidad. Los pilotes de 20 a 30 toneladas de capacidad, que tengan una conicidad de 1.3 rara vez penetran más de 8 m, aún en arena suelta.

Pilotes en arena muy fina y limo - En los desarrollos anteriores se ha supuesto que la arena, dentro o a través de la cual se hincan los pilotes, es lo suficientemente permeable para que permita la disipación de las presiones de poro debida al hincado, así tan rápida mente como se producen. Esta condición no se satisface en arenas -- finas y en los limos. Las consecuencias dependen de que el suelo - esté suelto o compacto. Al hincar sucesivamente los pilotes de estos suelos cuando están sueltos, las presiones de poro acumuladas reducen los esfuerzos efectivos entre las partículas, y reducen en forma correspondiente la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

Si la presión de poro llega a ser lo suficientemente grande, el suelo se transforma en un líquido viscoso, en el que los pilotes previamente hincados se desalojan fácilmente a los lados y hacia arriba. Los pilotes huecos de acero o de madera pueden flotar en casos extremos. Este comportamiento es especialmente malo si se trata de pilotes de punta. Para evitar estas dificultades, es ventajoso usar tipos de pilotes que desalojen el menor volumen de suelo posible, si se va a compactar arena fina o limo por medio de pilotes, puede ser necesario reducir drásticamente la rapidez del avance de la obra para dar tiempo a que el agua se drene; de otra manera, simplemente convierte al suelo en un lodazal. Sin embargo, si pueden hincarse los pilotes, aunque sea con dificultad, la disipación de las presiones de poro puede acompañarse de un endurecimiento sustancial y dar como resultado una buena cimentación.

Si la arena fina o el limo son compactos, pueden presentar una gran resistencia a la penetración de los pilotes, debido a la tendencia a la dilatación y a la aparición de presión de poro negativa, durante las distorsiones por cortante debidas al hincado de los pilotes.

El análisis de los registros de hincado por medio de la ecuación de onda puede indicar una elevada capacidad dinámica, pero en vez de endurecimiento pueden ocurrir grandes relajaciones. Una indicación de la relajación puede obtenerse del análisis de onda hecho de los datos de rehincado obtenidos después de que la presión de poro ha alcanzado el equilibrio, pero es preferible basar la evaluación en pruebas de carga.

PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

Pilotes precolados apropiados para ser hincados al golpe - 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 ó 10 m, como límite inferior y 30 m o algo más como superior. Estos pilotes requieren lugar de colado, tiempo de 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 garantice ampliamente la del conjunto.

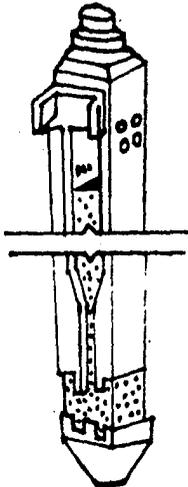
Los pilotes pueden ser reforzados o presforzados, a continuación se describen algunos tipos especiales de pilotes que han sido usados en las prácticas de las obras.

- a) Pilote presforzado 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 5 m de longitud aproximadamente. A lo largo de todo el pilote, coincidiendo en todas las secciones, existen perforaciones próximas a la periferia de calibre suficiente para contener a los alambres longitudinales de presfuerzo, los que, armado el pilote, se tensan con gatos y se sujetan rellenando las perforaciones con mortero de cemento.

Estos pilotes pueden llegar a diámetros de 1 m aproximadamente.

- b) Pilotes Hawcube - Estos pilotes son de una patente inglesa. Consisten en tramos de concreto precolados de 1.5 m a 3.0 m de longitud, que se van hincando y uniendo por machiembrado ayudado por mortero. Contribuyen a evitar difíciles maniobras de manejo, inevitables en pilotes largos.
- c) Pilotes Gigantes - Estos pilotes son de concreto protegidos por canales de acero que sirven de camisa (figura número 8)

Figura Número 8 - Pilote Gigante



Los canales protegen al pilote de los golpes del martinete, absorbiendo una grán parte de la energía del impacto, además embonan con una zapata de acero que cubre la punta del pilote, lo que sirve para transmitir la energía del 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 martinetes de menor energía de hincado. El golpe se dá en un cabezote de

acero directamente conectado a la armadura de canales. Al término del hincado se extraen los canales halándolos; el hincado de pilotes adyacentes, elimina posteriormente el espacio vacío dejado por la remoción de los canales.

TIPOS DE PILOTES COLADOS EN EL LUGAR.

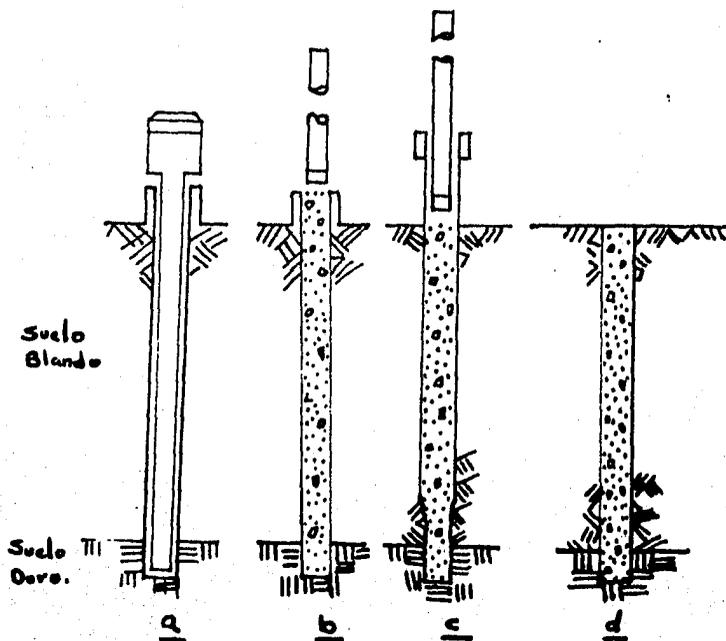
Existe una gran variedad de pilotes que se construyen directamente en el lugar en que definitivamente van a cumplir su cometido; pilotes que no se construyen en otra parte para después ser hincados a golpes hasta su posición definitiva. Genéricamente se denomina a estos pilotes colados en el lugar o in situ.

Estos pilotes se distinguen y clasifican por los procedimientos que sirven para construirlos; éstos son sumamente variados y comprenden la excavación de perforaciones ademadas o no, que después se rellenan de concreto; gatos que hacen penetrar los ademes a presión o métodos que involucran la utilización de explosivos. Muchos de los tipos de pilotes colados en el lugar de uso normal son patentes comerciales que difieren entre sí relativamente poco; esta competencia de carácter puramente comercial ha complicado el campo - produciendo un gran número de variantes, respecto a unos pocos tipos básicos. Los pilotes pueden construirse sin ademe permanente o con él; los primeros se usan donde no se derrumbe o cierre la excavación previa que se haga para la construcción del pilote, en donde el agua no se 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 hincado.

A continuación se describen brevemente los tipos más comunes de pilotes colados en el lugar sin ademe permanente.

- a) Pilote McArthur de concreto comprimido - Este pilote puede construirse hasta un diámetro del orden de 60 cm en forma satisfactoria a través de cualquier suelo, siempre que no ceda lateralmente cuando el concreto está presionado. El equipo de construcción comprende un ademe tubular y un émbolo que ajusta bastante bien en su interior. El procedimiento de construcción es el siguiente: En primer lugar se hinca el edeme circular con el émbolo bajado hasta su parte inferior; logrando el nivel deseado, se retira el émbolo y se rellena el ademe de concreto; en seguida, se extrae el ademe por tracción, asegurando al concreto con el peso del émbolo, para evitar que sea arrastrado hacia afuera, figura No. 9

Figura No. 9 - Pilote McArthur



- a.1) Pilote Western - Los pilotes Western son una variante de los anteriores en la que se acciona el émbolo con un mecanismo de poleas, de modo que al ser extraído el ademe utilizando el martinete de hinca, dicho mecanismo hace que el émbolo presione al concreto para garantizar que éste quede en posición dentro del ademe, sin arqueos y sin arrastre, cuando éste es extraído.
- b) 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.

El equipo utilizado incluye un ademe tubular hueco, con un émbolo interior que ajuste bien con él. La operación para formar al pilote es la siguiente, (figura No. 10).

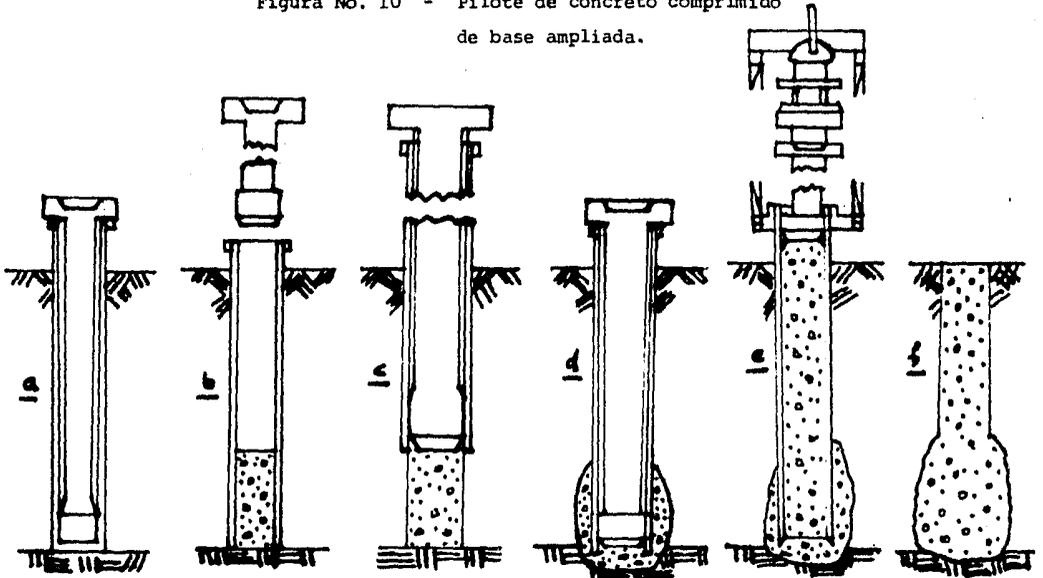
Se hinca el ademe con el émbolo hasta el fondo; a continuación se levanta el émbolo hasta retirarlo del ademe y se llena éste hasta una cierta altura asegurando el concreto con el émbolo y se hinca el ademe, con el émbolo de nuevo llevado hasta el fondo, a través del concreto fresco, con lo que se produce la ampliación de base característica de estos pilotes. Se retira ahora otra vez el émbolo y se rellena de concreto con todo el ademe. Finalmente se retira el ademe con presión hacia arriba, a la vez que con el émbolo 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 a-

planadas dan buen resultado para apoyo en roca.

En los pilotes McArthur de concreto comprimido y con base ampliada, ésta se forma dando golpes al concreto que se vació en el ademe, en lugar de rehincar el sistema ademe-émbolo a través de él.

Figura No. 10 - Pilote de concreto comprimido de base ampliada.



c) Pilotes Vibro - Son estos pilotes apropiados para ser construídos a través de un suelo que, aún siendo blando tenga la consistencia necesaria para que el concreto no se difunda lateralmente a su través. Los pilotes suelen hacerse de concreto reforzado, con un armado que usualmente es objeto de especificación previa; la extracción del tubo y la formación del pilote se logran - - - - -

por medio de golpes del martillo hacia arriba y hacia abajo. En el golpe hacia arriba, el ademe sube algo y una parte del concreto que lo llena fluye hacia abajo y lateralmente para llenar el espacio anular dejado por la parte del edeme 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 pisón 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.

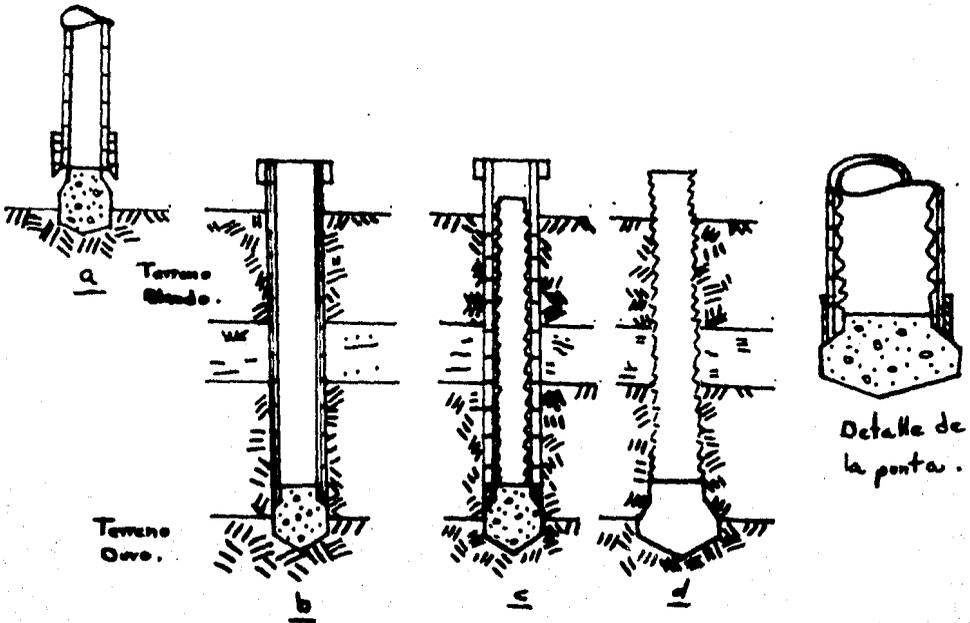
A continuación se describen brevemente algunos tipos de pilotes colados en el lugar que requieren ademado permanente. Se usan generalmente allí donde surjan los inconvenientes mencionados al principio de este capítulo. El ademe permanente es generalmente de lámina delgada corrugada y va colgado dentro del ademe de hincas, más 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 y que fueron tratados en párrafos anteriores. La diferencia estriba en que ahora se introduce en el ademe de hincas y una vez colocado éste, el ademe ligero y generalmente corrugado, antes de vaciar el concreto.

a) Pilotes Button-Bottom - Se utilizan cuando se desea un incremento en el área de apoyo del pilote. Se han 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 operación el ademe se rellena de concreto y se extrae el tubo de hincá sin peligro, gracias a la fijación del ademe interior. (Figura No. 11)

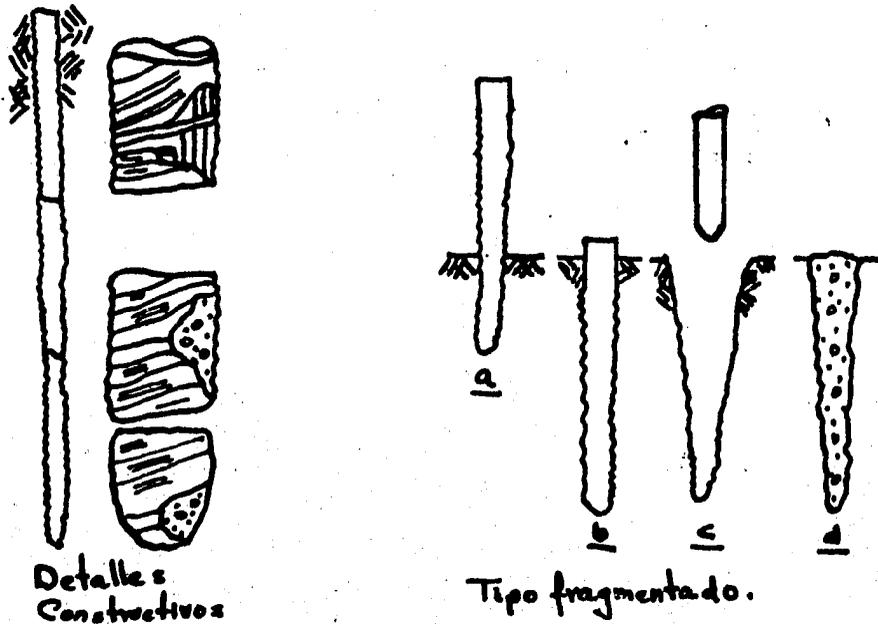
Figura No. 11 - Pilotes Button-Bottom



b) Pilotes Raymond con ademe metálico delgado hincado 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, figura No. 12

El ademe puede ser inspeccionado una vez colocado y antes de ser rellenado con concreto, que puede ser simple o reforzado. Recientemente se ha utilizado una variante del pilote presentado en la figura No. 12, en el que se adopta una forma telescópica para el ademe correspondientemente para mandril interior, con tramos de diámetro cada vez menor según se desciende a lo largo del fuste del pilote.

Figura No. 12 - Pilote Raymond



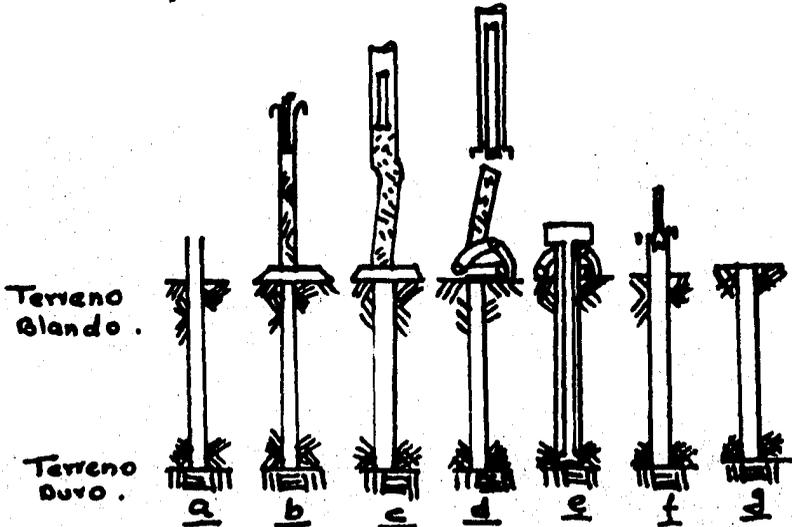
Pilotes hincados a presión o preexcavados.

a) Pilotes preexcavados - Estos pilotes son sumamente ventajosos cuando se trabaja con un suelo blando que se desplace lateralmente durante la hincada de un pilote, perjudicando a otros previamente hincados; también lo son cuando existe un grán número de pilotes muy próximos, con lo que se presenta el peligro de levantar y desplazar a un pilote ya colocado con el hincado de otro vecino.

El método de la preexcavación es también ventajoso cuando se trata de construir pilotes de grán diámetro. Básicamente, estos pilotes se construyen siguiendo los lineamientos que se describen a continuación. (Figura No. 13).

Se hincan un tubo de acero con una punta biselada hasta el estrato de apoyo; se extrae el tubo con el material que quedó en su interior. El material se vacía elevando el tubo y colocando un mandril fijo en su extremo superior que impida que el material suba con el tubo. Después 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; en seguida se presiona el mandril sobre el concreto y se extrae el tubo.

Figura No. 13 - Pilote Preexcavado



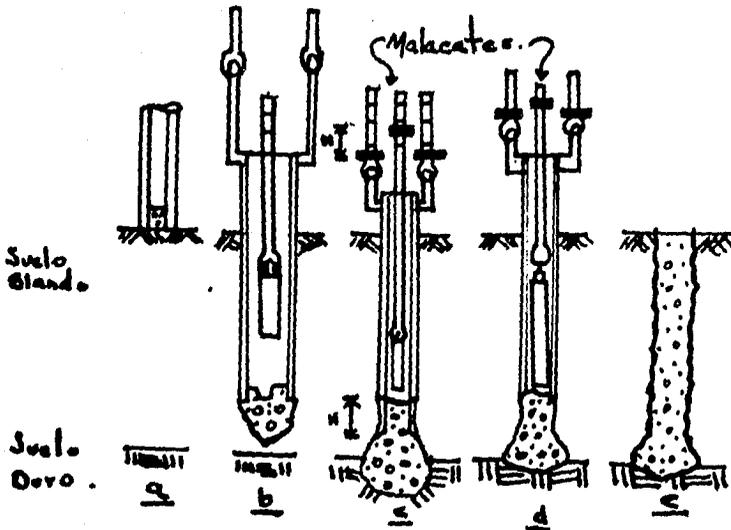
Si el hueco de la excavación se cierra al sacar el tubo o si hay dificultades de hincado al tratar de meter el tubo de una vez, puede trabajarse con dos tubos, uno dentro del otro, retirando en tramos el interior, vaciándolo y volviéndolo a hincar otra fracción; durante estas operaciones, el tubo exterior actúa como ademe, que puede finalmente retirarse o ser dejado permanentemente.

b) 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 hinca corre solo dentro del tubo que sirve de ademe al pilote.

El procedimiento de construcción es el que se menciona en lo que sigue, figura No. 14.

En primer lugar se coloca la primera sección del tubo de hinca sobre la superficie del suelo, parcialmente 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 desplante, se fija el tubo por medio de cables y, por medio del martillo, se fuerza al tapón de concreto hacia abajo y hacia afuera 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.

Figura No. 14 - Pilote Franki



c) Pilotes hincados por rotación - Son 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 retirará la barra y se rellena el agujero del pilote con concreto. La hélice se pierde.

Pilas de cimentación - Los métodos para construir pilas se dividen en dos grupos principales. En uno se excava un agujero hasta el nivel de desplante de la cimentación y se construye la pila dentro del mismo, usualmente, los lados de la excavación deben ademarse y apuntalarse para evitar el derrumbamiento. Algunas veces, se estabiliza la perforación por medio de un líquido espeso en vez de ademe; si la superficie del terreno está debajo del agua, la estructura que en-

cierra el terreno que va a ocupar la pila se llama ataguia, bajo la cual se hace la excavación hasta el nivel deseado y se construye la pila.

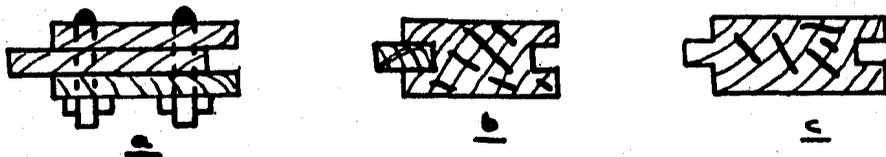
El otro método para construir pilas es utilizando cajones. Los cajones son cajas o cilindros que se hincan hasta su posición y constituyen la parte exterior de la pila de cimentación terminada.

Para facilitar el hincado, el borde inferior del cajón está -- provisto de una cuchilla; el material que está dentro del cajón se extrae por dragado a través de la avertura en su extremo superior, o excavando a mano.

Ataguías - Cuando se van a construir en agua las pilas, y la -- profundidad de ésta no excede de 2 a 3 m, pueden construirse ataguías hechas de tablaestacas de madera. Las tablaestacas pueden tener una de las diversas formas mostradas en la figura No. 15; se hincan alrededor del área en que se va a extraer el agua y se apuntalan cerca del nivel del agua por medio de largueros y puntales. Las partes inferiores de las tablaestacas se apoyan en el suelo en el que se hincan.

Figura No. 15 - Tipos de tablaestacas de madera usadas en -- ataguías en aguas someras.

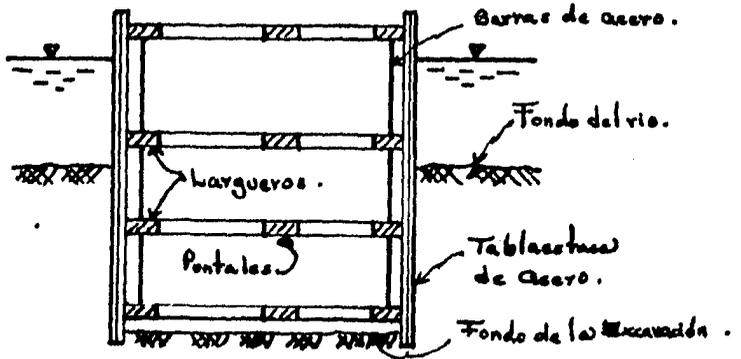
a) Wakefield; b) Machiembrada; c) De caja y espigal



Para mayores profundidades, las tablaestacas de madera resultan inadecuadas, y el recinto se forma usualmente con tablaestacas de acero. Uno de los tipos más sencillos de ataguías consiste en un espacio rodeado de tablaestacado con apuntalamiento interior, figura 16.

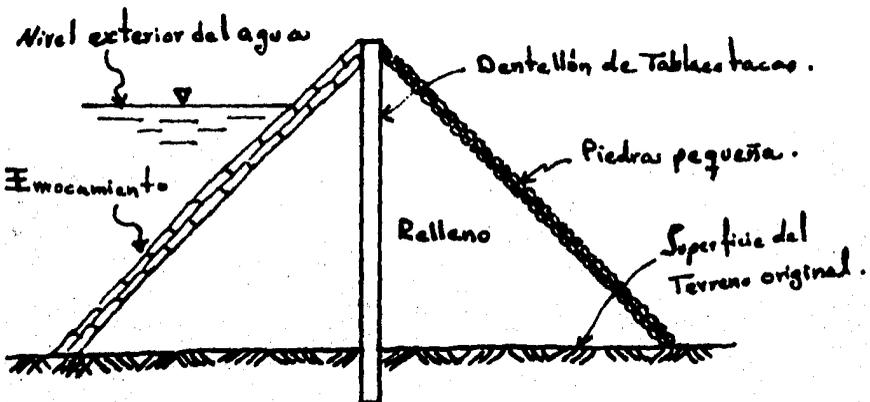
Las tablaestacas se hincan hasta que sus extremos inferiores se encajan y se sellan, en el suelo inferior. Ordinariamente, se prolongan cuando menos a toda la profundidad que va a tener la pila; antes de achicar el agua de la ataguía, se instala un conjunto de puntales, precisamente arriba del nivel del agua, luego se hace descender dicho nivel al correspondiente a otro conjunto de puntales. Se continúan los descensos sucesivos del nivel del agua y la instalación de apuntalamientos hasta que se agote el agua, después el resto de la excavación se hace completamente en seco. Con frecuencia se prefabrican varios juegos de apuntalamiento, que se ponen en posición con ayuda de buzos, antes de achicar la ataguía. Una de las principales dificultades de las ataguías de pared es la filtración a través de los empalmes de las tablaestacas, especialmente al principio del desagüe; frecuentemente, se acumulan cenizas, u otros materiales por el lado exterior de la ataguía para tapar las fugas. Al descender el nivel del agua, las tablaestacas se inclinan hacia adentro y sus empalmes se hacen más impermeables. Si la profundidad de la ataguía llega a ser muy grande, puede resultar impracticable abatir el nivel del agua lo suficiente sin riesgo de provocar falla de fondo. Mediante dragado pueden hacerse excavaciones mucho más profundas bajo el agua, en ese -- caso se cuela en el fondo un tapón de concreto lo suficientemente pesado para resistir la subpresión antes de desaguar la ataguía.

Figura No. 16 - Atagüfa de tablaestacas de acero de muro simple, apuntalada.



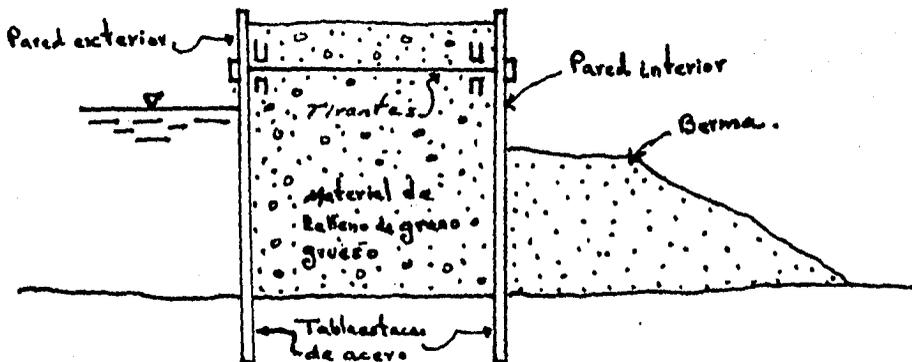
Para excavaciones grandes bajo tirantes de agua de no más de 6 m, frecuentemente se hinca una sola pared de tablaestacas y se apuntala con bermas de tierra, (figura No. 17). Las corrientes del agua atacan fácilmente a las atagüas de este tipo y usualmente de ben protegerse en sus frentes exteriores con enrocamiento.

Figura No. 17 - Atagüfa de muro simple protegida con terraplenes



La atagüa de doble pared de tablaestacas (figura No. 18), resulta adecuada para tirantes de agua mayores. Consiste en dos hileras de tablaestacas conectadas por tirantes. El espacio entre las tablaestacas se llena con roca o suelo.

Figura No. 18 - Atagüa de muro doble



Cajones - Si la superficie del terreno queda arriba del agua, la construcción de un cajón puede empezarse directamente arriba del área donde va a quedar situada su base. Si el nivel del terreno queda debajo del agua, la parte inferior del cajón puede construirse en cualquier otra parte, llevarse flotando a su lugar, y hundirse, figura 19. Como alternativa, puede hincarse un anillo de tablaestacas para formar un recinto en el que se construye una isla de arena. El cajón se comienza a hincar en la arena, como si la superficie del terreno estuviera arriba del nivel del agua freática, (figura No. 20). Los cajones abiertos, usualmente se hincan por dragado, por lo tanto, deben estar provistos de varios pozos que se prolonguen de extremo a extremo, por los cuales pueda hacerse el dragado. Los pozos deben ser lo suficientemente grandes como para permitir el fácil paso de los cucharones para excavar, pero al mismo tiempo, lo suficientemente pequeños para que sus paredes tengan el peso necesario para hundirlos, el peso de los cajones

debe ser siempre suficiente para contrarrestar la fricción lateral contra la estructura. En algunos casos, deben añadirse cargas y usarse chiflones para obligar a bajar el cajón, cuando éste ha llegado a su posición final, se sella el extremo inferior con concreto colado bajo el agua, con el procedimiento de trompa de elefante.

Figura No. 19 - Sección transversal de cajones abiertos, del tipo flotante.

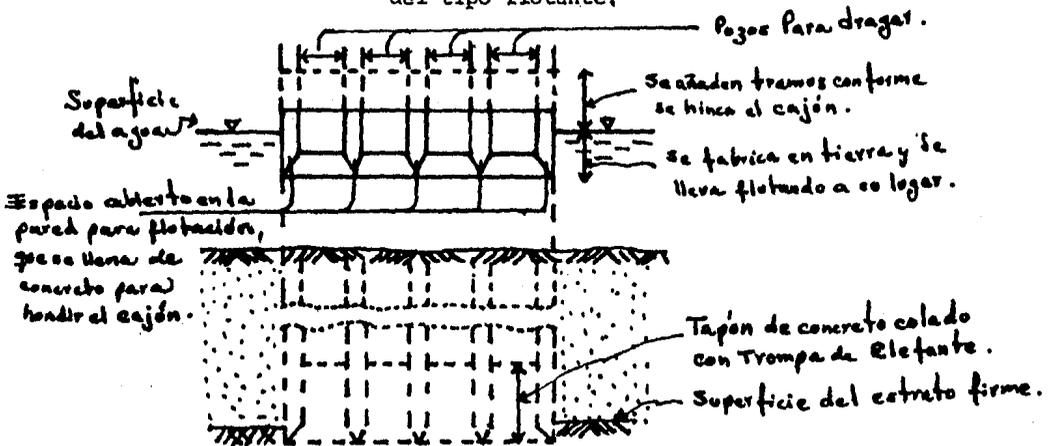
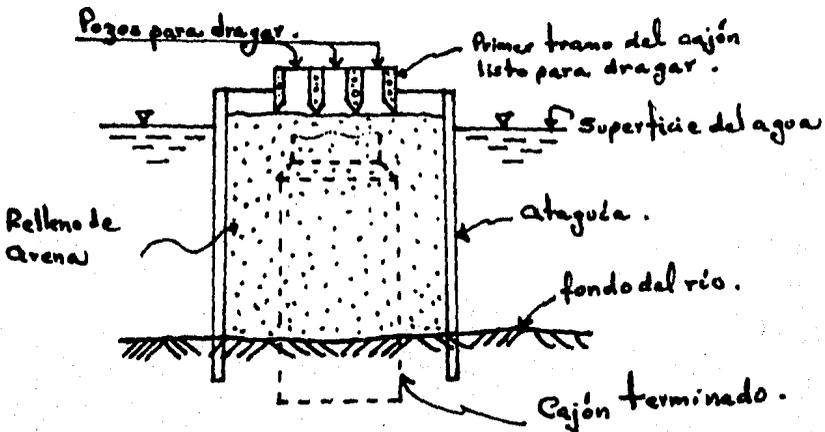


Figura No. 20 - Sección transversal de cajones abiertos, Construcción en islas de arena.



Pilas coladas sin molde - Importancia de las condiciones del subsuelo; la decisión de usar pilas coladas sin moldes, en mucho mayor medida que la de usar zapatas o losas, requiere un cuidadoso estudio de las condiciones para la construcción existente en el lugar. El comportamiento de estas pilas está determinado, cuando menos, tanto por el éxito con que se efectúen las operaciones de construcción, como por las características carga-asentamiento de los terrenos adyacentes y subyacentes. Detalles, como la presencia de cantos o boleos que interfiera con la perforación, la concentración de filtraciones pequeñas en zonas permeables ocasionales pueden tener un efecto decisivo en las posibilidades de formar una pila satisfactoria y económica.

El agua freática influye muy especialmente en la determinación de la dificultad y, por lo tanto, en el costo de construcción de la pila. Las filtraciones, aún en pequeñas cantidades, pueden requerir lodos de sostenimiento o ademes, para permitir el avance de la perforación sin derrumbes; puede producir dificultades en el colado y daños en el concreto fresco, si se quita el ademe.

El tipo de suelo es mucho menos importante; en las arenas cementadas sobre el nivel freático, las perforaciones pueden ejecutarse rápidamente y esperarse que sus paredes se sostengan sin apoyo, hasta que se cuele el concreto. Sin embargo, en cualesquiera otras condiciones, deben tomarse medidas para estabilizar las paredes.

El programa de exploración del subsuelo puede requerir varias etapas antes de completar el proyecto final de una cimentación con pilas. Los sondeos iniciales deben permitir hacer un estudio detallado de la estratigrafía, dando atención especial a la presencia de mantos sin cohesión o lentes de cantos, boleo, o zonas cementadas y la posición

del nivel freático. Los sondeos preliminares deben proporcionar suficiente información para poder decidir si resulta adecuada la construcción de las pilas, y para determinar su profundidad y dimensiones probables, si se adoptan tentativamente las pilas para usarse en la obra, deberán hacerse más sondeos para definir los problemas de construcción que puedan encontrarse; las condiciones del agua freática cerca de la base de las pilas deben explorarse cuidadosamente, utilizando técnicas como la de llenar con agua los agujeros cuando llegan a profundidades críticas, y observar la rapidez con que baja su nivel; cuando menos algunos de los sondeos deben convertirse en pozos de observación.

Excavación - Si los agujeros se mantienen abiertos y permanecen secos hasta que se ha terminado de colar el concreto, la cimentación puede construirse rápida y económicamente. De otra manera deben tomarse medidas para mantenerlos abiertos. En algunos casos, el terreno puede convertirse, de material potencialmente inestable, en material estable, desaguándolo o inyectándolo. Si, por ejemplo, la inestabilidad de las paredes se debe a zonas permeables sin cohesión, puede ser posible drenar todo el emplazamiento de la obra, haciendo descender el nivel del agua freática a uno inferior al del fondo de las perforaciones, luego, éstas pueden excavar en seco y el ademe puede no ser ya necesario. Si solamente hay unas cuantas de estas zonas y sus posiciones están también definidas, algunas veces pueden estabilizarse con inyecciones antes de perforar, aunque la posibilidad de que las inyecciones resulten incompletas introduce gran incertidumbre en el procedimiento. Con mucho, el método más usado para perforar cuerpos de pila que de otra manera serían inestables consiste en el uso de lodos semejantes al de perforación ya que este líquido espeso impide la entrada del agua y de los materiales adyacentes.

Colado - En seco, normalmente se deja caer libremente el concreto desde la superficie del terreno, puede ocurrir segregación perjudicial

del cemento y el agregado, si el concreto cae contra los lados de la excavación; por lo tanto, si el diámetro es pequeño, usualmente se coloca un tubo vertical corto como guía en el centro de la perforación donde se introduce el concreto. Usualmente, solo se requiere vibración en los 2 ó 3 metros superiores de la perforación, en los que el impacto del concreto al caer es inefectivo; el refuerzo puede introducirse dándole la forma de una armadura cilíndrica por la cual puede caer el concreto libremente. El revenimiento del concreto depende de las dimensiones de la pila, de que haya ademe, de que sea necesario o no extraerlo y del refuerzo, en la mayor parte de los casos resulta adecuado un revenimiento de 15 cm, pero pueden usarse mayores en las pilas muy reforzadas y en las de diámetro pequeño, en las que haya que extraer el ademe.

Si las filtraciones son demasiado grandes para que se pueda colar en seco, puede permitirse que el nivel del agua suba libremente hasta que llegue al equilibrio, siempre que el agua no transporte una cantidad perjudicial de material suelto a la perforación. Después de que se han tapado las filtraciones, el concreto debe colarse con trompa de elefante (Tremie), cuyo extremo debe quedar inicialmente a una distancia no mayor de 30 cm del fondo de la perforación. El Embudo se va subiendo conforme se va colando el concreto, pero su extremo debe permanecer siempre 30 cm dentro del mismo.

Extracción del ademe - Como el ademe es costoso frecuentemente se saca conforme se va colando. Este procedimiento, a menos que se controle con el mayor cuidado, conduce a serios defectos en las pilas coladas. No debe intentarse si el concreto se coló con trompa de elefante.

La operación se efectúa usualmente, sacando el ademe lentamente al

al irse colando el concreto, debiéndose mantener todo el tiempo el extremo inferior del ademe cuando menos a 1.5 m abajo de la superficie del concreto de la pila. Se necesitará una distancia mayor, si la presión del concreto va a ser menor que la ejercida por el suelo circundante o por el fluido de perforación. De lo contrario, el material circundante invadirá el concreto fresco o reducirá el diámetro de la pila, o el concreto ya no se apoyará firmemente contra el suelo.

El ademe debe permanecer vertical durante la extracción, para evitar que se mueva el refuerzo y que se mezcle suelo con el concreto de los lados de la pila. Después de comenzar el colado, la extracción deberá hacerse dentro de una hora, antes de que el concreto adquiera su fraguado inicial. Si ocurre un retraso mayor que este periodo, ya no deberá extraerse el ademe y la porción que no se ha extraído todavía deberá cortarse.

Intervienen muchos factores para decidir si se extrae el ademe, si el ademe se ha instalado en un agujero perforado con la ayuda de lodo, usualmente puede sacarse con facilidad. Por otra parte, sino se ha usado lodo habrá que girar el ademe para que se suelte; la adherencia entre el ademe y el suelo puede producir retrasos, e impedir que el ademe se saque en forma regular. Entonces puede ser preferible insertar un forro delgado de acero corrugado en la perforación, colar el concreto, llenar el espacio entre el forro y el ademe con lechada o arena y finalmente sacar el ademe. Si la pila se prolonga a través del suelo hasta la roca en la que ha penetrado el ademe, es preferible dejar a éste en la roca y cuando menos en la porción inferior del suelo.

Algunos de los defectos más importantes de las cimentaciones en estos últimos años se han debido a los intentos para recuperar ademes durante el colado, especialmente en las pilas profundas.

A menos que las condiciones sean razonablemente favorables y que la supervisión y control sean los mejores, la técnica debe evitarse. El costo del ademe puede resultar insignificante en relación con el costo del daño que puede hacerse con una pila defectuosa.

Inspección - Debido a que los detalles de construcción tienen una influencia decisiva en el comportamiento de las pilas coladas sin molde, al grado que desviaciones de aparente poca importancia de la mejor técnica pueden invalidar un proyecto bien concebido, la inspección tiene un papel extraordinariamente importante, especialmente si las pilas son profundas o no pueden perforarse y colarse en seco.

Durante la excavación, el inspector debe asegurarse que los cuerpos de las pilas estén dentro de las tolerancias de verticalidad y de dimensiones, que las paredes de la perforación no se hayan derrumbado, - que el fondo se haya limpiado adecuadamente, que la naturaleza de los materiales de la base de la pila correspondan con la que se consideró en el proyecto y que el agua subterránea esté correctamente controlada. Si se usa lodo al hacer la perforación, el inspector debe comprobar que el equipo de bombeo es adecuado, que se han instalado las coladeras adecuadas para quitar el material grueso del líquido circulante y que la consistencia inicial del lodo es la adecuada. Durante la perforación, debe comprobarse continuamente la consistencia y observar la naturaleza de los materiales que lleva el líquido.

La inspección del fondo es potencialmente peligrosa. Frecuentemente se acumulan en el fondo de las perforaciones gases explosivos o venenosos, cualquier persona que descienda en el agujero debe exigir los medios para descubrirlos y la ventilación necesaria. Las leyes especifican las precauciones mínimas y las sanciones por no acatarlas pueden ser muy severas, especialmente si ocurren accidentes.

El agua bombeada de la perforación debe dejarse asentar en un depósito que permita al inspector juzgar si se están erosionando finos y en que cantidad. El concreto se transporta usualmente en camiones con mezcladoras, debido a la influencia de las propiedades del concreto fresco en la calidad de la cimentación, especialmente si se va a sacar el ademe, el inspector deberá dar especial atención al revenimiento y a la comprobación de que el tiempo de mezclado no es excesivo. Deberá hacer cuando menos un cilindro de cada carga de camión, asimismo comprobar que el concreto caé libremente sin golpear en los lados de la excavación ni en el refuerzo. Si el concreto se cuela con embudo de trompa de elefante, deberá comprobarse que el extremo del tubo esté introducido en el concreto lo necesario.

La mayor vigilancia se requiere durante la extracción del ademe; la observación directa de la elevación de la superficie superior del concreto es difícil, por lo que deberán idearse testigos y dispositivos de sondeo que se adapten a las condiciones del trabajo; en pilas grandes, algunas veces es posible que el inspector descienda, con la protección adecuada hacia dentro del ademe. Si sube la superficie del concreto aún momentáneamente cuando se está sacando el ademe, es casi cierto que ha penetrado en el agujero material extraño como lodo, o suelo y ha creado un defecto. La aparición de una depresión en torno a la parte superior del ademe es casi una indicación segura de la invasión de material extraño. Para completar la observación directa, se debe hacer una comparación del volumen del concreto y el volumen de la perforación, si se nota un movimiento hacia arriba en el concreto del ademe o si existen algunas otras indicaciones de que existen defectos, ya no debe sacarse más el ademe y la parte del mismo que todavía está en el terreno debe dejarse en su lugar. El concreto de esta pila debe muestrearse para conocer la naturaleza de los defectos que pueda tener y para proporcionar datos para determinar el remedio que conviene aplicar.

Abatimiento del nivel freático - Frecuentemente las excavaciones en la ingeniería actual alcanzan profundidades superiores a los del nivel freático, por lo cual la presencia del agua dificulta e imposibilita el progreso de la excavación, así por ejemplo en el caso de una arena 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, arrastra la arena de manera que el fondo se va rellenando en forma continua de tal manera que al tratar de profundizar en la excavación bajo el nivel freático solo se logra ensancharla.

Este problema entorpece la labor del ingeniero y a la vez encarece los trabajos tales como la preparación de cimbra, colados de concreto, etc., por lo que resulta deseable dejar la excavación en seco para profundizar en ella en forma cómoda. Esto se puede lograr en algunos casos dejando el nivel freático a una profundidad mayor a la que se esta trabajando y en algunos otros casos controlar el flujo de agua hacia la excavación para lograr estos propósitos existen métodos como los que a continuación se describen:

a) Drenaje y Bombeo - Por lo general en cualquier tipo de obras de construcción se requiere un equipo de bombeo, el cual varía de acuerdo al tamaño e importancia de la obra, así por ejemplo, en obras en las que las excavaciones son poco profundas y el equipo de bombeo que se requiere no es de grán importancia, se puede colocar zanjas en las que el agua llegue por sí sola, para ser conducida y desembocada en un cárcamo, para que de ahí sea bombeada hacia afuera, este procedimiento es aceptable cuando se trata de excavaciones en materiales permeables y que tengan por lo menos alguna cementación.

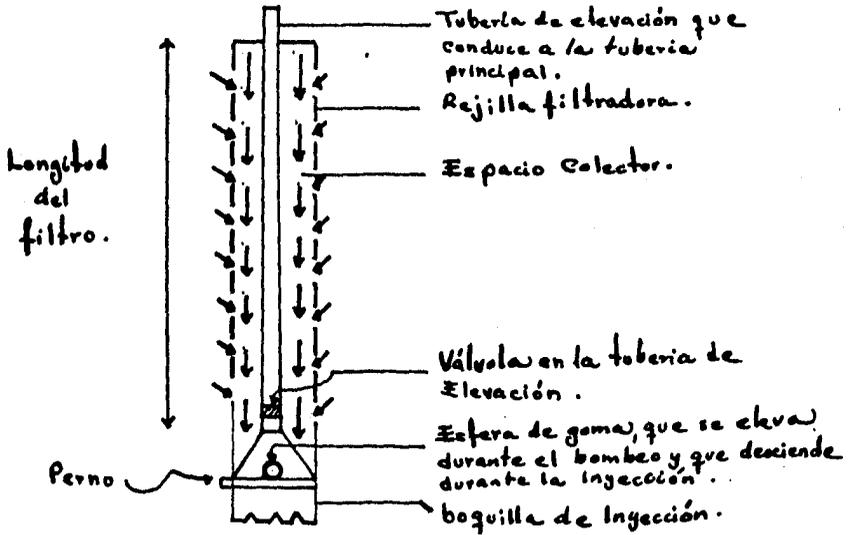
Todo esto resulta de una manera sencilla, sin embargo, cuando se trata de obras de un cierto tamaño ya considerable se debe seleccionar adecuadamente el equipo de bombeo que sea satisfactorio, de acuerdo a una combinación de tubería y bomba que proporcione el servicio requerido al más bajo costo posible.

Actualmente uno de los métodos más modernos para el abatimiento del nivel freático o para el debido control del flujo del agua, consiste en colocar un sistema de tubos de achique (Wellpoints), que comprenden de la instalación de un cierto número de pozos de filtración. Estos se conectan por medio de unas tuberías verticales de elevación a una tubería llamada cabezal, la cual va instalada al nivel del terreno y conectada a la succión de una bomba centrífuga. 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 más inclinadas, además la instalación es muy rápida y el equipo es bastante simple y barato, - pero el inconveniente de este sistema es su limitada altura de succión, ya que el límite práctico suele ser de unos 5.5 m a 6.0 m bajo el nivel de bombeo. En profundidades mayores se pierde la eficacia del bombeo por la entrada excesiva de aire a través de juntas de tuberías, válvulas, etc. Por lo que en este caso los tubos de achique deben ser instalados en dos o más niveles a medida que la excavación avanza.

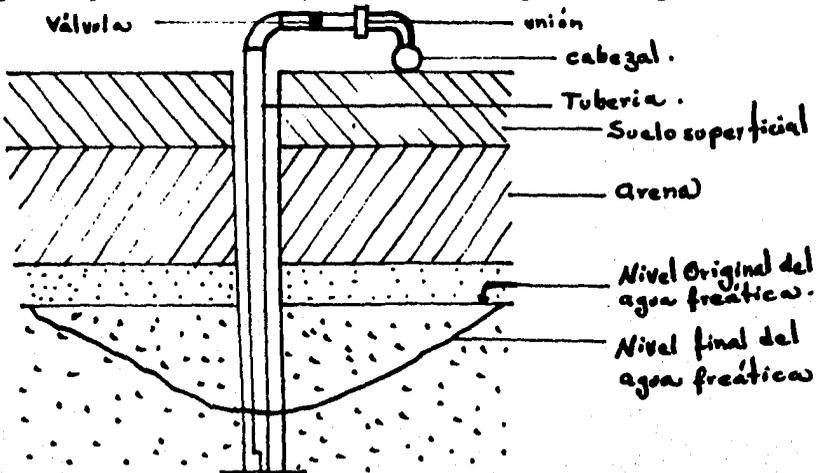
Los pozos filtradores o tubos de achique consisten generalmente en un filtro de malla de unos 0.9 m de longitud y de 6.25 cm a 7.5 cm de diámetro, que rodea a una tubería central de elevación. El agua extraída a través del filtro cae en el espacio comprendido entre la malla exterior de la tubería central de elevación hasta unos agujeros taladrados en el fondo de esta tubería y de ahí a la superficie.

El fondo de la tubería de la elevación termina en una válvula de retención que suele ser, por lo general, una simple esfera de madera recubierta de goma. Esta esfera es precionada contra el fondo de la tubería de elevación cuando se hace el vacío.

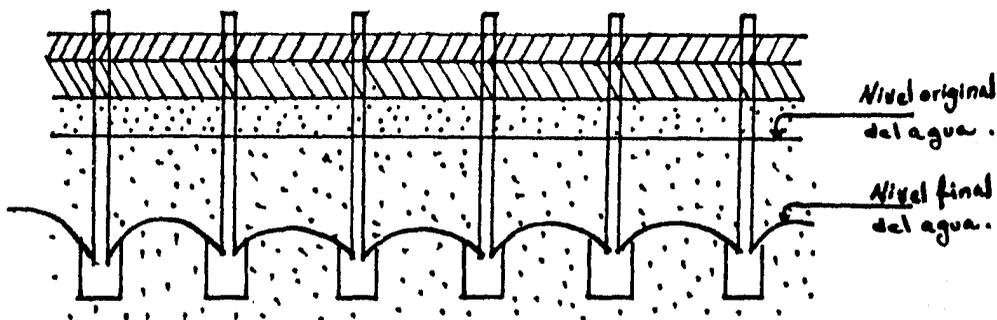
En la siguiente figura se muestra en forma de diagrama un tubo de achique.



El principio bajo el cual trabaja un sistema de achique se ilustra en la figura siguiente, en la que se muestra un solo tubo de achique para bajar el nivel de agua en el suelo adyacente al pozo.



En la siguiente figura se muestra como varios tubos instalados razonablemente cerca uno del otro, pueden disminuir el nivel del agua freática a través de una zona extendida adyacente a los tubos de achique.



Un grupo de tubos de achique instalados adecuadamente a lo largo de una cepa o de una excavación puede hacer bajar el nivel del agua freática abajo del fondo de la excavación y que en sí es lo que se pretende. Sin embargo este sistema de tubos de achique tiene mayor eficiencia si se instalan en un suelo permeable con grava y arena; ya que si se instalan en un suelo menos permeable, como limo, puede ser necesario primero hundir el tubo grande, de 6 a 8 pulgadas de diámetro, en cada uno de los pozos, sacar después el limo del tubo, instalar un tubo de achique, llenar el espacio adentro del tubo con arena o grava fina y después retirar el tubo. Esto ocasiona que el volumen de arena al rededor de cada tubo de achique actúe como un colector de agua y como filtro para acelerar la velocidad de flujo a cada uno de los pozos.

El abatimiento usual para la colocación de los tubos de achique varia de 0.60 a 1.5 m a lo largo del cabezal según el tipo de terreno; así por ejemplo en arenas finas o gruesas, o en gravas arenosas suele utilizarse una separación de 0.75 a 0.90 m. En arenas limosas o con una permeabilidad relativamente baja es suficiente con una separación de 1.5 m. La preparación normal de una cortina de tubos de achique comprende 50 a 60 pozos que van a pasar a una bomba sencilla de 15 a 20 cm, con una bomba de inyección separada 10 cm, la bomba de los tubos de achique consta de un separador de aire-agua y de una bomba de vacío así como también de la bomba centrífuga corriente.

b) Electrósmosis - Los intentos de aplicar este método a las arenas, incluyendo a las muy finas, están condenados al fracaso. Su aplicación óptima es en limos y arcillas limosas y puede sustituir muy bien al de los pozos de achique que no siempre es eficaz en tales clases de suelos; sin embargo, el elevado costo de la electrósmosis no permite la aplicación en todos los casos; no existe ninguna relación sencilla que exprese la proporción entre la cantidad de agua descargada por ósmosis y la electricidad consumida, precedentes de unos cuantos casos de construcciones importantes indican un consumo de energía entre 0.5 y 1.4 Kw por metro cúbico de suelo drenado. En el caso de vaciados de menor escala es mayor el gasto de energía por metro cúbico.

POZO INDIO.

Los pozos o cajones indios son elementos abiertos por arriba y por abajo, generalmente en forma cilíndrica, que se hincan hasta el terreno resistente mediante excavación del suelo que queda en su interior, rellenándolos posteriormente con concreto.

En suelos adecuados este método de cimentación puede utilizarse también bajo la capa freática o bajo el agua. Por el contrario no resulta recomendable cuando el terreno puede presentar obstáculos como raíces y restos de antiguas construcciones, etc, ya que éstos se pueden atravesar con grandes dificultades, por ejemplo, empleando buzos si se trata de trabajos bajo el agua. Tampoco se puede utilizar la cimentación por cajones en la proximidad de edificios existentes que no estén cimentados a la misma profundidad a la que se vayan a hincar los cajones, ya que en caso contrario al extraer el suelo del interior del cajón el terreno circundante asienta fácilmente.

La cimentación mediante cajones se utiliza hoy poco debido a las dificultades que pueden surgir; en general se recurre a la cimentación por pilotes; por el contrario encuentran una frecuente aplicación en pozos para captación de agua, decantadores, etc.

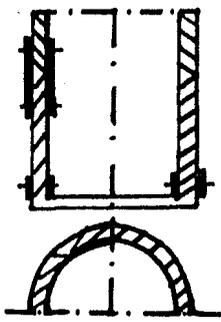
La hinca de los cajones se suele comenzar al nivel de la capa freática, llegando hasta la misma por los medios de excavación convencionales. De esto se limita la costosa hinca de los cajones a la profundidad mínima posible, los cajones suelen llevar, para la hinca un lastre adicional.

Con cajones de grán diámetro, en terrenos consistentes y con pequeños caudales freáticos, el suelo puede extraerse a mano o por medio de máquinas. La máquina más utilizada es la excavadora de cuchara. Si los caudales freáticos son importantes y existe el peligro de un sifonamiento resulta económico descender la capa freática utilizando bombas aspirantes. Para excavar el terreno por debajo del agua, el nivel de la misma en el cajón debe mantenerse permanentemente de 10 a 50 cm sobre el nivel freático ya que, en caso contrario, la entrada del agua desde el exterior arrastraría partículas de suelo al interior del cajón.

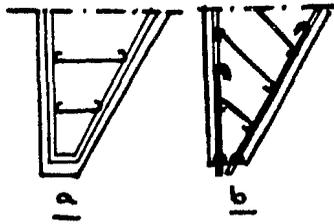
La excavación debe realizarse homogéneamente desde los lados - hacia el centro, con lo cual se evita el peligro de que el cajón se incline. Cuando ésto sucede a pesar de todo, el cajón debe volver a enderezarse excavando en la parte más alta.

Existen varios tipos de cajones entre estos se mencionan los cajones de fábrica de ladrillo, cajones de hormigón, (con armado o sin él), y los cajones metálicos.

En la siguiente figura se muestra un cajón de hormigón con armadura de la cuchilla y refuerzo en los empalmes, también se muestran los tipos de cuchilla así como la hinca de un cajón.



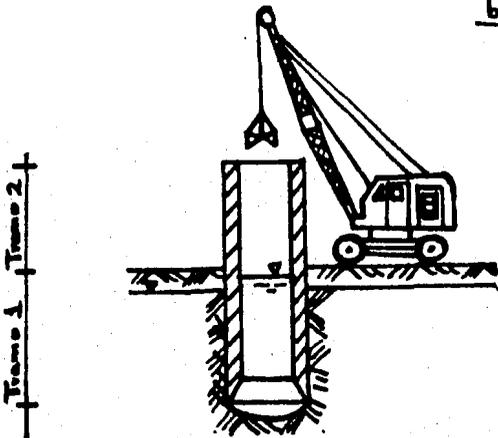
Cajón de hormigón .



Tipos de cuchillas .

a Para suelos blandos .

b Reforzada para suelos duros .



Hinca de un cajón .

TABLAESTACAS.

Bajo la capa freática, antes de extraer el terreno, deben protegerse las paredes de la excavación frente al sifonamiento o corrimiento. Para ello se rodea la excavación con tablaestacas hincadas. Las juntas entre las tablaestacas deben sellarse de manera impermeable para evitar la entrada del agua al excavar y principalmente para impedir el arrastre de las partículas del suelo.

Las tablaestacas deben acomodarse, si es posible, contra la pared situada enfrente (como en obras de terreno seco) utilizando carreras y codales. La profundidad de hincada de los tablaestacados bajo el fondo de la excavación es aproximadamente la tercera parte de su longitud total y en ningún caso inferior a 1.5 m. Únicamente en zanjas para conducciones, que no queden al descubierto más de unos tres días, es suficiente con un metro de empotramiento. Los tablaestacados sin acodalar deben quedar empotrados en el terreno como mínimo la mitad de su longitud al terminar la excavación, por lo cual requieren mayores espesores.

Los tablaestacados deben rebordearse con un marco doble de carreras, largueros (16/16 a 20/20) o perfiles metálicos atornillados cada 4 ó 6 tablaestacas, para rigidizar toda la pared y evitar el desprendimiento de tablaestacas aisladas. Los puntos de empalme de los largueros deben estar desfasados.

Si las paredes de la excavación están revestidas y apuntaladas por encima del nivel freático, las tablaestacas a hincar a partir de ese nivel deben colocarse suficientemente lejos de la entibación de forma que la maza de hincada pueda actuar centradamente sin rozar la entibación existente.

TABLAESTACAS DE MADERA.

Las tablaestacas permiten un cerramiento notable impermeable, siendo su ancho normal de 25 cm. su máxima longitud de 15 m y su espesor de 6 a 30 cm. La madera más adecuada para las tablaestacas es la de pino resinoso aunque también se puedan fabricar con madera de abeto.. La madera seca debe sumergirse en agua algunos días antes de la hinca pues, sino, se agrieta fácilmente; además el tablaestacado se alabea al hincharse des pues de la hinca.

El espesor de la tabla debe ser de unos 6 cm para la longitud de 2m, aumentando 2 cm más por cada metro adicional. A partir de 4 cm, el amen to de espesor es solo de 1 cm. Existe otra regla práctica que indica que, para tablaestacas largas, el espesor de la tabla en cm debe ser igual al doble de la longitud en metros (por ejemplo, L=10 m, d=20 cm). En ambas reglas se supone que no es necesario un mayor espesor por consideraciones de resistencia. La más utilizada es la tablaestaca machihembrada ya que es la más impermeable. Con tablaestacas ligeras hasta 8 cm de espesor y cargas de agua no demasiado fuertes, se puede utilizar también la tablaestaca de encaje en ángulo que resulta más sencilla.

En las tablaestacas machihembradas el espesor y la altura de la lengueta son iguales a 1/3 de espesor de la tabla; en tablaestacas de espesor superior a 15 cm la lengüeta es de 5 cm. Para evitar el arrastre de unas tablaestacas por otras durante la hinca, la ranura debe ser de 3 a 4 mm más ancha y de 2 a 4 mm más profunda que la lengüeta con lo cual queda espacio libre suficiente.

La punta de las tablaestacas tiene un espesor que varía entre el ancho de la tabla y la tercera parte de la misma, y es más o menos afilada según la resistencia que el terreno oponga a la hinca (L=1.0 a 1.5 en sue los resistentes, L=2.0 a 3.0 en suelos de hinca fácil). La punta va re cortada en ángulo por el lado de la lengüeta (pico de flauta), de forma

que durante la hincada necesariamente se aprieta contra la hincada previamente.

Para evitar la rotura de la tablaestaca durante la hincada su cabeza se refuerza con un zuncho de chapa metálica de unos 2 cm de espesor y 8 a 10 cm de ancho. Con ello se consigue ahorrar trabajo de hincada ya que se pueden agrupar dos tablaestacas e hincarlas conjuntamente. En los ángulos de la excavación se requieren elementos de esquina con ranuras en ambas caras; generalmente son de sección cuadrada, de un ancho doble al de las tablaestacas y de 0.5 a 1.0 m más largas.

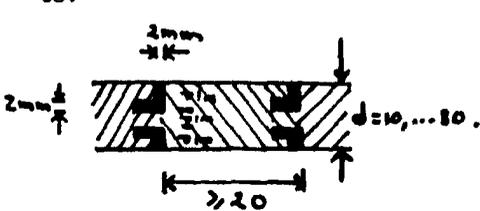
Para ángulos agudos y obtusos las tablaestacas se cortan en bisel, llevando una ranura. Los largueros dispuestos a ambos lados para arriar las tablaestacas se unen en las esquinas mediante bridas de acero.

En gravas o boleas no se deben utilizar las tablaestacas de madera, ni siquiera con punta metálica, siendo más adecuada para este caso las tablaestacas metálicas.

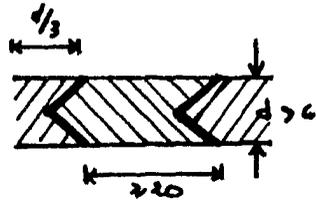
Si al extraer las tierras y agotar el agua de la excavación aparecen las juntas abiertas en el tablaestacado, deben taparse con estopas, clavando encima listones.

El arriamiento del tablaestacado se retira a medida que las obras de cimentación crecen en altura y se va vertiendo el relleno adyacente a ellas. También se extren los eventuales largueros que carecen una vez rellena la excavación; sin embargo, las propias tablaestacas no deben extraerse, ya que al rellenarse el hueco dejado por ellas puede producirse un asentamiento en el terreno; es preferible cerrarlas a una altura suficiente para que no constituyan un estorbo.

Las tablaestacas de madera solamente son utilizables cuando existe un terreno de hincada fácil, los momentos a resistir no son demasiado grandes, o estructuras permanentes que quedan bajo la capa freática o bajo el nivel normal del agua (en zonas de mareas a la altura media de la carrera de marea), con objeto de evitar la descomposición de la madera. En zonas con peligro de ataque por animales xilófagos (agua con un contenido de sales 9%) solamente se pueden utilizar tablaestacas de abeto o de pino, impregnadas de creosota. Este tipo de tablaestacas se utiliza especialmente en obras de protección de márgenes, donde existan sustancias químicas agresivas para el acero o el concreto.



Machihembrado.



*Encaje en ángulo
(Espiga.).*

TABLAESTACAS DE CONCRETO.

Cuando no existen las condiciones para la utilización de tablaestacas de madera, se suele utilizar tablaestacas de concreto armado, pero solo cuando se pueden hincar con seguridad sin que se produzcan roturas y se asegure la impermeabilidad del cerramiento. La tablaestaca de concreto armado deben fabricarse con un concreto resistente y compacto, debiendo exigirse $f'_c \geq 450 \text{ Kg/cm}^2$. En el caso de aguas y suelos agresivos para el concreto deben tenerse en cuenta las normas correspondientes.

El espesor mínimo de las tablaestacas es de 12 cm, no debiendo sobrepasar los 40 cm para no aumentar demasiado el peso. El ancho normal de las tablaestacas es de 50 cm. su longitud llega hasta 15 m y excepcionalmente hasta 20 m.

La ranura que queda del lado por el que se prosigue la hinca, corre a toda la longitud de la tablaestaca. El ancho de esta ranura llega a $\frac{1}{3}$ del ancho de la tablaestaca, sin sobrepasar los 10 cm. Por el lado contrario existe una lengüeta de 1.5 m de longitud a partir de la punta, que encaja en la ranura, continuando también por encima con una --ranura retranqueada. La lengüeta sirve para guiar la punta de la tabla estaca en la hinca. En la parte superior se consigue, mediante doble ranura, una sección suficiente para la impermeabilización de las juntas.

Para conseguir una impermeabilización elástica, la ranura debe rellenarse con un mortero bituminoso con gravilla. La lengüeta también se puede prolongar a toda la longitud de la tablaestaca, aunque ello origina dificultades en la impermeabilización. Raramente se consigue que las tablaestacas de concreto armado con lengüeta y ranura continua proporcionen por si solas un cierre impermeable. Las tablaestacas de concreto armado se hincan siempre individualmente. Si se utilizan martinetes debe colocarse un sombrerete o sufridera para repartir los golpes de la forma más uniforme posible. La hinca se suele realizar con martinetes pesados de pequeña altura de caída (0.5 m). Los martillos de hinca son poco apropiados.

En arenas finas y suelos limosos la hinca se facilita con inyección de agua. Las tablaestacas de concreto armado se utilizan especialmente cuando existe peligro de sifonamiento de la arena, como en el caso de

la construcción de diques en el mar.

En las siguientes figuras se muestran la armadura de unas tablaestacas de concreto en donde la ranura y la lengüeta tienen forma de bocel y cubren toda su longitud. El recubrimiento del acero de las armaduras debe ser en agua dulce ≥ 3 cm y en agua salada ≥ 4 cm. La cuantía de armadura se determina según las solicitaciones de transporte, puesta en obra y trabajo definitivo.

TABLAESTACAS DE ACERO.

Las tablaestacas de acero tienen las siguientes ventajas frente a las tablaestacas de madera: A causa de su menor sección se hincan más fácilmente, originando menores vibraciones en el terreno y pudiendo emplearlas, por tanto, en la proximidad de otras estructuras. Se pueden extraer sin temor de una eventual deformación del terreno, pudiendo utilizarlas muchas veces a no ser que deban dejarse en el terreno para la protección de la estructura.

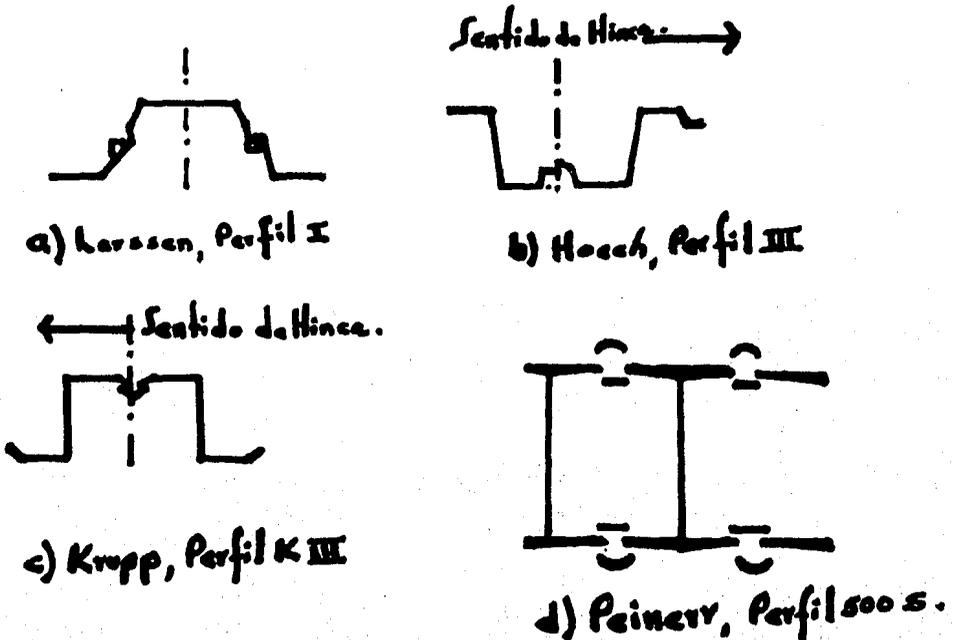
El encaje o enclavamiento es, en general, muy impermeable; las juntas de las tablaestacas solo saltan ante obstáculos muy importantes, o cuando deslizan sobre ellos. Este peligro también existe en la hincada en arena fina. Debido a su elevada resistencia no se dañan tan fácilmente al hincarlas en suelos granulares gruesos e incluso atraviesan la ladera, antiguas mamposterías y rocas blandas.

La duración de las tablaestacas depende del desgaste producido por la hincada y la extracción (deterioro de la cabeza y de la punta). Las tablaestacas que permanecen como parte integrante de una estructura se agotan cuando la corrosión o la abrasión las debilita de forma que no pueden absorber los esfuerzos existentes. En agua dulce las tablaestacas han da-

do buenos resultados si no han estado expuestas a arenas abrasivas o al ataque químico. La pérdida de espesor producida por la corrosión en agua dulce alcanza los 0.012 mm/año. Por ello es conveniente elegir perfiles con un margen suficiente de espesor, además deben aplicarse tratamientos anticorrosivos.

La hincia se realiza en forma análoga a la de las tablaestacas de madera y las casas frabricantes dan datos suficientes sobre la forma de -realizarla. Generalmente se colocan en forma contrapuesta, creando un perfil ondulado. En la hincia las tablaestacas se protegen del alabeo mediante un sobrerete de fundición. Este se adapta por su cara inferior a la sección de las tablaestacas y lleva en su cara superior cuñas de madera dura. Generalmente se utilizan martillos de golpeo rápido con pequeño peso de maza.

En la siguiente figura se muestran algunas secciones de las tablaestacas de acero:



BIBLIOGRAFIA

W.E. SCHULZE / K. SIMMER

" Cimentaciones "

2a. Reimpresión.

Editorial Blume.

España

1979

DIMITRI P. KRYNINE

" Geotecnia para Ingenieros "

4a. Edición

Ediciones Omega, S.A.

España

1975

JUAREZ BADILLO / RICO RODRIGUEZ

" Mecánica de Suelos "

3a. Edición

Editorial Limusa

México, 13, D.F.

9 de octubre de 1981

B. PECK, E. Hanson H. Thornburn

" Ingeniería de Cimentaciones "

Editorial Limusa

27 de Enero, 1982.