

1830

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA

- Aspectos de Mecanica de Suelos
Relativos al Diseño de
Cimentaciones Sobre Pilotes.

T E S I S

Que para obtener el titulo de
INGENIERO CIVIL
presenta el pasante
JUANMANUEL ESCAMILLA AGEA



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.

A MIS PADRES CON TODO MI CARINO Y AGRADECIMIENTO

A MIS HERMANOS

A MI NOVIA

A LOS INGENIEROS
JUAN JOSE CORREA R. Y
LUIS MIGUEL AGUIRRE M.
POR SUS VALIOSAS ENSEÑANZAS.



ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA
Dirección
Núm. 73-4859
Exp. Núm. 73/214.2/ 2847

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Al Pasante señor Juan Manuel ESCAMILLA AGEA
P r e s e n t e ,

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección, propuso el señor profesor Ingeniero Enrique Tamez G., para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

ASPECTOS DE MECANICA DE SUELOS RELATIVOS AL DISEÑO
DE CIMENTACIONES SOBRE PILOTES.

"El desarrollo de este tema deberá comprender los siguientes puntos:

- 1.- Introducción.
- 2.- Perfil de suelos.
- 3.- Principales características de los distintos tipos de pilotes, métodos de hincado y control del mismo
- 4.- Métodos para determinar la capacidad de carga en pilotes.
- 5.- Comportamiento de los grupos de pilotes.
- 6.- Análisis de asentamientos.
- 7.- Conclusiones."

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicios Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar su examen profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares, en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Muy atentamente,

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F. 8 de agosto de 1958
EL DIRECTOR

Ing. Javier Barros Sierra

I.- INTRODUCCION.

El uso de las cimentaciones sobre pilotes ha tenido gran aceptación en nuestro medio, teniendo en cuenta las condiciones del subsuelo prevalecientes en el Valle de México, y es mi intención señalar en este trabajo los aspectos fundamentales, principalmente de mecánica de suelos que influyen en el diseño y en el comportamiento, una vez construída, de una estructura cimentada en esta forma.

Básicamente los pilotes forman una parte de la subestructura cuya función primordial consiste en transmitir al suelo las cargas de la superestructura y además el peso propio de la cimentación. Es conveniente entonces distinguir en los pilotes la forma probable como trabajan y teniendo en cuenta las últimas investigaciones se distinguen fundamentalmente tres formas de trabajo:

- 1.- Por fricción o adhesión.
- 2.- Por punta.
- 3.- Por combinación de ambas.

1.- Pilotes por fricción: Dentro de esta forma de trabajo se pueden distinguir dos categorías: a) Pilotes de fricción en suelos granulares, y b) Pilotes de fricción en suelos fins. En la primera categoría se encuentran aquellos que transfieren la mayor parte de su carga al suelo por medio de la fricción lateral que se desarrolla alrededor de su área de contacto con el

suelo. Al ser hincado el pilote se reduce la porosidad y compresibilidad del suelo y por ello este tipo de pilote es llamado a veces pilote compactador. En la segunda categoría, la carga que sustenta el pilote es transmitida también por fricción lateral, pero el suelo no se compacta en forma apreciable; de aquí que a las cimentaciones soportadas por este tipo de pilotes se les conoce como cimentaciones por flotación.

2.- Pilotes por punta: Estos pilotes transmiten su carga a un estrato rocoso o a un manto resistente capaz de soportar la carga impuesta sin experimentar un asentamiento de consideración. La carga de la estructura se considera aplicada en el plano horizontal que pasa por la punta de los pilotes.

3.- Pilotes trabajando por fricción y por punta: Este caso se presenta cuando los pilotes tienen que atravesar estratos blandos para apoyarse en un manto resistente en que las porciones inferiores de los pilotes transmiten parte de su carga total por medio de la fricción lateral desarrollada en su contacto con el suelo.

Estrictamente hablando, la segunda forma de trabajo sólo se efectúa en algunos casos, como son aquellos en que el pilote se apoya en un estrato muy compacto y de muy alta resistencia a la penetración, o en una roca sana ya que en general la forma más co-

mún de trabajo es la "3", y aún los considerados en la clasificación "1" no obtienen toda su resistencia únicamente por fricción superficial.

Una vez explicada la forma de trabajo pasará a describir a grandes rasgos la secuela que se propone como ejemplo a seguir en el diseño de una cimentación por pilotes.

El primer elemento que se requiere para el diseño racional de una cimentación profunda, ya sea piloteada o nó, es un perfil del suelo que nos muestre las características estratigráficas del lugar donde se pretende cimentar; comúnmente el solo perfil del suelo, acompañado desde luego por los resultados obtenidos en el laboratorio sobre muestras tomadas en los sondeos hechos para establecer el perfil, nos dán una idea bastante aproximada de la forma como trabajarán los pilotes, pues dependiendo del tipo de suelo explorado sabremos si su trabajo será predominantemente por punta, por fricción o por combinación de los dos tipos anteriores.

El siguiente paso del proyecto consiste en elegir la longitud y el tipo de pilote más conveniente. Si los pilotes indicados son los de punta, es posible estimar la longitud necesaria con bastante exactitud examinando para ello el perfil del suelo; si por el contrario, el uso de pilotes por fricción es el más conveniente, su longitud puede determinarse hincando pilotes de prueba para ha-

cer ensayos de resistencia a la extracción y determinar así el valor de la adhesión unitaria que se desarrolla entre suelo y pilote. Tal valor se puede determinar también en el campo realizando pruebas de veleta, o en el laboratorio efectuando pruebas de resistencia a la compresión axial. La selección del tipo de pilote está regida en gran parte por consideraciones de índole práctica, como se verá más adelante.

Después de haber elegido en forma tentativa el tipo de pilote y su longitud se calcula (métodos estáticos y dinámicos), o se determina por medio de pruebas de carga su capacidad; dividiendo dicha carga entre un factor de seguridad adecuado se tiene la "carga admisible por pilote"; posteriormente se calcula el número de pilotes necesarios para sustentar una carga determinada, se elige la separación más conveniente que deberán de tener entre sí y se constituyen los llamados grupos de pilotes.

Fijada la separación entre pilotes es posible calcular el área cubierta correspondiente a cada uno de los grupos, y en caso que dicha área sea considerablemente menor que la mitad del área total en la base de la estructura entonces se cimentará con zapatas soportadas por pilotes, si el área requerida es bastante grande la estructura se cimenta en una losa soportada por pilotes. De haber duda sobre si la cimentación debe hacerse mediante zapatas o losa sobre pilotes, se elegirá aquella que resulte más económica, previo el estudio de costos precedente.

El diseño de una cimentación piloteada calculada con una capacidad de carga por pilote adecuada no excluye la posibilidad de un asentamiento excesivo, pues el asentamiento de un solo pilote que es actuado con la carga admisible no siempre tiene relación con el asentamiento de todo el conjunto; así pues, el siguiente paso del diseño consiste en efectuar un análisis de asentamientos que en los casos de cimentaciones con pilotes de fricción o en cimentaciones de pilotes por punta cuando el estrato resistente está sobre un manto compresible es totalmente imprescindible.

El diseño de la cimentación se termina con el cálculo de las zapatas o de la losa debajo de las cuales irán los pilotes y cuyo objeto es servir de liga entre éstos y la superestructura.

Una vez construída la cimentación es del todo conveniente seguir observando su comportamiento, experiencia que será aplicada en futuras construcciones de características análogas.

Debido a la extensión del tema que pretendo desarrollar y para facilitar su estudio, a continuación describiré en forma rápida el contenido de este trabajo.

En primer lugar está el establecimiento del perfil del suelo; para este objeto se definen los perfiles simples y erráticos, pasando revista a los métodos que a mi juicio son los más correctos

para determinarlos y exponiendo la forma de muestreo y reconocimiento ya sea que se trate de depósitos arcillosos, arenosos o erráticos.

Con el perfil de suelos definitivo es posible determinar el tipo de pilote que se empleará y su forma de trabajo, para lo cual describo las características de los distintos tipos de pilotes, las cuales hay que ligar con las condiciones propias del trabajo para seleccionar el equipo y los métodos de hincado que más convengan en cada caso.

Siendo que el aspecto de capacidad de carga es sumamente importante hago un estudio detallado de los métodos que por experiencia han dado mejores resultados. Refiriéndome ahora a los métodos estáticos, he analizado en primer lugar el caso general, que corresponde a los pilotes hincados en suelos con cohesión y fricción interna, tratando enseguida a los suelos únicamente con fricción interna o puramente cohesivos.

Después establezco las limitaciones y recomendaciones que se deben considerar en el comportamiento de los grupos de pilotes para lo cual distingo dos categorías: 1) grupos trabajando por punta, y 2) grupos trabajando por fricción.

Por último, efectúo un estudio del proceso de cálculos que

se sigue para determinar los asentamientos que tendrán lugar en una cimentación apoyada sobre pilotes, ya sea que éstos trabajen por punta o por fricción, y considerando en lo que respecta a los pilotes por punta dos casos, que corresponden a aquéllos en que subyaciendo el estrato de apoyo se encuentra un material resistente o algún estrato compresible.

II.- PERFIL DEL SUELO.

Como dije en un principio, el primer elemento necesario para el diseño de una cimentación piloteada es el perfil del suelo del sitio en que se proyecta construir la cimentación, pues es base de un diseño racional el conocimiento de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos en que se cimentará. Las investigaciones del subsuelo y del laboratorio necesarias para obtener este tipo de información constituyen lo que se denomina estudio del subsuelo.

Obviamente el programa de estudio del subsuelo se ve influenciado principalmente por las condiciones del suelo, pues con frecuencia el número de ensayos, y los refinamientos empleados en su técnica de realización se hallan bastante fuera de proporción cuando se les compara con el valor práctico de sus resultados.

Definición de Perfil del suelo. Perfil del suelo es la representación en un plano de una sección vertical del suelo, que muestra el orden de sucesión y el espesor de los estratos.

El término estrato se aplica a una capa de suelo relativamente bien definida, que se encuentran en contacto con otras capas de características diferentes. Si las fronteras entre estratos son ligeramente paralelas se dice que el perfil de suelos es simple o regular. Si por el contrario, las fronteras

son irregulares se tratará de un perfil errático.

Para establecer el perfil de suelos se recomienda ejecutar una serie de sondeos por un método rápido y obtener muestras de cada estrato encontrado por las herramientas de perforación. Estos sondeos se denominan perforaciones de exploración. Es muy conveniente llevar a cabo pruebas de resistencia a la penetración en aquellos puntos donde vaya a realizarse un sondeo de exploración, ya que si todos los diagramas de resistencia resultan parecidos es muy probable que el perfil de suelos sea simple y en tal caso las perforaciones de exploración se efectuarán cerca de aquellos puntos en que los diagramas de penetración muestran las máximas desviaciones. Si en el lugar de la obra se tienen noticias acerca de la presencia de depósitos del tipo errático, los diagramas de resistencia tendrán fuertes variaciones entre sí y en este caso deberán llevarse a cabo pruebas de resistencia intermedias a las hechas en un principio con objeto de no dejar dudas respecto a la configuración de las superficies de separación entre los estratos de materiales finos y los de materiales gruesos, y las de aquellas que separan las partes sueltas y densas de un mismo estrato. En este caso, para completar el estudio se requerirán las perforaciones de exploración necesarias para determinar los tipos de suelo situados entre las superficies de discontinuidad y para saber si alguna masa de suelo, ya sea de resistencia excepcional o sin ninguna resistencia, está formada

por arena o arcilla.

En cuanto a la determinación de la profundidad a que deben llegar los sondeos de exploración y de muestreo, así como las pruebas de resistencia a la penetración ya sea estática o dinámica, es conveniente hacer un cálculo aproximado de la distribución de presiones y la intensidad de las mismas, originadas por la estructura que se construirá y de esta manera establecer la profundidad en que la carga aplicada al suelo deja de ejercer su influencia sobre alguna capa compresible localizada dentro de dicha profundidad.

En el primer sondeo de exploración se debe llegar a la profundidad previamente determinada y los restantes, junto con las pruebas de resistencia a la penetración, pueden suspenderse después de haber llegado a tres metros por debajo del estrato de arcilla más profundo encontrado dentro de la profundidad mencionada inicialmente.

Depósitos Arcillosos.- Las propiedades físicas de un estrato homogéneo de arcilla es posible determinarlas con pruebas de laboratorio efectuadas sobre muestras inalteradas contínuas que abarquen todo el espesor del estrato. Estas muestras se obtienen por medio de tubos especiales de acero de pared delgada de diámetro exterior variable de 2 a 2.5 pulgadas y espesor de 1.6 a 1.3 milímetros y longitud aproximada de 75 a 90 centíme-

tros. Su extremo inferior se bisela para formar un borde cortante, y su extremo superior se adapta para conectarlo a las barras de sondeo.

Para obtener la muestra se acopla el muestreador a las barras de sondeo y se baja dentro de la perforación, la cual previamente ha sido limpiada por medio de chiflón de agua o con barreno; el muestreador se hincan en el terreno hasta que penetre en toda su longitud, menos 15 centímetros, procurando que este hincado se haga por medio de una fuerza estática y con un movimiento rápido y continuo. Hincado el muestreador se hacen rotar las barras de sondeo para cortar el extremo inferior de la muestra, luego se levanta y se retira el muestreador. Posteriormente se limpian con cuidado ambos extremos del muestreador sacándole parte de material recuperado, de modo que se puedan insertar tapas de metal para proteger las caras extremas de la muestra; finalmente, sobre los discos metálicos se echa parafina con el objeto de formar un tapón que evite la evaporación. Estas muestras reciben el nombre de muestras de tubo de pared delgada, o inalteradas.

En caso de ser necesario ensayos de consolidación o pruebas de resistencia en compresión axial y de resistencia al esfuerzo cortante, se requieren muestras de mayor diámetro (10 centímetros) las cuales deben obtenerse de sondeos de gran diámetro o de pozos a cielo abierto.

El procedimiento para la obtención de muestras de 10 centímetros de diámetro es idéntico al anteriormente explicado para las muestras de tubo de pared delgada con la única diferencia que el muestreador es algo más elaborado. Comúnmente está formado por un tubo de pared delgada que recibe la muestra, y de una camisa exterior que en su parte inferior lleva un elemento cortante. Una vez extraída la muestra, se desarma la camisa del muestreador y el tubo que contiene la muestra se sella en ambos extremos.

Es conveniente hacer notar que cualquiera que sea el muestreador empleado no es posible la obtención de muestras completamente inalteradas, teniéndose siempre un cierto grado de remoldeo que depende principalmente del modo en que se aplica la fuerza al muestreador y de las dimensiones de éste, por lo que para muestreadores de un mismo diámetro introducidos en el suelo de modo semejante, el grado de remoldeo depende de la "relación de áreas", es decir:

$$Ar(\%) = \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_i^2}$$

En donde D_e = Diámetro externo del muestreador.

D_i = Diámetro interno del muestreador.

En muestreadores de pared delgada la relación de áreas es aproximadamente 10% y para muestreadores de 10 centímetros de

diámetro esta relación no deberá exceder del 40% con el objeto de obtener lo que pudiere llamarse una muestra inalterada.

Para medir la resistencia del esfuerzo cortante en suelos cohesivos sin tener que recurrir a la extracción de muestras inalteradas, se ha venido desarrollando a partir del año de 1948 la prueba de veleta. Este dispositivo consiste en dos placas metálicas cruzadas que constituyen cuatro aletas de forma rectangular o trapezoidal, de $3/32$ de pulgada de espesor, aproximadamente, que se hincan en el terr no por medio de un vástago que las sujeta y sobre el cual se aplica un "par" de fuerzas; este par torsor produce un giro de la veleta, desarrollándose una superficie cilíndrica que aloja esfuerzos cortantes ligados a los planos horizontales tangentes a dichas aspas. Por medio de un círculo graduado se lee el ángulo de giro del conjunto de las barras y veleta para diferentes valores del par torsor. La prueba se continúa hasta obtener la falla del material. La resistencia al esfuerzo cortante del material cohesivo se obtiene mediante una fórmula en que aparece el valor del par y las condiciones geométricas de las aspas de la veleta.

Depósitos Arenosos.- Tratándose de muestras inalteradas de arena debe hacerse la distinción entre el muestreo de arena por arriba y por debajo del nivel de aguas freáticas. Por arriba de dicho nivel, la humedad del suelo imparte a la arena una pequeña

cohesión, y por ello es posible la obtención de muestras por medio de muestreadores dotados de diafragma inferior, o bien, extraerlas directamente de pozos a cielo abierto.

Las muestras obtenidas de los sondeos contienen todos los elementos sólidos que la arena tiene en la naturaleza, pero debido a la alta permeabilidad de este material el muestreo causa en ella una compactación del material que entra en el muestreador; en tales circunstancias, cuando es necesaria la determinación de la relación de vacíos natural de la arena, únicamente es posible obtener datos satisfactorios extrayendo muestras de pozos a cielo abierto.

Cuando se necesitan muestras situadas debajo del nivel freático, conviene intentar la obtención de la muestra por medio de una cuchara con diafragma interior; si esta prueba no da resultado, pueden obtenerse muestras adecuadas ya sea transformando la arena en un material cohesivo solidificándola por inyección de emulsión asfáltica, bien por congelación de la arena situada debajo del extremo inferior del tubo de ademe y extrayendo una muestra del material congelado, y por congelación de la parte inferior de la muestra con lo cual obturamos el extremo inferior del muestreador.

Para llevar a cabo la obtención de muestras por medio de la congelación de la porción inferior de la probeta, se hince el

muestreador con el mayor cuidado posible removiendo con un barrenó de forma anular al suelo que rocea al muestreador; luego se baja la tubería de ademe hasta que falten aproximadamente cinco centímetros para quedar al mismo nivel que la parte inferior del muestreador. En estas condiciones se reemplaza el barrenó por una cámara de congelamiento a través de la cual se pasa una corriente de alcohol etílico o acetona, enfriados con hielo seco; una vez que la parte inferior de la muestra ha sido convertida en un sólido congelado, ésta es extraída con un pistón.

Depósitos Erráticos.- Si el perfil de suelos es del tipo errático, la única manera de obtener una información adecuada con respecto a la variación de las propiedades del suelo, consiste en la extracción de muestras continuas que abarquen todo el espesor de los estratos encontrados y efectuar ensayos sobre cada tipo de material de la muestra obtenida, teniendo en cuenta que este procedimiento es sumamente laborioso y prácticamente imposible, es más conveniente efectuar en el terreno pruebas de resistencia a la penetración y formar un registro continuo de las variaciones de resistencia a lo largo de la profundidad explorada.

Pruebas de Resistencia a la Penetración.- Para obtener datos referentes ya sea a la densidad relativa de materiales arenosos y de consistencia en suelos cohesivos sin necesidad de efectuar sondeos, se han inventado varios procedimientos que esen

cialmente consisten en medir la resistencia que opone el suelo al ataque de un dispositivo denominado penetrómetro. Dependiendo del método empleado para introducir el penetrómetro en el suelo, se distinguen las pruebas dinámicas y las estáticas.

Pruebas Dinámicas.- Debido a la gran dificultad existente para obtener muestras inalteradas de arenas, el procedimiento más sencillo para determinar aproximadamente el grado de compacidad de estos suelos "insitu", consiste en emplear el equipo de penetración standard.

Para tal objeto se cuenta el número de golpes necesarios para hincar un muestreador (2" diámetro exterior y 1 3/8" diámetro interior) de longitud un pie, empleando para ello un peso de 140 lbs. que es dejado caer de una altura de 30" (aproximadamente 76 cm.). El muestreador descrito se fija a los tubos de la perforadora y se baja al fondo del agujero practicado, el cual se adema para evitar derrumbes que impidan el desarrollo de la prueba. Una vez que el agujero ha sido limpiado ya sea con un barreno o con chiflón de agua, se hince el muestreador unos 15 cm. antes de empezar a contar el número de golpes necesarios par hincar un pie.

Los resultados de pruebas de penetración standard han sido correlacionados por Peck, Hanson y Thornburn (Foundation Engineering, pag. 222), de tal modo que siempre es posible tener una idea aceptable no sólo de la densidad relativa de la arena, sino tam-

bién del ángulo de fricción interna correspondiente. Los autores antes mencionados indican que aun cuando en el caso de las arcillas los resultados de esta correlación del número de golpes con la resistencia al esfuerzo cortante, sólo presentan una tosca aproximación, en el caso de las arenas pueden considerarse prácticamente válidos excepto en el caso de arenas finas o con gran cantidad de limo situadas debajo del nivel freático. Para este caso particular, recomiendan corregir el número de golpes en la forma siguiente:

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

N' = Número de golpes obtenido al hacer la prueba de penetración.

Pruebas Estáticas.- Así como la prueba de penetración standard puede considerarse como la prueba clásica de los métodos dinámicos de exploración del subsuelo, la prueba de penetración de cono debe considerarse como la representativa de los métodos estáticos.

Para suelos blandos (arcilla, turba, etc.) se recomienda la prueba de cono ideada por el Departamento de Trabajos Públicos de Holanda, que consiste en empujar dentro del suelo a un cono de 60°, de diámetro igual con 1.4 pulgadas y fijo a una flecha de 5/8 de pulgada de diámetro que está en un tubo de 3/4 de pulgada capaz de soportar presión de aire comprimido.

La prueba consiste en empujar el cono dentro del suelo a una velocidad de 0.4 pulgadas por segundo hasta recorrer una distancia de 20 pulgadas, midiéndose la presión necesaria para lograrlo mediante un medidor Bourdon.

Dibujando el valor medio de la presión empleada para hacer descender el cono contra la profundidad correspondiente, se obtiene un diagrama de la resistencia del terreno.

Para el caso de las arenas, el procedimiento más adecuado será aquél empleado en los trabajos del tren subterráneo de Nueva York.

Este dispositivo consiste en un cono de diámetro externo de $2 \frac{3}{4}$ de pulgada adaptado en el extremo inferior de un tubo pesado con diámetro externo de dos pulgadas. Este tubo junto con el cono deben ir dentro de un ademe, constituido por otro tubo de tres pulgadas de diámetro. El cono antes mencionado tiene la particularidad de tener una serie de agujeros radiales en su parte posterior comunicados con el interior del tubo de dos pulgadas, y por los cuales es posible enviar agua a presión con objeto de eliminar de esta manera el efecto de sobrecarga, ya que en suelos sin cohesión se considera que la resistencia a la penetración estática no sólo depende de la densidad relativa, sino también de la profundidad a que se encuentra el suelo en estudio.

La prueba consiste en empujar el cono de manera que recorra una longitud de 10 pulgadas, empleando para ello un gato hidráulico que tiene los aparatos necesarios para medir la carga aplicada. A continuación se envía agua a presión a través del cono, de tal modo que sale de él dirigiéndose hacia arriba y generando una superficie cónica. Con lo anterior se logra poner a la arena arriba del penetrómetro en un estado semi-líquido, eliminándose de esta manera el efecto de sobrecarga. Cuando se está en estas condiciones, con el agua en circulación es fácil descender el ademe mediante un empujón, de manera que alcance la longitud previamente recorrida por el cono. Posteriormente se reanuda la prueba empujando otra vez el cono, pero cuidando de cortar la circulación de agua antes de empezar.

Los resultados de la prueba se presentan en forma de gráfica representándose en el eje de las abscisas las cargas aplicadas, y en las ordenadas la profundidad correspondiente en metros.

Toda vez que tratándose de arena la resistencia a la penetración depende no sólo de la densidad relativa sino también de las dimensiones del penetrómetro y del vástago, es necesario llevar a cabo una serie de ensayos de calibración que nos permitan interpretar los resultados de pruebas de penetración. Dichos ensayos consisten en efectuar pruebas de capacidad de carga a diferentes

profundidades sobre placas de 30 x 30 cm. Estas pruebas se realizan cerca de los puntos donde se hicieron las pruebas de resistencia a la penetración.

Con los resultados de pruebas de carga (curvas esfuerzo-deformación) puede determinarse la densidad relativa utilizando un diagrama obtenido por los autores Terzaghi-Peck, y ya que cada curva corresponde a una resistencia a la penetración previamente determinada, sea cual fuere su posición con respecto a las zonas de dicho diagrama, se tendrá la respectiva densidad relativa en función de la resistencia a la penetración.

Conviene aclarar que las pruebas de carga en placas de un pie cuadrado deben efectuarse de tal manera que apoyadas en el fondo del pozo no exista ninguna sobrecarga a una distancia no menor de tres pies de dichas placas.

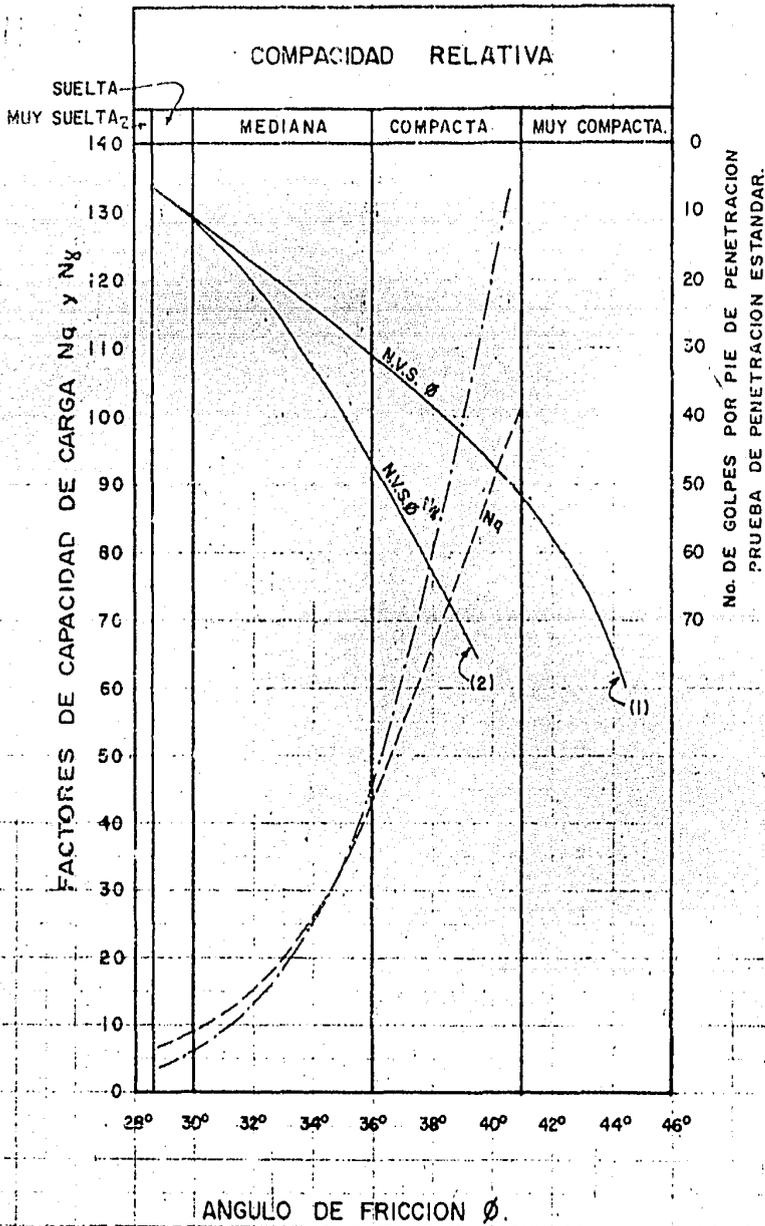
En depósitos de secuencia estratigráfica errática se aconseja emplear una punta cónica de dos pulgadas de diámetro, adaptada a una barra extrafuerte de una pulgada y que se hince con un martinete de 160 lbs. con altura de caída de 30 pulgadas, contando el número de golpes necesarios para hincarlo un pie. Esta prueba deberá llevarse hasta el rechace, ya que también se emplea para localizar el nivel de apoyo de los pilotes.

De los procedimientos anteriormente señalados, los que más convienen para estimar el grado de compacidad en arenas son la prueba de penetración standard y la prueba estática de penetración de cono.

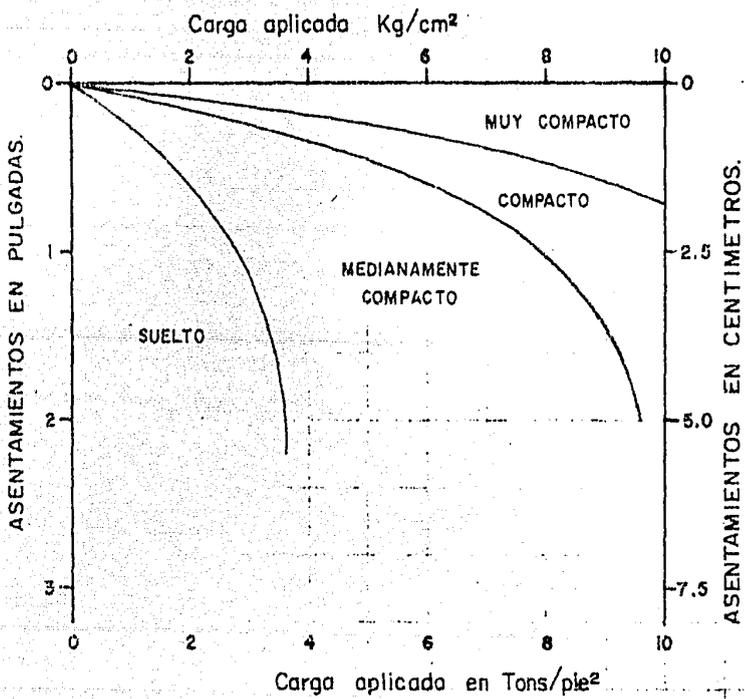
Mediante la primera de las pruebas mencionadas es posible determinar el ángulo de fricción interna correspondiente al número de golpes promedio por un pie de penetración. Conocido este ángulo se puede determinar asimismo la relación de vacíos y por consiguiente el peso volumétrico seco, ya que la densidad de sólidos fácilmente se determina en el laboratorio.

Para determinar la relación de vacíos en forma aproximada es necesario obtener muestras alteradas representativas del nivel en que se efectuará el desplante de los cimientos. Con la posición promedio es posible determinar el esfuerzo normal efectivo con el cual deberán efectuarse una serie de pruebas de esfuerzo cortante directo, haciendo variar la relación de vacíos inicial. Obtenida una curva que relacione "e" y " ϕ " podrá determinarse tanto el valor de "e" buscado, como la densidad relativa correspondiente ya que tanto e_{\max} como e_{\min} pueden determinarse fácilmente.

**CORRELACION ENTRE EL No. DE GOLPES/PIE DE PENETRACION
CON EL ANGULO DE FRICCION INTERNA ϕ Y DE ESTE CON LOS FACTORES
DE CAPACIDAD DE CARGA N_q y N_y SEGUN PECK-HANSON AND THORNBURN.
(FOUNDATION ENGINEERING)**



- (1).- Relación N.V.S. ϕ Para arenas de grano angular o redondeado de mediano a grueso.
- (2).- Relación N.V.S. ϕ para arenas finas y para arenas limosas.



GRAFICA AUXILIAR PARA CALIBRAR EL PENETROMETRO ESTATICO DE CONO.

III.- PRINCIPALES CARACTERISTICAS
DE LOS DISTINTOS TIPOS DE
PILOTES.- METODOS DE HINCADO
Y CONTROL DEL MISMO.

Para el presente estudio clasificaré los pilotes de acuerdo con el material resistente de que están constituídos.

De acuerdo con lo anterior se tiene:

1.- Pilotes de madera.

2.- Pilotes de concreto.	}	a) Con cubierta metálica b) Sin cubierta metálica
A.- Colados en el lugar		
B.- Précolados.		

3.- Pilotes de acero.

Pilotes de Madera.- Por lo que se refiere a pilotes de madera puede decirse que son los más antiguos ya que se tienen noticias de cimentaciones con este tipo de pilotes efectuadas en tiempos remotos para la cimentación de habitaciones lacustres. Ultimamente han caído en desuso en nuestro país, tanto por la necesidad de contar con capacidades de carga mayores, como por la veda de tala de árboles impuesta por nuestras autoridades a partir del año de 1950 aproximadamente.

No obstante lo anterior es conveniente apuntar las principales características de estos pilotes de madera con el objeto de poder hacer comparaciones con los tipos citados arriba.

Un pilote de madera debe reunir las siguientes condiciones para poder desarrollar de manera satisfactoria la función impuesta: Es esencial, en primer lugar, que la línea que une los centros de las puntas del tronco sea una recta y que haya un abatimiento continuo entre ambas.

Debe evitarse el uso de pilotes con grietas y nudos. Es evidente que siempre habrá algunos defectos en los troncos y por eso la experiencia ha establecido valores permisibles y limitaciones.

Cuando los pilotes están completamente sumergidos, su vida es bastante grande; por esta razón es necesario mantenerlos abajo del nivel mínimo de aguas freáticas y tener en cuenta para el diseño de la cimentación los posibles abatimientos de dicho nivel.

Los pilotes de madera tienen la gran desventaja de pudrirse si están sujetos a ciclos de humedecimiento y secado, además de ser atacables por insectos horadores y hongos. Para corregir en cierto modo este defecto es necesario impregnar a presión la totalidad del pilote con creosota u otros productos químicos que aumenten su vida útil, ya que de ninguna manera se puede evitar del todo.

Para el hincado se prepara la parte superior de manera que

pueda recibir el casco; en caso de no usarse dicho casco es conveniente achaflanar el pilote para reducir el área que recibe el golpe centrándolo y reduciendo de esta manera la tendencia del pilote a rajarse. La punta se prepara ya sea dándole sección tronco-cónica o cuadrada.

Para el uso de pilotes por fricción éstos deben ser descortezados y limpiados antes del hincado.

Hay que tener mucho cuidado en el hincado de los pilotes de madera para no dañarlos, sobre todo cuando se trata de penetrar a un manto resistente; esto sucede a menudo al hincar pilotes en suelos arenosos compactos. Cuando se logra una pequeña penetración por golpe quizá no signifique que el pilote esté próximo a alcanzar el rebote, sino que puede ser debido al rompimiento de la punta del pilote y lo que se está haciendo en realidad es forzar una parte contra otra en la zona de falla. Si se sospecha que haya ocurrido tal cosa es necesario sacar uno o más pilotes para examinarlos; si los pilotes examinados han sido dañados es necesario cambiar la especificación y detener el hincado a una profundidad menor que la intentada originalmente, o bien, proseguir el hincado con chiflón de agua hasta la profundidad deseada.

Cuando la profundidad por alcanzar es bastante grande, es necesario unir dos o más pilotes; en estos casos no es de recomen-

darse las juntas localizadas en partes en que no haya soporte lateral, a menos que dichas juntas sean suficientemente largas y resistentes pues es difícil conseguir resistencia a la flexión de un pilote en la junta, aceptándose un 50% de la resistencia a la flexión del mismo.

La capacidad de carga de los pilotes de madera es aproximadamente de 25 toneladas bajo las mejores condiciones de trabajo. El uso de estos pilotes es de recomendarse en trabajos que exigen flexibilidad y poder de restitución del propio pilote una vez que una carga lateral ha dejado de actuar sobre ellos.

Tratando ahora el punto de vista referente a su manejo, puede decirse que trabajan bien como vigas a flexión en las operaciones de izado por su relativa ligereza.

Pilotes de Concreto. (Pilotes de concreto colados en el lugar.- En este tipo de pilotes hay dos categorías distintas: una formada por aquellos pilotes de concreto con cubierta metálica permanente, y la otra, por los que no la tienen.

En cualquiera de estas dos categorías puede haber pilotes cuya punta termina en un ensanchamiento que puede estar formado por piezas precoladas o por concreto a presión; este ensanchamiento tiene por objeto aumentar el área de contacto de la base del pilote con el estrato resistente, siendo el trabajo de estos

pilotes por punta principalmente.

Los pilotes de concreto sin cubierta metálica pueden ser usados cuando la naturaleza del suelo es tal que no se producen derrumbes del pozo al ir levantando el tubo de ademe propiamente dicho, ni empujes que tiendan a estrangular la sección transversal del pilote que se está colando, y cuando el hincado de los pilotes adyacentes no dañe el concreto fresco de los previamente colados.

Para la fabricación de estos pilotes se hinca en primer lugar un tubo que en su fondo lleva una punta cónica que sirva para proteger la parte inferior cuando pasa por estratos relativamente resistentes hasta llegar al estrato firme; posteriormente se retira el mandril y se empieza a vaciar concreto en el tubo; una vez que se ha vaciado el concreto se vuelve a colocar el mandril en contacto con el concreto, quitándose entonces el tubo.

En el caso de los pilotes con cubierta permanente el procedimiento es semejante, sólo que se hinca primero un tubo grueso dentro del cual se introduce la cubierta permanente que es un tubo de lámina delgada; dentro de dicha cubierta se cuela el concreto.

Los pilotes colados en el lugar de la obra tienen la ventaja de poder ser examinada su verticalidad antes de echar el concreto.

El manejo de las láminas de cubierta es sencillo debido a su ligereza y resistencia. El método de hincado puede decirse que es simple y seguro.

Cuando un pilote de este tipo resulta excedido en longitud es fácil cortar la lámina, y en el caso contrario, es posible soldar las extensiones necesarias.

La longitud límite de estos pilotes es aproximadamente de 20 metros y su capacidad de carga puede variar de 30 a 60 toneladas, según el suelo de que se trate.

Pilotes de concreto precolados.- Los pilotes precolados se usan principalmente para soportar cargas fuertes cuando atraviesan materiales blandos hasta alcanzar un estrato firme.

Estos pilotes son una especie de columnas fuertemente reforzadas y diseñadas para resistir los esfuerzos propios de hincado además de los momentos flexionantes y choques ocasionados por su manejo en el campo. Pueden ser de forma cónica, en longitudes de 10 a 12 metros, o de lados paralelos con sección transversal cuadrada o poligonal para longitudes mayores.

Debido a que los esfuerzos máximos a que están sometidos son los producidos durante su manejo e izado antes de ser hincados, hay que sostener al pilote en varios puntos mediante un sistema a

decuado de cables y poleas durante todo el tiempo que permanezca en el aire.

Los pilotes de este tipo tienen la gran desventaja de que su longitud debe ser cuidadosamente determinada pues si se fabrican de mayor longitud que la especificada, es muy difícil cortarlos y aun cuando se corten la parte superior queda por lo general agrietada; si el pilote resulta ser menor a lo especificado se presenta la dificultad de no poder hacer una buena unión entre los dos tramos de pilote. Cuando se tienen sospechas acerca de la longitud real que tendrá el pilote es conveniente hacerlo un poco corto, permitiendo que sobresalgan de él las varillas longitudinales de refuerzo para hacer un buen traslape. Para lo anterior se usan durante el colado y con posterioridad en el hincado, dispositivos especiales para mantener las varillas en su posición exacta. Hay ocasiones que es conveniente dejar que sobresalgan las varillas longitudinales de refuerzo del pilote para empalmarlas con las propias de la subestructura y de esta manera procurar un anclaje al pilote cuando éste está sujeto a fuerzas de subpresión.

Para el hincado de los pilotes precolados es necesario el uso de cascos de protección, pues aunque están fuertemente reforzados para resistir los esfuerzos producidos se tienen astillamientos locales en caso de no usarse el casco. Estos pilotes pueden ser

hincados en la mayoría de los casos, pudiéndose usar ventajosamente tubos para chiflón de agua acoplados al pilote cuando éste tiene que atravesar suelos gruesos principalmente gravosos.

Los pilotes precolados, especialmente aquellos de lados paralelos, trabajan muy bien como columnas siendo también capaces de trabajar por fricción.

En cuanto a la vida útil de los pilotes de concreto puede decirse que son bastante durables, siendo las principales causas de deterioro la congelación de la humedad absorbida que produce astillamiento, la cristalización de sales en los poros, el herrumbre del refuerzo y el ataque de materias químicas contenidas en el agua. Los agentes químicos pueden ser debidos a fugas en instalaciones industriales y en tuberías de drenaje.

Para reducir la desintegración es de recomendarse el uso de cementos especiales, concreto denso, recubrimiento adecuado del refuerzo e impermeabilizantes.

Pilotes de acero.- Bajo esta clasificación se incluyen aquellos que dependen primordialmente del acero para resistir las cargas axiales y transversales que les sean aplicadas. Los tubos de acero usados como partes de los pilotes colados en el lugar pueden resistir algo de carga, pero no son diseñados para ser los

elementos que reciban la parte principal, y por lo tanto caen dentro de la clasificación anteriormente explicada. Así pues, al hablar de pilotes de acero nos referimos a aquellos de sección H y a los pilotes tubulares en que el acero es el principal elemento resistente, aun cuando se vacíe concreto dentro de ellos.

Teniendo en cuenta la alta resistencia del acero estos pilotes permiten gran capacidad de carga, siendo su manejo bastante fácil y seguro aún tratándose de grandes longitudes, si se cuenta con equipo adecuado.

Los pilotes de acero pueden resistir muy bien todas las fuerzas de hincado y tienen bastante habilidad para cortar los obstáculos que se presenten en su camino para llegar al estrato resistente, con la circunstancia de que el desplazamiento del suelo al penetrar el pilote es insignificante.

Si los pilotes resultan largos para la profundidad requerida pueden cortarse fácilmente con soplete; y en caso de ser cortos, pueden soldarse dos tramos o usarse juntas adecuadas que por lo general resultan seguras.

La capacidad de carga de estos pilotes es muy alta si éstos están confinados.

Aunque el pilote de acero no puede ser llamado flexible, no

se agrieta si se producen fuertes deformaciones laterales.

La durabilidad del pilote de acero presenta los siguientes aspectos: Cuando está completamente rodeado de arcilla puede ser permanente toda vez que el herrumbe para su formación requiere la presencia continua de oxígeno; como este suelo es prácticamente impermeable el agua que contiene no circula mucho y en cuanto el oxígeno disponible en el agua se ha usado, la corrosión se detiene. En suelos granulares es diferente pues el agua del suelo se está moviendo continuamente y hay abastecimiento continuo de oxígeno que se traduce en una corrosión considerable, recomendándose para estos casos el uso de cubiertas bituminosas para evitarla en cuanto sea posible. El uso de recubrimiento con concreto es conveniente si el concreto utilizado es de buena calidad y si tiene la cantidad de refuerzo necesario para evitar que se rompa.

Equipo de Hincado.- Por hincado de pilotes se entiende la operación mediante la cual el pilote se pone en la posición que ocupará como parte de la subestructura. Los detalles del método que se debe emplear para hincarlo dependen generalmente del tipo de pilote que se usará, de las características del suelo en el cual va a ser hincado, del procedimiento de construcción y del equipo disponible.

Martillo de caída libre.- Este es uno de los métodos más an

tiguos para hincar pilotes y es relativamente elemental. El equipo consiste en una estructura alta con un gran peso o martillo que puede deslizarse hacia arriba y hacia abajo entre dos guías; es necesario un mecanismo para levantar el pilote y ponerlo en posición entre las guías. Dicho mecanismo tiene un sistema de cables que corren sobre una polea que los hace llegar al tambor de una máquina elevadora, la cual tiene un mecanismo para sujetar el cable del martillo y subirlo; en esta posición es posible soltar el martillo para que golpee al pilote, iniciando de esta manera el hincado.

Esta operación requiere bastante tiempo entre golpe y golpe, además de que se produce un choque violento contra el pilote existiendo posibilidades de dañar ya sea la cabeza o la punta y clavar chueco el pilote.

Martillo de vapor.- El martillo consiste en una estructura de acero pequeña, con guías en las que puede correr la parte móvil. El peso se adjunta a un mecanismo de cilindro y pistón que trabaja con presión de vapor y que tiene válvulas propias para subir el peso, el cual puede caer por gravedad; en este caso se tiene el martillo de acción simple o también se le puede impartir un movimiento descendente por medio de vapor, teniéndose en tal caso el martillo de acción doble. El resto del equipo consiste en dispositivos para poner el pilote en posición, guías para la u

nidad vapor martillo y mecanismos para subirla y bajarla.

Un martillo de vapor produce golpes cortos y rápidos que tienden a mantener al pilote en un estado aproximado de continuo movimiento y vibración, contándose también con un golpe prácticamente uniforme para cualquier presión de vapor dada, pues se pone al martillo sobre la cabeza del pilote y lo sigue en todo su recorrido, lográndose también que la vibración que se produce en el suelo por el hincado del pilote sea menor que en el caso del uso de martillos de caída libre.

Los martillos de caída libre requieren el uso de guías fijas a las cuales se acopla el martillo que corre en toda su longitud; dichas guías se construyen como partes de la estructura de la máquina piloteadora. Los martillos de vapor también requieren el uso de las guías, pudiendo ser fijas o suspendidas.

Se fabrican asimismo guías de extensión que van abajo de la plataforma de la piloteadora y permiten el uso de martillo abajo de ésta, cosa muy útil en el caso del hincado de pilotes en donde se tienen cambios de nivel en las excavaciones.

Cuando es necesario hincar pilotes pesados, como en el caso de los de concreto precolado en estratos densos, es más conveniente el uso de un martillo pesado que produzca un golpe fuerte con

una carrera relativamente corta para que la velocidad en el momento del impacto sea baja ya que así se consigue transferir más energía en el movimiento del pilote, reduciendo el efecto de desquebrajamiento en la cabeza del mismo. Esto se puede conseguir con un martillo de acción simple o con uno de caída libre, pesado y de golpe corto.

En caso de tener pilotes ligeros en un material de consistencia mediana es preferible el uso de martillos de acción doble, pues la rapidéz con que se aplican los golpes permite al pilote mantenerse en un movimiento continuo reduciendo de esta manera la inercia así como la fricción y la resistencia por punta.

En el hincado de pilotes tubulares delgados, cuando la penetración es pequeña, antes de llegar a la profundidad deseada aparecen esfuerzos que dañan la lámina del pilote; en este caso es conveniente el uso de martillos ligeros que tarden más tiempo en el hincado permitiendo de tal manera que el suelo se ajuste al cambio de esfuerzos.

Como el tamaño del martillo afecta el tiempo necesario para el hincado, es aconsejable el uso de un martillo tan pesado como sea posible teniendo como límite aquél que por su peso daña al pilote.

Las máquinas piloteadoras, además del martillo, están constituidas por estructuras y plataformas que sirven para soportar la maquinaria auxiliar, como es la caldera y malacates que sirven para levantar al pilote y ponerlo en posición de hincado.

Hay varios tipos de estructuras dependiendo su uso del lugar donde se vayan a emplear y de la forma como se quieran hincar los pilotes; es decir, verticales o inclinados. Debe tenerse en cuenta para la elección del tipo más conveniente el número, longitud, espaciamiento y peso de los pilotes, profundidad de excavación y presencia de agua.

Para hincar pilotes inclinados se usan unas guías que pueden adoptar ángulos hasta de 45 grados montándose la plataforma sobre unas vigas de carrera, o bien se emplean piloteadoras de péndulo que van montadas sobre camiones o chalanes si el trabajo es en agua. Cuando es necesario hincar pilotes en una área pequeña se usan con ventaja las piloteadoras soportadas sobre planchas giratorias.

En lugares planos se acostumbra emplear una estructura apoyada en rodillos, y para sitios accidentados es preferible el uso de una grúa provista con los dispositivos necesarios para manejar el pilote y guías suspendidas y que puedan girar. Dicha grúa es sostenida por un tractor o en camiones, si esto es posi-

ble, toda vez que el empleo de otro tipo de estructura dificulta bastante el movimiento del equipo cuando hay necesidad de hincar muchos pilotes en distintos niveles de excavación.

Cascos de protección para los pilotes.- Los cascos de protección tienen por objeto proteger la cabeza del pilote para evitar, en cuanto sea posible, su deterioro debido al golpe del martillo.

En primer lugar estudiaremos los cascos para pilotes hincados con martillos de caída libre.

Para pilotes de madera el casco consiste en una pieza de acero fundido que tiene unas quijadas que le permiten engancharse en las guías. En la parte inferior tiene un estrechamiento de forma tronco-cónica para que ahí entre la punta del pilote, la cual está labrada para tal objeto; en la parte superior el casco tiene un amortiguador de madera de forma circular sujeto con una banda de acero para evitar que se rompa.

Los cascos para pilotes de acero tubulares y de sección H son similares a los anteriormente descritos, pero en su parte inferior tienen estrias de forma idéntica a la sección transversal del pilote con el objeto de alinearlos correctamente.

Tratándose de pilotes de concreto, se usan cascos de acero

fundido que pueden ser planos para el uso con pilotes en que las varillas de refuerzo no sobresalen de la cabeza del pilote, o del tipo de pedestal en el caso contrario. Los cascos son de acero fundido y en su parte inferior tienen un estrechamiento tronco-cónico profundo para que el pilote quede bien asegurado. En la parte superior del pilote se coloca un forro para que el golpe se distribuya uniformemente y no se produzca astillamiento a causa de un contacto desigual.

Para pilotes hincados con martillos de vapor, se emplean las llamadas bases standard que tienen un estrechamiento cónico, las cuales usando los accesorios indicados permiten el hincado de cualquier tipo de pilote.

Los pilotes de madera tienen unos cascos que permiten que la cabeza, previamente achaflanada, entre hasta la parte superior del tronco de cono y para evitar que la cabeza salga fuera del estrechamiento sobre todo en los pilotes de diámetro pequeño, se usan los llamados platos para base standard.

Para el caso de pilotes de concreto precolados, el tipo plano es conveniente cuando las varillas de refuerzo no sobresalen de la cabeza del pilote; en su parte superior tienen un anillo en el cual se coloca un pedazo de madera que sirve para recibir el golpe; la forma tronco-cónica del interior del casco tiene su

ficiente profundidad para que sobre el pilote se pueda colocar un forro que distribuya el golpe.

El casco tipo pedestal es para casos en que las varillas de refuerzo sobresalen de la cabeza del pilote. El anillo que contiene la pieza amortiguadora se coloca arriba de las varillas por medio de un pedestal, mismo que si las varillas tienen poca longitud es integral con el casco, y en caso contrario forma una unidad separada.

Los cascos para pilotes tubulares se diseñan para ser empleados con base standard y tienen una doble falda que forma un estrechamiento donde entra el pilote; consecuentemente el diámetro del mismo debe ser especificado.

Métodos Auxiliares de Hincado.- Chiflón de Agua.- Hay ocasiones en que no es posible hincar los pilotes a través de una capa compacta de suelo ya que principalmente en el caso de pilotes de concreto y de madera un hincado fuerte hace que éstos se rompan o se astillen; en tales circunstancias, para facilitar el hincado y asegurar la penetración deseada se aplica una descarga de agua a presión suficiente alrededor de la punta del pilote con objeto de desplazar al suelo. El volumen de la descarga de agua debe ser tal que permita que ésta ascienda a la superficie.

Para efectuar dicha descarga se emplea el chiflón de agua, el cual puede ser fijo en caso de que forme parte del mismo pilote, o móvil, si consiste en una manguera con chiflón que puede subirse o bajarse a voluntad durante la operación.

Al aplicar el chiflón de agua al suelo hay que tener cuidado de que el pilote no pierda su verticalidad, pues éste tiende a seguir la trayectoria de la descarga; para evitarlo es conveniente colocar el chiflón primero de un lado del pilote y después en el opuesto, o bien, emplear dos chiflones, uno de los cuales va situado un poco adelante de la punta del pilote y el otro se acostumbra subirlo y bajarlo a un lado del pilote para que la acción lubricante del agua facilite el hincado del mismo.

El empleo del chiflón de agua se ha encontrado efectivo y práctico en cualquier tipo de suelos, excepto en las gravas sueltas, tepetate y roca. En suelos cohesivos se emplea ocasionalmente cuando se trata de atravesarlos para llegar a una capa resistente; sin embargo no se recomienda su uso porque la arcilla tapa el chiflón. En suelos limosos el empleo del chiflón de agua suelta el material y éste no se sedimenta tan firmemente como antes de actuar el chiflón, por lo que hay necesidad de rehincar los pilotes o hacer una prueba de carga para determinar la existencia de tal condición y corregirla en caso necesario.

Ya que el problema del uso del chiflón de agua es asegurar un flujo ascendente a los lados del pilote y toda vez que al agua puede desviarse en cualquier dirección produciendo compactación del suelo al ser retirada dificultando así el hincado, a últimas fechas se ha desarrollado el uso del chiflón de agua combinado con chiflón de aire.

El aire comprimido asciende a la superficie más rápidamente que el agua y no tiene la acción compactadora de ésta; sin embargo, su empleo se ha limitado a reducir la fricción y sólo para profundidades someras. En cambio para grandes profundidades y combinado con el chiflón de agua es muy útil porque cuando menos obliga a una parte del agua a subir con él.

Barrenación.- Cuando el uso del chiflón de agua es impracticable se emplea con ventaja el método de barrenación. Este se lleva a cabo con taladro cuyo diámetro es cinco centímetros mayor que el del pilote, lo cual permite la colocación del mismo sin dificultad.

Los taladros pueden perforar grava cementada, arcilla, caliche y roca, siendo a veces suficiente soltar el suelo únicamente para proseguir el hincado; pero en otras, es necesario introducir un ademe de 10 a 12 pulgadas de diámetro junto con el barrenado antes del hincado. En el caso de tener suelos formados por can -

tos de grava no cementada, la cual cae dentro del agujero practicado, se hace necesario poner ademe de tubo, mismo que se retira después del hincado. Tratándose de arenas es necesario llenar el ademe con una lechada de arcilla para prevenir derrumbes cuando se retira el tubo; en estos casos es recomendable fabricar el pi lote con una estría que permita la salida del agua y fango, llevando después del hincado el espacio anular que quede entre suelo y pilote, con arena o con lechada para dar fricción si se juzga conveniente.

Preliminares del Hincado.- En el lugar de la obra se marcan por coordenadas los ejes de columna escogiendo una esquina del predio como origen de las mismas; colocando un hilo longitudinal y otro transversal entre las marcas correspondientes se localiza el eje de cualquier columna y luego con fichas se marca el lugar en donde se hincará el pilote.

La máquina piloteadora debe ser nivelada antes de hincar cada pilote; en estas condiciones, se alza el pilote con un malacate, se coloca en la torre y se fija a las guías poniendo la punta en el fondo de un pozo de 1.50 metros de profundidad, aproximadamente; enseguida se verifica la verticalidad del pilote y se inicia el hincado. Si hay necesidad de añadir uno o más tramos, éstos deben ser plomeados antes de hincarse.

Durante el hincado es necesario llevar un registro de esta operación en el cual se anoten todas las características del pilote, así como el número de golpes y el tiempo necesario que requirió su hincado. Con este registro se dibujan las gráficas profundidad-tiempo de hincado que manifiestan la relación entre el pilote y el suelo; la pendiente de dicha gráfica nos indica la velocidad del hincado; cuando ésta es horizontal la velocidad es nula. También se dibujan las gráficas profundidad-penetración por golpe, las cuales ligan los efectos del golpe del martinete al pilote y la relación de éste con el suelo.

Para apreciar la influencia del hincado en la zona circundante se deben efectuar nivelaciones periódicas sobre bancos colocados para tal objeto en las estructuras de los edificios colindantes, en las banquetas y sobre las excavaciones preliminar y definitiva. Los bancos en las estructuras consisten en una placa de cemento pulido colocada en las columnas, con una línea horizontal en el centro. Los bancos de nivel para las banquetas y excavaciones superficiales son clavos de 4 pulgadas embutidos en un dado de concreto de 10 x 10 x 20 cm. (fig. 1). Los bancos para las excavaciones profundas consisten en una varilla de $\frac{3}{8}$ de pulgada de diámetro que se introduce en un macizo de concreto de 10 cm. de diámetro, el cual se coloca 50 cm. más abajo que el fondo de la excavación para que así se acusen los desplazamientos de esta

capa en la superficie del terreno (fig. 2).

Con objeto de medir la variación de presiones neutrales antes y después del hincado, es conveniente instalar series de piezómetros. El piezómetro es un tubo vertical colocado en una vena líquida por el cual asciende el agua hasta un cierto nivel que indica la carga de presión a que está sometido ese lugar. La carga se mide desde el nivel libre del líquido en el piezómetro hasta el nivel de la vena. En la práctica se instalan haciendo una perforación de 6 pulgadas de diámetro en la que se introduce un dispositivo que consta de un tubo de plástico de 5/16 de pulgada de diámetro unido en su parte inferior a un filtro de arena graduada. Entre cada dos puntos de observación se sella la perforación con bentonita granular, ligeramente humedecida y moldeada en forma de esferas de una pulgada de diámetro (fig. 3).

En la fig. 2 aparece un corte del bulbo de un piezómetro para medir el nivel libre del agua. Periódicamente se introduce en cada tubo piezométrico una sonda eléctrica de menor diámetro, que consiste en dos conductores cubiertos y conectados a un voltímetro de corriente continua. Cuando ambos conductores quedan en contacto con el agua se cierra el circuito, indicándolo al momento la aguja del voltímetro; se extrae la sonda y se mide la distancia que penetró. Esta distancia se refiere a un nivel previamente a-

doptado y así se conoce a qué profundidad está el nivel piezométrico (fig. 4).

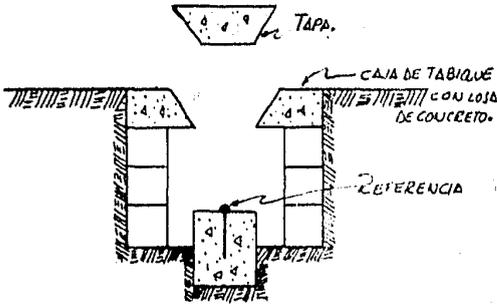


fig 1.- Esquema de Banco SUPERFICIAL.

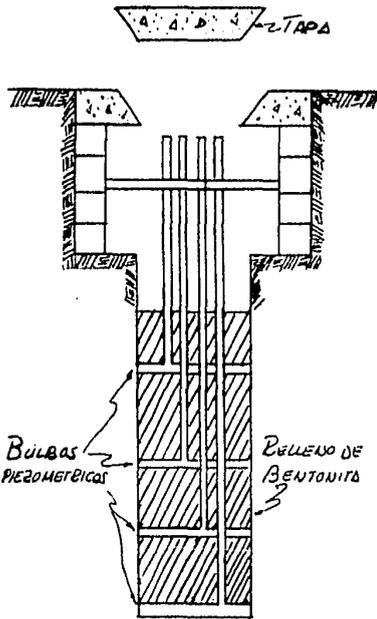


fig 4.- Corte de una Estación PIEZOMÉTRICA.

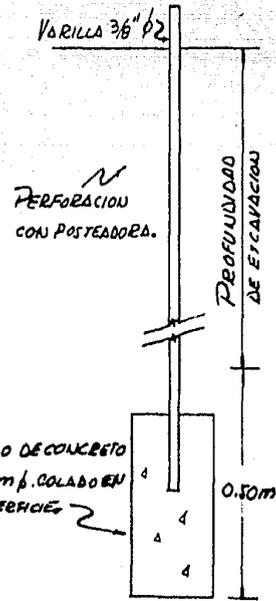


fig 2.- Esquema de Banco PROFUNDO.

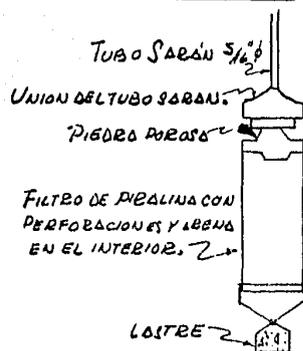


fig 3.- Bulbo de un PIEZÓMETRO.

IV.- MÉTODOS PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CARGA EN PILOTES

Entre los procedimientos actualmente en uso para la determinación de la capacidad de carga en pilotes pueden citarse entre los más empleados los siguientes:

- 1.- Fórmulas dinámicas.
- 2.- Fórmulas estáticas.
- 3.- Pruebas de carga.

De estos métodos, el que más se ha empleado para determinar dicha capacidad es el de fórmulas dinámicas, teniendo para ello en cuenta la sencillez de su aplicación y las dificultades prácticas y económicas para usar un método más adecuado.

El empleo de las fórmulas dinámicas resulta adecuado para la determinación de la capacidad de carga para pilotes hincados en suelos sin cohesión, principalmente arenas y gravas; no así en suelos cohesivos debido a que la resistencia a la penetración permanece prácticamente constante con la profundidad, lo que implicaría, en caso de usar las fórmulas dinámicas para la determinación de la capacidad de carga, que ésta es independiente de la longitud del pilote, lo cual está desmentido por la experiencia.

De la gran cantidad de fórmulas dinámicas que existen puede decirse que sólo dos de ellas dan resultados aceptables debido a que han sido más experimentadas y se han introducido en ellas ciertos factores que las hacen más aplicables al fin que se persigue. Ellas son: la fórmula HOLANDESA y la fórmula de HILEY.

Todas las fórmulas dinámicas parten de una general; por lo mismo, daré primero la deducción de ésta para después obtener las antes mencionadas.

Fórmula general.- La energía que proporciona un golpe puede expresarse por:

$$E_0 = WH$$

en donde E_0 = energía dinámica.

W = peso del martinete.

H = altura de caída.

Una parte de esta energía se pierde en las guías del martinete y en la resistencia del viento. Llamando e_1 a la eficiencia de la caída; la energía neta que llega al pilote es:

$$E_1 = WHe_1$$

Debido a que una importante cantidad de energía se pierde en el impacto, si designamos con e_2 la eficiencia del mismo, la energía disponible después de su realización estará dada por:

$$E_2 = e_2 E_1 \quad \text{pero como } E_1 = WHe_1 \therefore E_2 = e_1 e_2 WH$$

En el caso del hincado de pilotes el valor de e_2 se obtiene a partir de las masas del martinete y del pilote; recordando que la energía se expresa por $1/2$ del producto de la masa por la velocidad al cuadrado, la eficiencia del impacto se puede expresar:

$$e_2 = \frac{\frac{W}{g} u^2 + \frac{W_p}{g} u_p^2}{\frac{W}{g} v^2 + \frac{W_p}{g} v_p^2} \quad (1)$$

En donde $\frac{W}{g}$ = masa del martinete.

$\frac{W_p}{g}$ = masa del pilote.

u = velocidad del martinete después del impacto.

u_p = velocidad del pilote después del im pacto.

v = velocidad del martinete antes del impacto.

v_p = velocidad del pilote antes del im pacto.

De la definición del impulso (producto de una fuerza por tiempo de aplicación), para el período de contacto durante el impacto, los impulsos son iguales en los dos cuerpos libres.

Recordando que:

$$F = m\ddot{a} = m \frac{d\dot{v}}{dt}$$

$$F dt = m d\dot{v}$$

Integrando esta ecuación se obtiene la relación entre impulso y momentum lineales:

$$\int_{t_1}^{t_2} F dt = m \int_{v_1}^{v_2} dv = mv_2 - mv_1$$

Aplicando el resultado anterior a nuestro estudio se tiene:

$$\frac{W}{g} (v - u) = -\frac{Wp}{g} (v_p - u_p) \quad (2)$$

en donde $(v - u)$ = cambio de velocidad del martinete antes y después del impacto.

Se define coeficiente de restitución para el impacto directo central entre dos cuerpos, la relación de la velocidad relativa de separación entre la velocidad relativa de acercamiento, entonces:

$$n = \frac{u_p - u}{v - v_p} \quad (3)$$

en donde n = coeficiente de restitución elástica que depende de las características de los materiales de ambos cuerpos.

Debido a que la velocidad del pilote antes del impacto es por lo común igual a cero o de un valor despreciable, para fines de cálculo será considerada nula. Así v_p en la ecuación (1) será igual a cero.

Resolviendo las ecuaciones simultáneas (2) y (3), se obtienen las expresiones para u y u_p , las cuales sustituidas en la ecuación (1) nos darán el valor de e_2 .

Efectuando operaciones se obtuvo que:

$$u_p = \frac{Wv(n+1)}{W+Wp}$$

$$u = \frac{Wv - n^2 Wp}{W+Wp}$$

Elevando al cuadrado las expresiones anteriores; sustituyéndolas en la ecuación (1) y efectuando operaciones se tiene que:

$$e_2 = \frac{W + n^2 Wp}{W + Wp}$$

De lo anterior se concluye que la energía disponible después del impacto estará expresada por:

$$E_2 = e_2 WH \left(\frac{W + n^2 Wp}{W + Wp} \right) \quad \text{--- (4)}$$

Esta energía es consumida por el trabajo necesario para hincar el pilote y por ciertas pérdidas como son el trabajo empleado en el aplastamiento de las fibras de la cabeza del pilote, la compresión elástica del mismo y la compresión del suelo adyacente.

Llamando Q a la resistencia dinámica total a la compresión y considerando que esta resistencia actúa a través de la penetración p por golpe, el trabajo utilizado será: Qp .

Ahora bien, si suponemos que las fibras de la cabeza del pilote se aplastan p_f el trabajo gastado en ello será igual con Qp_f

Si además las compresiones combinadas producen una deforma-

ción p_e , de la cabeza del pilote seguida por una recuperación del mismo valor, la energía elástica representada será el producto de p_e por la fuerza compresiva promedio. Debido a que esta fuerza compresiva varía de cero a un valor máximo Q , su valor promedio será igual a $Q/2$ y la energía elástica perdida será $Q \frac{p_e}{2}$.

Del estudio anterior y considerando despreciables otras pérdidas, deducimos que la energía E_2 consumida en el hincado del pilote estará expresada por:

$$E_2 = Q \left(p + \frac{1}{2} p_e + p_f \right) \quad (5)$$

Siendo conveniente hacer notar que el valor de p_e incluye el efecto de la compresión elástica del suelo.

El acortamiento elástico de un pilote apoyado por punta, de sección transversal constante y módulo de elasticidad E , está dado por la ecuación:

$$p_e = \frac{\sigma L}{E} \quad \text{pero } \sigma = \frac{Q}{A} \therefore p_e = \frac{Q L}{A E}$$

en donde: p_e = acortamiento elástico total.

Q = carga actuante en el pilote.

A = área de la sección transversal del pilote.

E = módulo de elasticidad.

Para un pilote por fricción, variando ésta linealmente con la profundidad, el acortamiento elástico es menor y se demuestra que

corresponde al acortamiento de un pilote por punta de longitud $\frac{2}{3}L$.

Si el pilote trabaja por fricción y ésta es uniforme en toda su longitud, el acortamiento elástico será igual a: $\frac{QL}{2AE}$

Llamando C a la relación entre el desplazamiento elástico real de la cabeza de un pilote y el desplazamiento correspondiente a un pilote por punta, el valor del desplazamiento real será:

$$p_e = \frac{CQL}{AE} \quad (6)$$

Despejando el valor de Q en la ecuación (5) y sustituyendo el valor de p_e se obtiene:

$$Q = \frac{E_2}{p + \frac{CQL}{2AE} + p_f}$$

y sustituyendo el valor de E_2 de la ecuación (4) se tendrá:

$$Q = \frac{c_1 WH \left(\frac{W + n^2 Wp}{W + Wp} \right)}{p + \frac{CQL}{2AE} + p_f}$$

que es la ecuación general dinámica de pilotes, misma que se acostumbra poner en la siguiente forma:

$$Q = \frac{(p + p_f) AE}{CL} \left[\sqrt{1 + \frac{2CLc_1 WH}{(p + p_f)^2 AE} \frac{W + n^2 Wp}{W + Wp}} - 1 \right] \quad (7)$$

en donde: Q = carga actuante en el pilote.

p = penetración efectiva producida por un golpe.

p_f = aplastamiento de la cabeza del pilote producida por un golpe.

A = área de la sección transversal del pilote.

E = módulo de elasticidad del material del pilote.

L = longitud del pilote.

C = coeficiente que depende de la forma en que trabajará el pilote (por punta o por fricción, distinguiéndose si la fricción es uniforme o varía linealmente con la longitud del pilote).

e_1 = eficiencia de la caída del martinete.

$e_1 = 0.75$ para martinete de caída libre.

$e_1 = 0.90$ para martinete de acción simple.

W = peso del martinete.

H = altura de caída del martinete.

n = coeficiente de restitución elástica. Para madera y acero.

$n = 0.25$.

W_p = peso del pilote.

Para facilitar el estudio de la ecuación general de las fórmulas dinámicas, se acostumbra escribir la expresión (7) de la siguiente manera:

$$e_1 W H = R_p + e_1 W H \frac{1-n^2}{r+1} + \mu \frac{R^2 l}{EA} + \frac{R^2 l'}{2EA'} + cR \quad (8)$$

en donde:
$$\tau = \frac{W}{W/p}$$

En la ecuación (8) todas las literales tienen el mismo significado que las anteriormente descritas excepto Q que en adelante se llamará R.

R = Resistencia dinámica última o final.

En el primer miembro de la ecuación (8) se tiene la energía que el martinete proporciona en el momento del impacto.

En el segundo miembro se tienen las siguientes energías:

R_p = energía utilizada por el pilote para penetrar p centímetros.

$e_1 \frac{WH(1-\tau^2)}{\tau+1}$ = energía perdida en el impacto.

$\frac{\mu R^2 l}{EA}$ = energía perdida por compresión elástica del pilote.

$\frac{R^2 l'}{2E'A'}$ = energía perdida por compresión elástica del casco de protección.

l' = longitud efectiva del casco de protección.

E' = módulo de elasticidad del casco de protección.

A' = área de la sección transversal del casco de protección.

cR = energía perdida por compresión elástica del terreno.

Fórmula Holandesa.- Esta fórmula ha sido estudiada por los Ingenieros franceses M. Buisson y M. Chapon, quienes después de una serie de experiencias llegaron a la conclusión de que los resultados obtenidos mediante su empleo son bastante aceptables, siempre y cuando se introduzca en ella un factor de corrección llamado factor específico de hincado, así como que la penetración mínima se limite a un valor denominado penetración crítica.

La fórmula holandesa se deduce de la general, considerando en primer lugar que el choque es inelástico ($n=0$), y en segundo, que las pérdidas debidas a la compresión elástica del pilote del suelo adyacente y del casco de hincado son despreciables. La fórmula general, después de estas simplificaciones, queda:

$$c, WH = R\rho + WH \frac{1}{r+1}$$

Efectuando operaciones:

$$\text{haciendo } e_1 = 100\% \quad R_p = WH \left(1 - \frac{1}{\tau + 1}\right)$$

$$\therefore R = \frac{WH}{\rho(1 + \tau)} \quad (9)$$

que es la fórmula holandesa.

La fórmula holandesa puede escribirse también de la siguiente manera:

$$R = \frac{W^2 H}{\rho(W + W_p)}$$

$$\text{ya que } \tau = \frac{W}{W_p}$$

Los Ingenieros Buisson y Chapon encontraron que la relación $\frac{R_s}{R}$ en donde R_s es la resistencia estática del suelo en una prueba de penetración, y R resistencia dinámica obtenida en el hincado, se mantiene constante para cierto valor dependiente de cada tipo de suelo, hasta que la penetración por golpe llegaba a ser igual a 2.5 mm. aproximadamente, después de lo cual a medida que ésta disminuía la relación $\frac{R_s}{R}$ decrecía linealmente en función de la misma. A dicha relación le llamaron "Factor Específico de Hincado" y al valor límite de la penetración que hace válida tal relación "Penetración Crítica"

De la serie de experiencias antes mencionadas encontraron que para diferentes suelos se tenían los siguientes factores específicos de hincado:

Tipo de Suelo	Factor Específico de Hincado	Coefficiente Necesario para tener un factor de Seg. 3
LIMO ORGANICO Y TURBA	0.30	1/10
ARCILLA	0.60	1/5
MARGA	0.75	1/4
ARENA	0.85	1/3.53
GRAVA	1.00	1/3
CALIZA	1.20	1/2.5

Tratando de aplicar los resultados obtenidos de las pruebas de penetración al hincado del pilote, Buisson y Chapon analizaron los resultados experimentales disponibles tanto de pruebas de hincado como de ensayos estáticos de carga efectuados en distintos tipos de suelos y llegaron a los siguientes resultados:

Penetración crítica real.- Se puede definir ésta como la penetración final por golpe necesaria para que la resistencia estática determinada de una prueba de hincado y empleando la fórmula holandesa, coincida con la resistencia estática determinada de una prueba de carga.

De las pruebas estudiadas es posible obtener una relación C_0 vs. d válida para arcillas, margas, arenas y gravas para diámetros de pilote comprendidos de 30 a 60 cms.

Factor de corrección en la resistencia.- Debido a que al hincar los pilotes se altera el suelo que los rodea, es necesario determinar la capacidad de carga estática de los mismos, después de 3 días para el caso de arena y 1 mes para el caso de arcilla, una vez de estar hincados. Por esta razón es necesario introducir un factor de corrección a la capacidad de carga dinámica que puede ser inferior a 1 en arenas, o superior a este valor en el caso de arcillas. Para determinar este valor en las arcillas, se llevan a cabo pruebas de penetración midiendo la resistencia por punta y por fricción para distintos tiempos t , $2t$, $4t$, etc. de modo que trazados los valores obtenidos en una gráfica dibujada en papel logarítmico sea posible determinar por extrapolación la resistencia total al esfuerzo cortante para un tiempo determinado.

Como los resultados obtenidos se refieren a pilotes circulares, es necesario emplear el diámetro efectivo equivalente en caso de usarse pilotes de otra sección transversal.

Así, en el caso de un pilote de sección cuadrada de lado " a " su diámetro equivalente será:

$$\frac{\pi d^2}{4} = a^2 \quad \therefore d = \frac{2a}{\sqrt{\pi}} = 1.13a$$

El valor anterior se aplica cuando la capacidad por punta es la que predomina.

Para pilotes trabajando por fricción, el diámetro equivalente se obtiene de la siguiente manera:

$$\pi d = 4a \quad \therefore d = \frac{4}{\pi} a = 1.27a$$

Para el cálculo de la capacidad de carga en pilotes, aplicando la fórmula holandesa, es necesario introducir en ella el factor específico de hincado λ , la penetración crítica e_0 , y el factor de corrección llamado C.

Entonces la fórmula adquiere la siguiente expresión:

$$R = c \lambda \frac{WH}{e_0 \left(1 + \frac{1}{\lambda}\right)} ; p < e_0 \quad \text{--- (10)}$$

en donde

p = penetración final

e_0 = penetración crítica

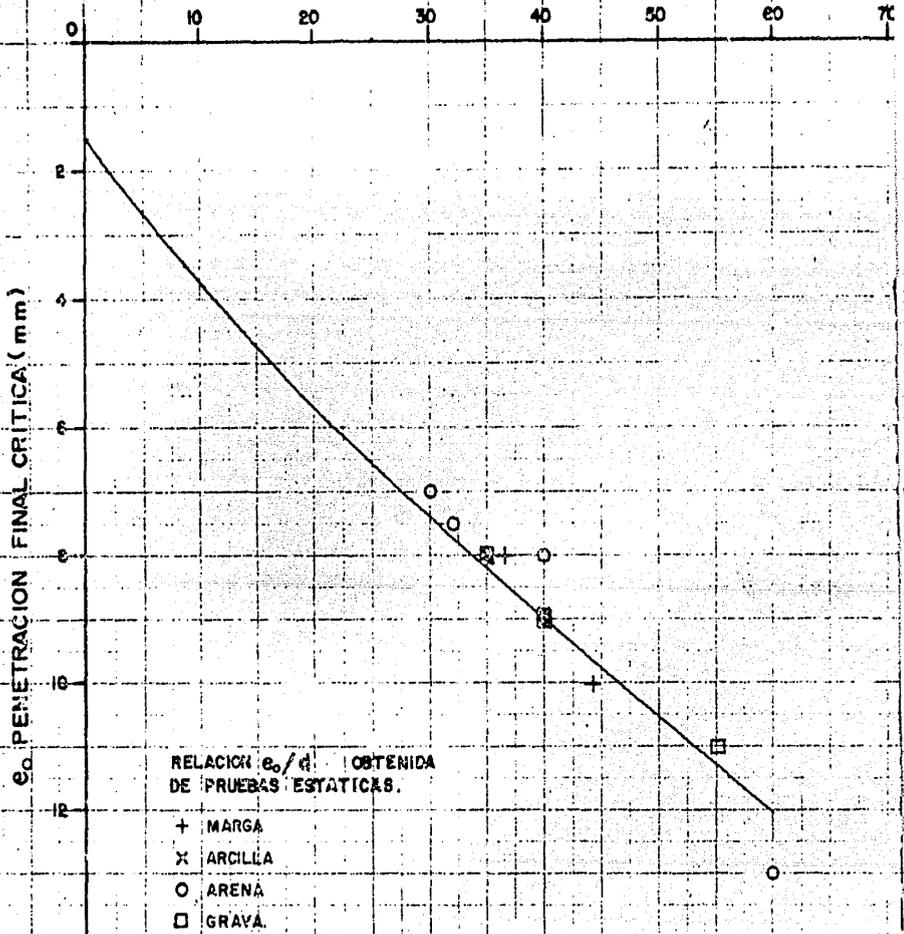
y

$$R = c \lambda \frac{WH}{p \left(1 + \frac{1}{\lambda}\right)} ; p > e_0 \quad \text{--- (11)}$$

Para calcular la capacidad de carga se procederá primero a determinar de acuerdo con la tabla I el valor correspondiente de λ para el suelo dado; empleando la figura "A" se determina la penetración crítica correspondiente al diámetro real o equivalente y por último se calcula el valor de la capacidad de carga con la fórmula indicada para cada caso.

El coeficiente C puede considerarse igual a uno para arenas y para arcillas hay que determinarlo cuidadosamente, como se explicó anteriormente.

$d =$ DIAMETRO REAL O EQUIVALENTE DEL PILOTE (cm)



Relación e_0/d propuesta por los Ings. M. Buisson y M. Chapon, útil en la determinación de la capacidad de carga de pilotes utilizando la fórmula holandesa.

Fórmula de Hiley.- Esta fórmula es de las más empleadas en Europa, principalmente en Inglaterra y se obtiene de la fórmula general introduciendo en ella las condiciones: $0 < n < 1$ y $\mu = 1/2$ considerando además el trabajo perdido por la deformación elástica del casco de protección y del suelo circundante.

$$e_1WH = R\rho + e_1WH \frac{1-n^2}{r+1} + \frac{1}{2} \frac{Rl}{EA} + \frac{2l'}{2EA'} + \frac{c}{2} R \quad (12)$$

haciendo

$$C_1 = \frac{Rl'}{EA'} \quad ; \quad C_2 = \frac{Rl}{EA} \quad \text{y} \quad C_3 = c$$

Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación general y despejando el valor de R, se obtiene:

$$e_1WH = R\rho + e_1WH \frac{1-n^2}{r+1} + C_2 \frac{R}{2} + C_1 \frac{R}{2} + C_3 \frac{R}{2}$$

$$\therefore e_1WH = e_1WH \frac{1-n^2}{r+1} + R \left(\rho + \frac{C_1}{2} + \frac{C_2}{2} + \frac{C_3}{2} \right)$$

$$\therefore R \left(\rho + \frac{C_1 + C_2 + C_3}{2} \right) = e_1WH \left(\frac{r+n^2}{r+1} \right)$$

$$\therefore R = \frac{e_1WH \frac{r+n^2}{r+1}}{\rho + \frac{C_1 + C_2 + C_3}{2}} \quad (13)$$

que es la fórmula de Hiley para la capacidad de carga en pilotes hincados con martillos de caída libre o de vapor de acción simple.

Para martillos de acción doble, la fórmula de Hiley se expre-

sa de la siguiente manera:

$$R = \frac{a, wH \left(1 + \frac{w\rho}{W}\right) \left(\frac{\gamma + \eta^2}{\delta + 1}\right)}{\rho + \frac{C_1 + C_2 + C_3}{2}} \quad (14)$$

En esta fórmula: w = área del pistón.

ρ = presión efectiva del vapor.

ρ = penetración media total por golpe.

$\frac{C_1 + C_2 + C_3}{2}$ = compresión temporal total media del
pilote y del suelo adyacente.

Para medir directamente los valores de C_2 y C_3 se emplea un dispositivo que consiste en lo siguiente:

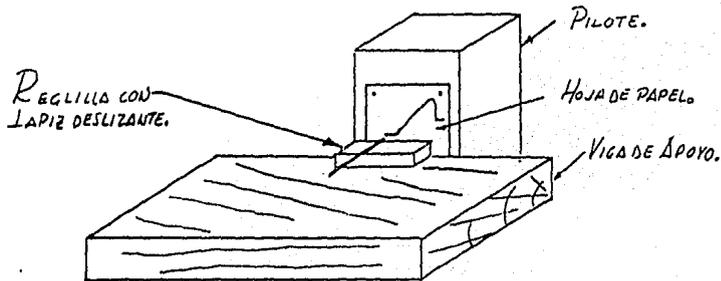


fig. 5.-

Por medio de un lápiz que se hace deslizar normalmente al eje del pilote en el momento del impacto, se traza sobre un papel fijo al mismo un diagrama, del cual es fácil obtener C_2 , C_3 y ρ

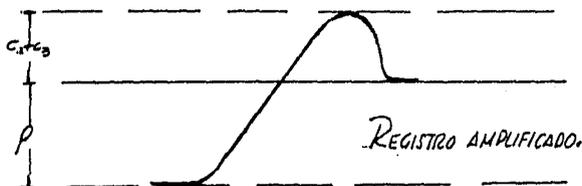


fig 6.-

El valor de C_1 se calcula de las características elásticas del casco de protección.

Para determinar la capacidad de carga permisible del pilote se recomienda usar un factor de seguridad 3.

En el hincado de pilotes la penetración final permanente se calcula para los últimos cinco golpes para martinets de caída libre, y para martillos de acción simple o doble se calcula para los últimos veinte golpes.

Como en el empleo de la fórmula de Hiley es necesario conocer el valor del coeficiente de restitución, a continuación se adjuntan los valores que recomienda Chellis para distintas condiciones:

- n = 0.55 Hincado de tubos de acero (acero sobre acero sin colchón)
- n = 0.50 Hincado de pilotes tubulares empleando colchón bien compactado. También válido para el hincado de pilotes de acero o de concreto, hincados con martinete de doble acción golpeando sobre casco de acero.
- n = 0.40 Hincado de pilotes tubulares empleando colchón de madera medianamente compacta. Válido también para pilotes de madera hincados con martinete de doble acción, golpeando sobre casco de protección de acero y para pilotes de concreto sin casco, hincados con martillos de acción simple o de caída libre.

- n = 0.32 Hincado de pilotes de acero con martillo de acción simple, golpeando sobre placas de acero.
- n = 0.25 Hincado de pilotes de acero protegidos con colchón de madera fresca. Válido también para pilotes de concreto hincados con martillo de acción simple o de caída libre, golpeando sobre casco de madera bien acabado.
- n = 0.00 Cuando la cabeza del pilote de madera o el caso de hincado del mismo material se halla muy maltratado, o bien, cuando haya exceso de empaque en el casco de hincado.

Conclusiones.- Aun cuando el empleo de las fórmulas dinámicas resulta criticable por el hecho de considerar que la carga estática máxima es igual a la resistencia dinámica máxima en el hincado, es posible obtener resultados adecuados mediante su empleo si, como en el caso de la fórmula holandesa, se introducen coeficientes que las ajuste a los diferentes tipos de suelo en que se empleen.

Hasta la fecha la elección de una fórmula dinámica para obtener la capacidad de carga de un pilote está condicionada al lugar de empleo y en todo caso son los códigos u oficinas de especificaciones del país o del estado respectivo quienes indican lo que deba emplearse.

Apoiado en los resultados experimentales, Chellis ha encontrado que en general la fórmula propuesta por Hiley es la que mejor resultados proporciona y los valores que con ella se obtienen resultan bastantes próximos a los reales obtenidos en pruebas de carga.

Las experiencias efectuadas por Buissacn y Chapon, también justifican el empleo de la fórmula holandesa, siempre y cuando se proceda en la forma recomendada por ellos.

Métodos Estáticos para Determinar la Capacidad de Carga en

Pilotes.- Siempre ha existido una tendencia bien definida para obtener la capacidad de carga de un pilote por medio de un método estático que proporcione resultados concordantes con la realidad.

En general, la capacidad de carga de un pilote viene determinada por la siguiente ecuación:

$$Q_T = Q_p + Q_f \text{ ——— (15)}$$

en donde: Q_T = capacidad de carga total.

Q_p = capacidad de carga por punta.

Q_f = capacidad de carga por fricción.

Todos los métodos estáticos parten de la ecuación anterior y lo que varía con cada uno es el mecanismo de la falla del suelo.

Método de Terzaghi.- Terzaghi hace del estudio de la capacidad de carga de una pila cilíndrica introducida en el suelo, considerando el siguiente mecanismo de falla que por extensión puede aplicarse a un pilote: Para que pueda producirse la falla es necesario que el cilindro se asiente desplazando al suelo hacia afuera o hacia afuera y hacia arriba, como se indica por las flechas (fig. 7), venciendo la resistencia el esfuerzo cortante

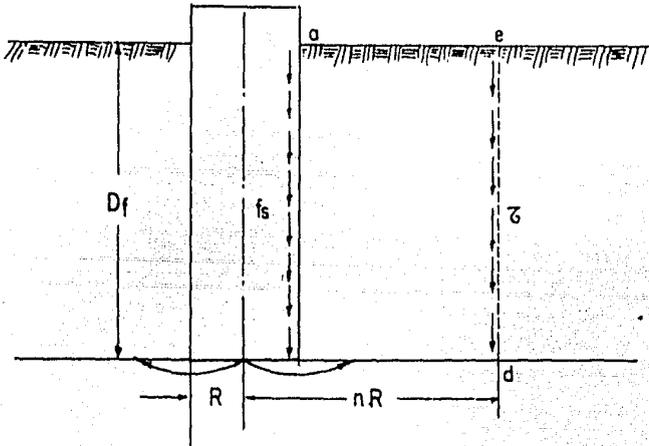


Fig. 7

Mecanismo de la falla segun Terzaghi.

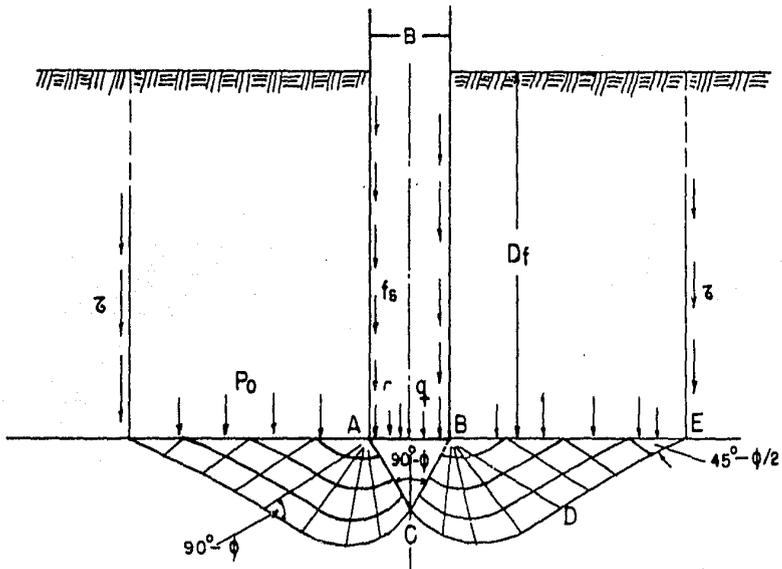


Fig. 8

Zonas de equilibrio plastico segun Terzaghi.

del suelo que se supone está actuando en la superficie cilíndrica ed; la fricción que se desarrolla en toda el área del pilote y el peso de la masa del suelo abde.

Aceptando que la capacidad de carga total de un pilote sea dada por su resistencia tanto por punta como por fricción superficial, dicha capacidad se puede expresar con la fórmula (15). En esta fórmula Q_p corresponde a la capacidad de carga de un cimiento de base circular y ésta se puede calcular con la fórmula semi-empírica propuesta por Terzaghi para cimientos circulares y poco profundos:

$$Q_p = (1.3cN_c + \gamma D_f N_q + \gamma \alpha i R N_\gamma) \pi R^2 \quad (16)$$

En caso de tener pilotes cuadrados, la fórmula que dá la capacidad de carga por punta se expresa de la siguiente manera:

$$Q_p = (1.3cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4\gamma B N_\gamma) B^2$$

En las fórmulas anteriores:

Q_p = capacidad de carga por punta en la base del cimiento.

C = cohesión del suelo.

γ = peso volumétrico del suelo.

D_f = profundidad de apoyo.

R = radio de la base.

B = lado de la base cuadrada.

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga que dependen de las propiedades mecánicas del material y de las características físicas de la cimentación.

El análisis anterior se basa en la teoría de la plasticidad, y las correspondientes zonas de equilibrio plástico se muestran en la fig. 8 para el caso de una cimentación rugosa.

Bajo la base hay una zona central ABC que permanece en estado de equilibrio elástico y que se comporta como parte de la cimentación; a cada lado de ésta hay dos zonas plásticas BCD, zona de esfuerzo cortante radial y BDE, de esfuerzo cortante plano.

Como se dijo en un principio, el movimiento del suelo es resistido por el peso γD_f , la fricción superficial f_s , por unidad de área de contacto entre cilindro y suelo, y por los esfuerzos cortantes τ existentes en el contorno exterior \bar{d}_e .

El efecto de dichos esfuerzos es el siguiente: En primer lugar, reducen la presión total sobre la base del cilindro de un valor Q_p a $Q_p = Q_p - 2\pi R f_s D_f$ y en consecuencia la carga necesaria para producir la falla deberá ser:

$$Q_T = Q_p + 2\pi R f_s D_f \quad (18)$$

El efecto de los esfuerzos cortantes en el contorno anular de, se manifiesta aumentando la resistencia al levantamiento de dicho volúmen, acción que equivale a un aumento en la presión vertical por unidad de área en la base de dicho anillo. Así el término $\gamma D_f N q$ lo sustituimos por $\gamma_1 D_f N q$ que incluye el efecto mencionado.

Para valuar el factor γ_1 , se hace el siguiente razonamiento: las fuerzas verticales que se oponen al levantamiento de la masa anular, son:

$$\Sigma F_v = \pi (nR^2) D_f \gamma - \pi R^2 D_f \gamma + 2\pi R D_f f_s + 2nR\pi D_f c$$

Se tendrá un esfuerzo resistente equivalente por unidad de área de la base anular igual a q_1 y expresado por:

$$q_1 = \frac{\pi (nR^2) D_f \gamma - \pi R^2 D_f \gamma + 2\pi R D_f f_s + 2nR\pi D_f c}{\pi R^2 (n^2 - 1)}$$

Sacando en factor común a D_f y efectuando operaciones:

$$q_1 = D_f \left[\gamma + 2 \frac{f_s + n c}{R (n^2 - 1)} \right]$$

Finalmente haciendo $q_1 = \gamma_1 D_f$ se obtiene para γ_1 el siguiente valor:

$$\gamma_1 = \gamma + 2 \frac{f_s + n c}{R (n^2 - 1)} \quad \text{--- (19)}$$

la expresión que nos dá la carga crítica se expresa:

$$Q_c = \pi R^2 (1.3 c N_c + \gamma_1 D_f N_q + 0.6 \gamma_2 R N_\gamma) + 2 \pi R D_f f_s$$

En la ecuación anterior deberá considerarse para f_s su valor total determinado, ya sea experimental o teóricamente, puesto que el cilindro no podrá hundirse en tanto que no sobrepase la fricción entre éste y el suelo. El valor de \bar{c} es muy difícil de determinar teniendo en cuenta para ello que depende en gran parte de la compresibilidad del material; así en suelos prácticamente incompresibles, como son las arenas compactas, tendrá un valor considerable principalmente en la parte inferior del contorno de y en suelos muy compresibles, como es el caso de las arenas sueltas, es probable que la penetración del cilindro al producirse la falla se efectúe simplemente con una compresión lateral debida a la compresibilidad del suelo y sin llegar a producirse un empuje hacia arriba.

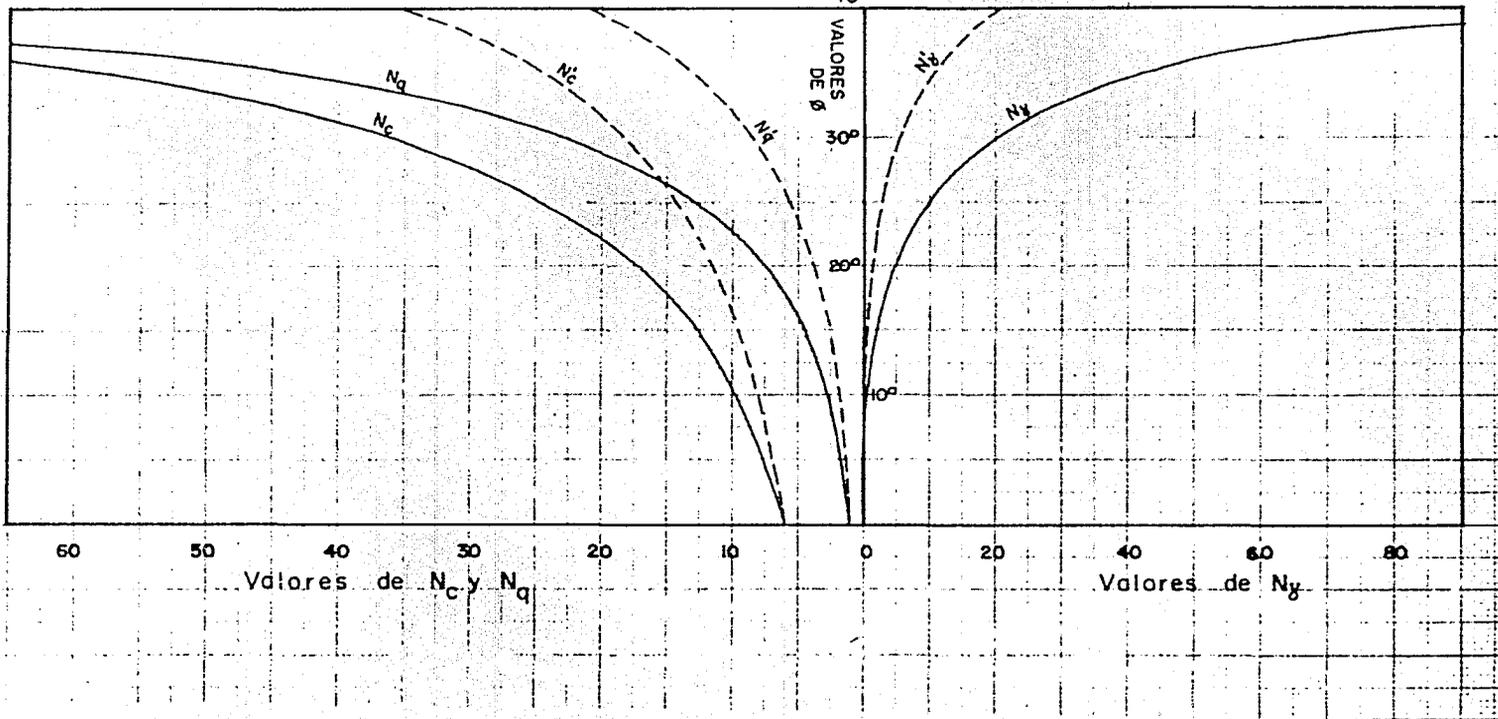
Debido a la inseguridad que se tiene en la determinación de \bar{c} Terzaghi recomienda despreciar tal efecto y calcular la capacidad de carga con la ecuación (16), considerando que el error que se produce con tal suposición es pequeño y se encuentra del lado de la seguridad.

Método de Meyerhof.- Basándose en los resultados de Terzaghi

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA — ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA ϕ
 SEGUN TERZAGHI.

$\phi = 44^\circ, N_\gamma = 260$ $\phi = 48^\circ, N_\gamma = 780$

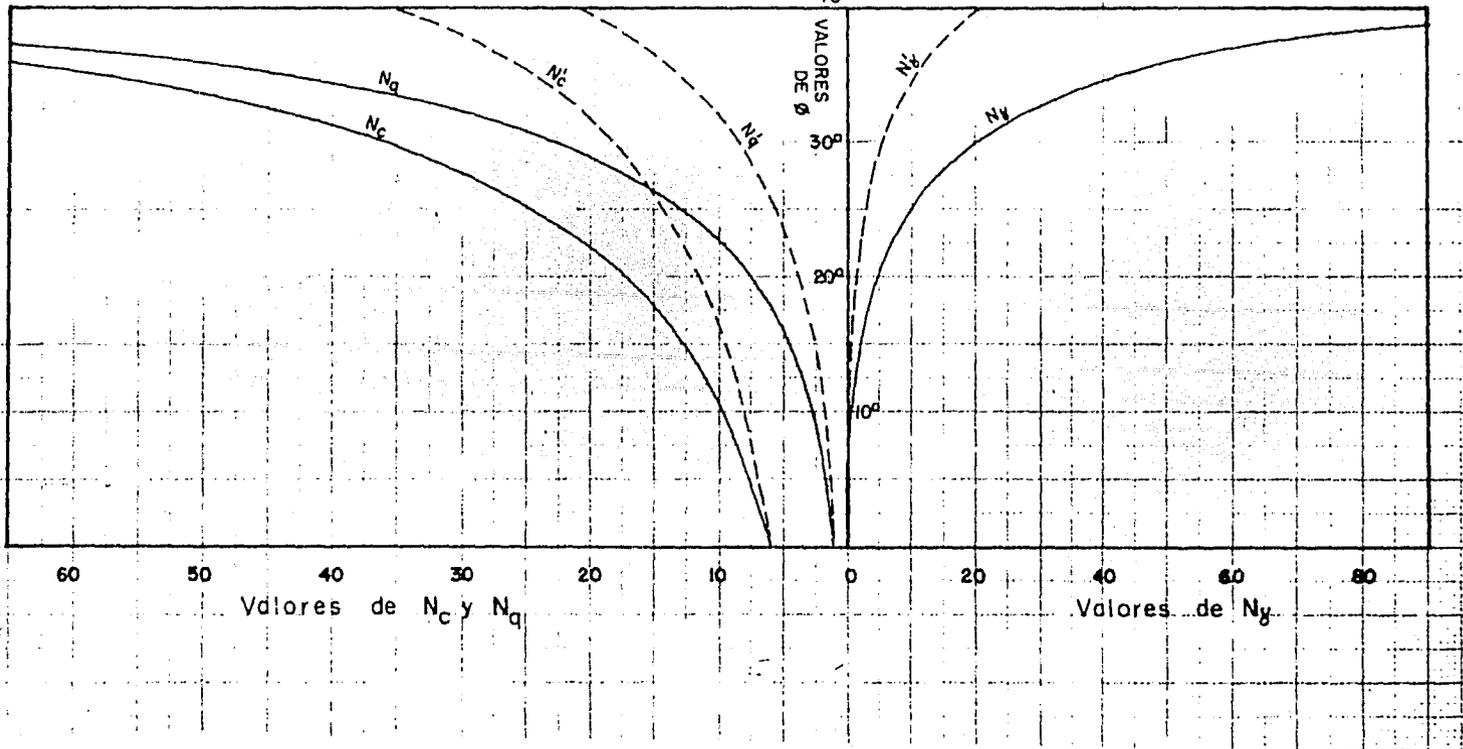
ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA ϕ



FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA — ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA ϕ

SEGUN TERZAGHI.

$\phi = 44^\circ, N_y = 260$ $\phi = 48^\circ, N_y = 780$



Meyerhof intenta eliminar las limitaciones antes estudiadas extendiendo el análisis del equilibrio plástico en una cimentación superficial, a las cimentaciones someras y a las profundas.

De acuerdo con esta teoría las zonas de equilibrio plástico crecen con la profundidad de la cimentación hasta un máximo para las cimentaciones profundas.

Considera Meyerhof que la superficie de falla está formada por dos tramos, uno de ellos la curva CD (espiral logarítmica), y el otro DE recto y formando un ángulo de $90^\circ - \phi$ con el radio de la espiral ED. (fig. 9).

En el instante de la falla ECD, es una zona de esfuerzo cortante radial, mientras que EDEF se halla en un estado de esfuerzo cortante radial mixto, el cual puede variar entre los límites de cortante radial y cortante plano, dependiendo tal variación de la profundidad y rugosidad del cimiento.

Para simplificar el análisis del mecanismo de falla, designa a EE con el nombre de "Superficie libre equivalente" sobre la cual actúan los esfuerzos p_o y s_o normal y tangencial respectivamente; debidos a las fuerzas: P_g , producida por la fricción entre suelo y cimiento y actuando con una inclinación δ sobre la cara EF del cimiento, C_a debida a la adhesión entre cimiento y suelo y W peso de la cuña de suelo EEF.

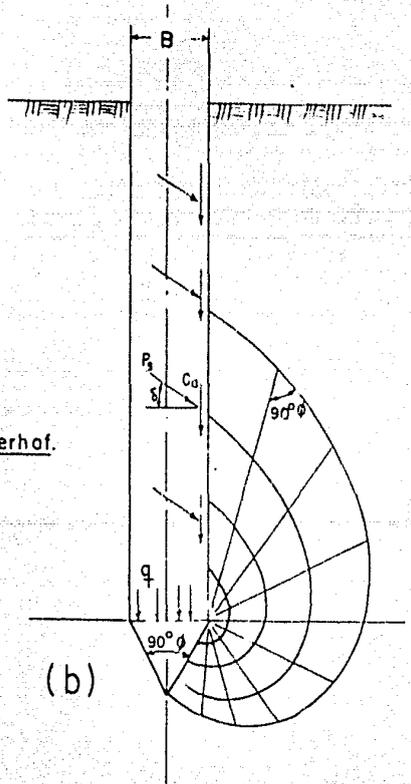
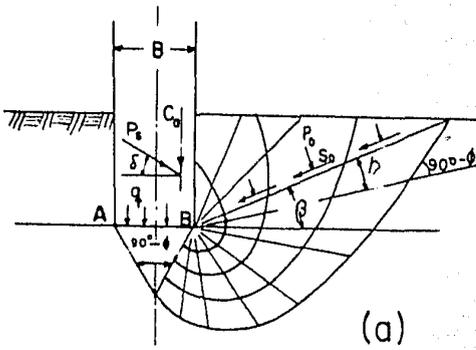


Fig. 9

Mecanismo de la falla propuesta por Meyerhof.

- a) — Cimentación somera.
- b) — Cimentación profunda.

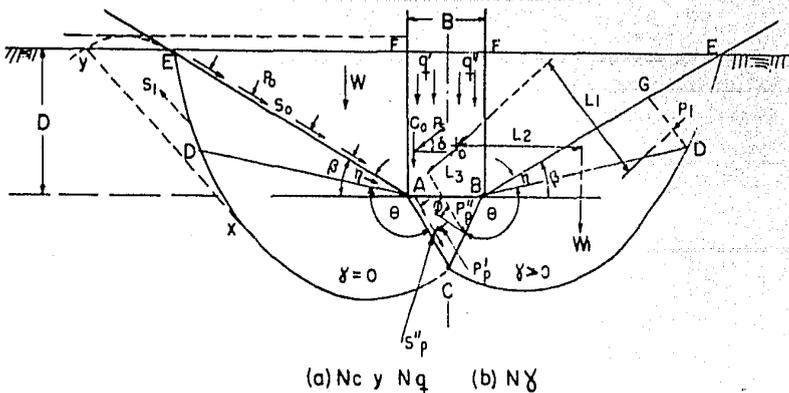


Fig. 10

Determinación de los factores generales de capacidad de carga.

El ángulo que la superficie libre equivalente forma con la horizontal que pasa por B, es denominado por la letra griega β . Este ángulo aumenta con la profundidad del desplante hasta valer noventa grados para cimientos muy profundos y junto con p_0 y s_0 constituye los llamados parámetros de la profundidad de desplante.

De manera similar a Terzaghi, Meyerhof establece que la capacidad de carga unitaria en la falla de un cimiento continuo, está dada por una ecuación de la forma:

$$q = cN_c + p_0 N_q + \gamma \frac{B}{2} N_f \quad (21)$$

en donde C = cohesión unitaria del suelo.

p_0 = esfuerzo normal en la superficie libre equivalente.

γ = peso volumétrico del suelo.

B = ancho del cimiento.

N_c, N_q, N_f = factores de capacidad de carga que dependen de la profundidad de desplante, forma del cimiento, ángulo de fricción interna y rugosidad de la base.

En la ecuación (21) los dos primeros términos del segundo miembro representan la capacidad de carga considerando un material sin peso, y el tercer término representa la capacidad de car

ga considerando el peso del suelo. Ver fig. 10.

Lo anterior puede expresarse de la siguiente manera:

$$q' = cNc + \beta Nq \quad (22)$$

$$q'' = \gamma \frac{B}{2} Nq \quad (23)$$

$$\therefore q = q' + q'' \quad (24)$$

La superficie de falla correspondiente a la primera etapa (material sin peso), se obtiene analíticamente y consiste de secciones planas y espirales logarítmicas. Para la segunda etapa, es decir, considerando el peso del material (en la ausencia de cohesión y esfuerzo en la superficie libre equivalente); la correspondiente superficie de falla se obtiene a partir de un método semigráfico y consiste aproximadamente de secciones planas y espirales logarítmicas, aun cuando en realidad es una curva suave con tínua. Esta superficie es mucho menor que la anterior y puede decirse que la superficie de falla correspondiente a la capacidad de carga resultante "q" queda entre los límites anteriores.

Puesto que el movimiento teórico del suelo en las zonas plásticas es paralelo a la superficie de falla, aumentando la profundidad de desplante el movimiento del material cambia de un movimiento general hacia abajo y hacia afuera a un movimiento hacia arriba, que en cimentaciones profundas es prácticamente vertical.

Cerca de una superficie lisa las partículas se mueven hacia arriba, mientras que a lo largo de una cimentación rugosa las partículas son arrastradas hacia abajo con un plano cortante con el contacto.

Para la determinación de q^1 , Meyerhof considera que para existir equilibrio plástico en la zona de esfuerzo cortante plano ADE es necesario que tanto en AD como en DE la resistencia al esfuerzo cortante s_1 bajo la presión normal p_1 se encuentre totalmente movilizada, siendo su valor $s_1 = c + p_1 \tan \phi$. Del diagrama de Mohr (fig. 11) se obtiene las siguientes relaciones:

$$\cos(2\eta + \phi) = \frac{s_0 \cos \phi}{c + p_1 \tan \phi} \quad (25.a)$$

o también:

$$\cos(2\eta + \phi) = \frac{(c + p_0 \tan \phi) m \cos \phi}{c + p_1 \tan \phi} \quad (25.b)$$

en donde "m" representa el grado de movilización de la resistencia al esfuerzo cortante sobre la superficie libre equivalente, estando sus valores comprendidos entre 0 y 1.

También del círculo de Mohr se tiene que:

$$p_1 = \frac{c + p_1 \tan \phi}{\cos \phi} [\sin(2\eta + \phi) - \sin \eta] + p_0 \quad (26)$$

Por otro lado, para la zona ACD de esfuerzo cortante radial, la cual forma un ángulo $\theta = 135^\circ - \beta - \eta - \frac{\phi}{2}$ en A, se ha demostrado que la superficie curva CD es una espiral logarítmica y que a lo lar-

CIRCULOS DE MOHR

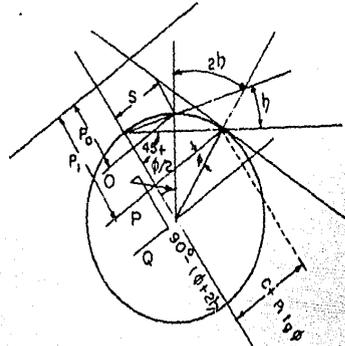
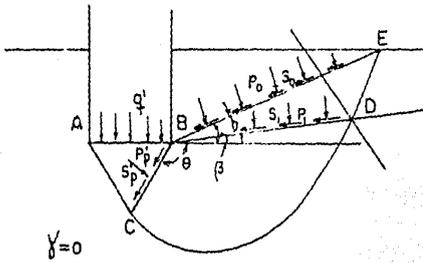


Fig. 11
Esfuerzos cuña BDE.

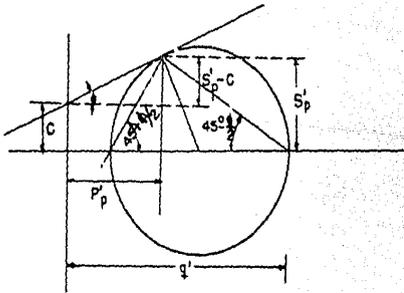


Fig. 12
Esfuerzos cuña ABC

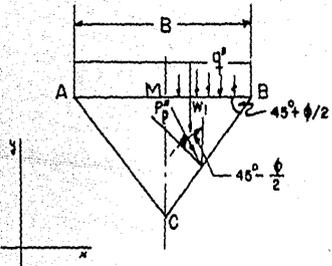


Fig. 13
Calculó de q'

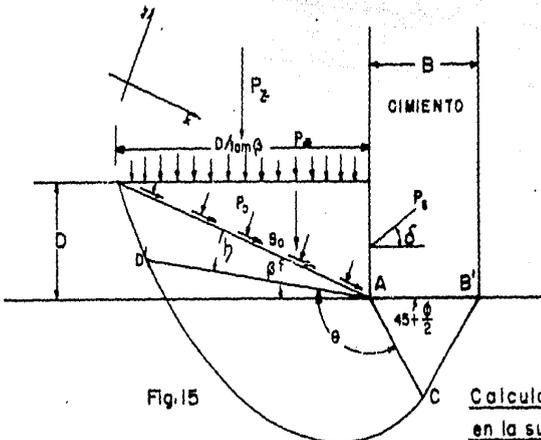


Fig. 15

Calculó del esfuerzo normal
en la superficie equivalente.

go de esta superficie y de las secciones radiales, la resistencia al esfuerzo cortante está totalmente movilizada.

Considerando la cara AC de la cuña ABC, las componentes normal y tangencial del empuje pasivo por unidad de área, son:

$$p'_p = (s'_p - c) \cot \phi' \quad (27)$$

obtenida a partir del círculo de Mohr (fig. 12) y considerando el equilibrio de la cuña ACD se obtiene:

$$s'_p = (c + p'_p \tan \phi) e^{2\theta \tan \phi} \quad (28)$$

Considerando el equilibrio de la cuña ABC se obtiene:

$$\frac{B}{AC} = \cos\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\therefore AC = \frac{B}{2 \cos\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)}$$

proyectando sobre el eje Y

$$\frac{B}{2} q' = p'_p \left[\frac{B}{2 \cos\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)} \right] \cos\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) + s'_p \left[\frac{B}{2 \cos\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)} \right] \sin\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (29)$$

dividiendo entre $\frac{B}{2}$ y simplificando

$$q' = p'_p + s'_p \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

o bien

$$q' = p'_p + s'_p \cot\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (30)$$

sustituyendo en la ecuación (30) los valores de p'_p , s'_p y p'_t obtenidos en las ecuaciones (27), (28) y (26) respectivamente, y

después de un proceso algebraico notablemente laborioso, Meyerhof obtiene finalmente para q' el valor expresado por la siguiente ecuación:

$$q' = c \left[\cot \phi \left\{ \frac{(1 + \operatorname{sen} \phi) e^{2\phi \tan \phi}}{(1 - \operatorname{sen} \phi) \operatorname{sen}(2\phi + \phi)} - 1 \right\} + p_0 \left[\frac{(1 + \operatorname{sen} \phi) e^{2\phi \tan \phi}}{1 - \operatorname{sen} \phi \operatorname{sen}(2\phi + \phi)} \right] \right] \quad (31)$$

El segundo miembro de esta ecuación corresponde a los términos cN_c y $p_0 N_q$ de la expresión general de la capacidad de carga de cimientos continuos.

Para determinar la capacidad de carga correspondiente a la condición $\beta > 0$ se emplea un procedimiento semigráfico, siendo necesario localizar el centro de la espiral más desfavorable, mismo que no está restringido a una posición obligada como lo supone Terzaghi, sino que se tiene que determinar por tanteos.

En la parte derecha de la fig. 4, se tiene la cuña de suelo ECDG de peso W , que se halla en equilibrio bajo la acción del empuje pasivo p_1 debido a la cuña DGE, y el empuje pasivo p'' actuando en la cara BC inclinado un ángulo ϕ con la normal BC y aplicado a $\frac{2}{3}$ de BC a partir de B. Considerando el equilibrio con respecto al centro de la espiral "o":

$$\sum M_o = 0$$

$$\therefore p'' L_3 - W L_2 - p_1 L_1 = 0$$

$$\therefore p'' = \frac{W L_2 - p_1 L_1}{L_3}$$

Este cálculo debe ser repetido para distintos centros de es
piral hasta obtener el valor mínimo de p_p'' .

Para llegar a la expresión que dá la capacidad de carga pa-
ra la condición $\gamma > 0$ hay que ver el equilibrio de la cuña ABC ac-
tuada por las siguientes fuerzas. Ver fig. 13.

De la zona MBC se tiene:

$$\frac{MC}{B} = \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\therefore MC = \frac{B}{2} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

El área del triángulo MBC es:

$$A = \frac{B^2}{8} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\therefore W = \frac{\gamma B^2}{8} \left(\tan 45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

y proyectando sobre el eje Y:

$$q'' \frac{B}{2} + \frac{\gamma B^2}{8} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = p_p'' \operatorname{sen}\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

despejando a q'' y poniendo en factor común $\frac{\gamma B}{2}$ se obtiene:

$$q'' = \frac{\gamma B}{2} \left[\frac{4 p_p'' \operatorname{sen} 45^\circ + \frac{\phi}{2}}{\gamma B^2} - \frac{1}{2} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \right] \quad (32)$$

que puede representarse por:

$$q'' = \frac{\gamma B}{2} N \gamma \quad (33)$$

Esta ecuación junto con la expresión (31) nos dá la capacidad de carga de un cimiento continuo desplantado a una profundidad D .

Así pues:

$$q = cN_c + p_0 N_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma \quad (21)$$

El factor p_0 que aparece en la ecuación anterior y que hemos llamado esfuerzo normal en la superficie libre equivalente es de gran importancia en suelos sin cohesión, ya que es de todos conocido que en general la resistencia al esfuerzo cortante en este tipo de suelos obedece a la ley $\sigma = \sigma' \tan \phi$, en donde σ es el esfuerzo normal efectivo sobre la superficie de falla; por tal motivo, es conveniente obtener la expresión de p_0 en forma simplificada.

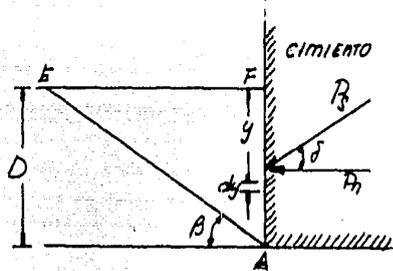
Las fuerzas que intervienen en este análisis son las siguientes: P_s , el peso de la cuña AEF y la sobrecarga P_z (fig. 14).

P_s empuje total modificado del suelo sobre las paredes verticales del cimiento e inclinado debido a la fricción entre suelo y pared, un ángulo δ con la horizontal. Este empuje ha sido llamado modificado para distinguirlo del activo y del pasivo, ya que no es ninguno de ellos.

Para un suelo homogéneo $P_s = \frac{P_0}{\cos \delta}$ además:

$$P_n = \int_0^D K_s \gamma y dy$$

$$\therefore P_n = K_s \gamma \frac{D^2}{2}$$



W peso de la cuña AEF:

fig 14

$$W = \frac{\gamma D^2}{2} \cot \beta$$

El peso de suelo situado arriba de la cuña AEF se considera como una sobrecarga p_2 por unidad de área y el valor total correspondiente a la superficie EF se ha denominado P_2 .

Los esfuerzos normal y tangencial sobre la superficie libre equivalente se determinarán a partir de las ecuaciones:

$$p_0 = \frac{P_0 \operatorname{sen} \beta}{D} \quad \text{y} \quad s_0 = \frac{P_0 \operatorname{sen} \beta}{D}$$

Ver Fig. 15

en que p_0 = componente normal en la superficie libre equivalente de la resultante P_2 , P_s y W .

s_0 = componente tangencial en la superficie libre equivalente de la resultante P_2 , P_s y W .

$$P_s = K_s \left(P_2 + \frac{\gamma D}{2} \right) \frac{D}{\cos \delta}$$

$$W = \frac{\gamma D^2}{2 \tan \beta} \quad ; \quad P_2 = \frac{p_2 D}{\tan \beta}$$

por equilibrio: $\Sigma F_y = 0$

$$\therefore p_0 = \frac{p_2}{2} \cos \beta + W \cos \beta + P_2 \operatorname{sen}(\beta + \delta)$$

sustituyendo valores y efectuando operaciones se obtiene:

$$p_0 = \frac{2p_2 + \gamma D}{2(1 + \tan^2 \beta)} \left[1 + K_s (\tan^2 \beta + \tan \beta \tan \delta) \right] \quad (34)$$

haciendo:

$$\frac{1 + K_s (\tan^2 \beta + \tan \beta \tan \delta)}{2(1 + \tan^2 \beta)} = c_c$$

se tiene:

$$p_0 = c_c (2p_2 + \gamma D)$$

En general la capacidad de carga de un cimiento continuo desplantado en un suelo sin cohesión, está dada por la ecuación:

$$q = p_0 N_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma \quad (35)$$

en donde: q = capacidad de carga unitaria en la falla.

p_0 = esfuerzo normal en la superficie libre equivalente.

γ = peso volumétrico efectivo del suelo.

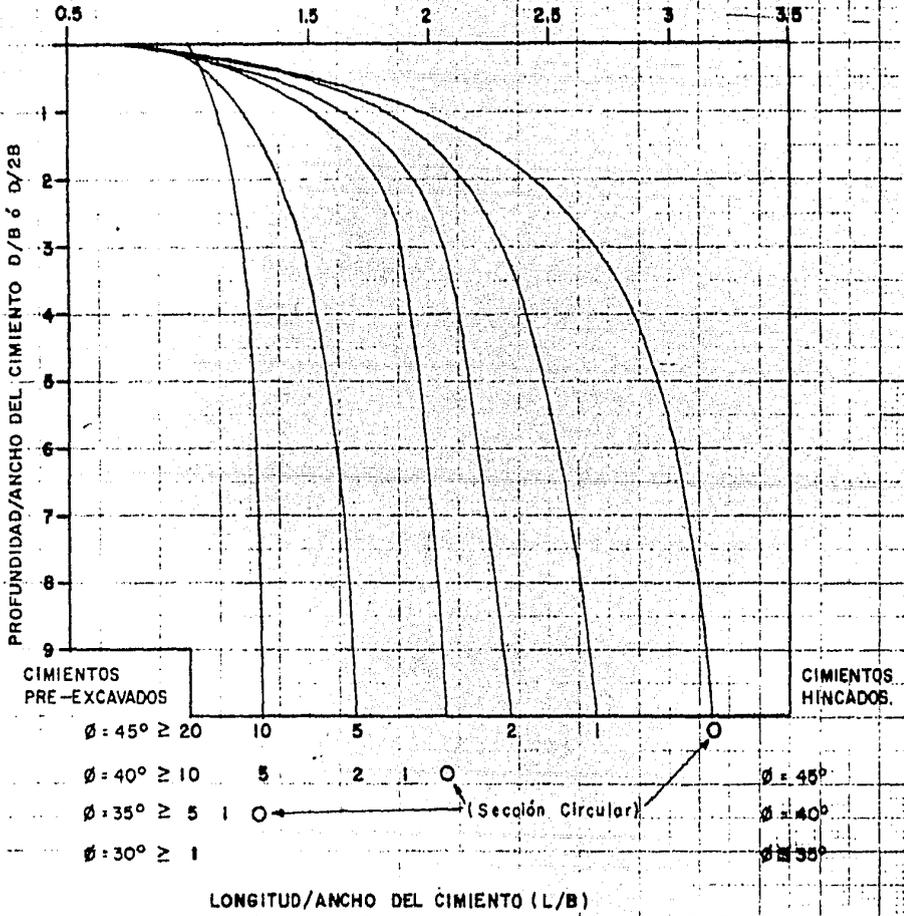
N_q, N_γ = factores de capacidad de carga.

Debido a que es mi intención aplicar el método de Meyerhof para determinar la capacidad de carga en cimientos al caso de pilotes, a continuación expongo las consideraciones necesarias para lograr tal objeto.

Teniendo en cuenta que las secciones más usadas para pilotes son la circular y la cuadrada, conviene saber la forma de determinar la capacidad de carga de un cimiento de esas características. Para un cimiento circular considera Meyerhof que el círculo de fricción es el que mejor se adapta al mecanismo de falla observado, ya que ésta, para el caso de un cimiento superficial rugoso, es aproximadamente circular sobre planos radiales y corta el nivel del terreno a una distancia aproximadamente igual al diámetro a partir del perímetro.

Meyerhof encontró que el factor $N_{\gamma r}$ es aproximadamente igual a 0.5 del factor N_{γ} correspondiente a un cimiento continuo. En cambio, para el caso de cimientos a gran profundidad N_{qr} obtenido, con aquel correspondiente a un cimiento continuo N_{q} , encontró que era casi el doble. Basado en las anteriores consideraciones, para calcular la capacidad de carga en cimientos circulares, rectangulares y cuadrados, se aplican los mismos factores obtenidos para cimientos continuos, pero atestados de un factor de forma λ , que depende de las relaciones $\frac{D}{B}$ y $\frac{L}{B}$ del cimiento, del ángulo de fricción interna y del método empleado para c_2

FACTOR DE FORMA λ



CIENTOS
PRE-EXCAVADOS

CIENTOS
HINCADOS.

$\theta = 45^\circ \geq 20$

$\theta = 40^\circ \geq 10$

$\theta = 35^\circ \geq 5$

$\theta = 30^\circ \geq 1$

$\theta = 45^\circ$

$\theta = 40^\circ$

$\theta = 35^\circ$

(Sección Circular)

LONGITUD/ANCHO DEL CIMIENTO (L/B)

locar el cimiento.

Es necesario distinguir, por lo que respecta a la determinación de la capacidad de carga en cimientos desplantados en arena, dos métodos de efectuar tal desplante y así se considera los cimientos "pre-excavados" y los cimientos "hincados". Desde luego, el caso de los pilotes puede quedar comprendido en las dos formas, aun cuando en general pertenezcan al segundo grupo.

Cimientos Pre-excavados.- En la determinación de la capacidad de carga para este tipo de cimentación se necesita conocer el ángulo de fricción interna ϕ , el ángulo de fricción entre suelo y cuerpo del cimiento, y el coeficiente de empuje modificado K_g .

De estas variables que intervienen en el cálculo, ϕ puede determinarse por alguno de los métodos vistos en el capítulo anterior.

δ se puede determinar en forma experimental usando el aparato de esfuerzo cortante directo, aplicando en la prueba la presión normal promedio que se tendrá en la realidad y considerando además el material que estará en contacto con el suelo (concreto, madera, acero).

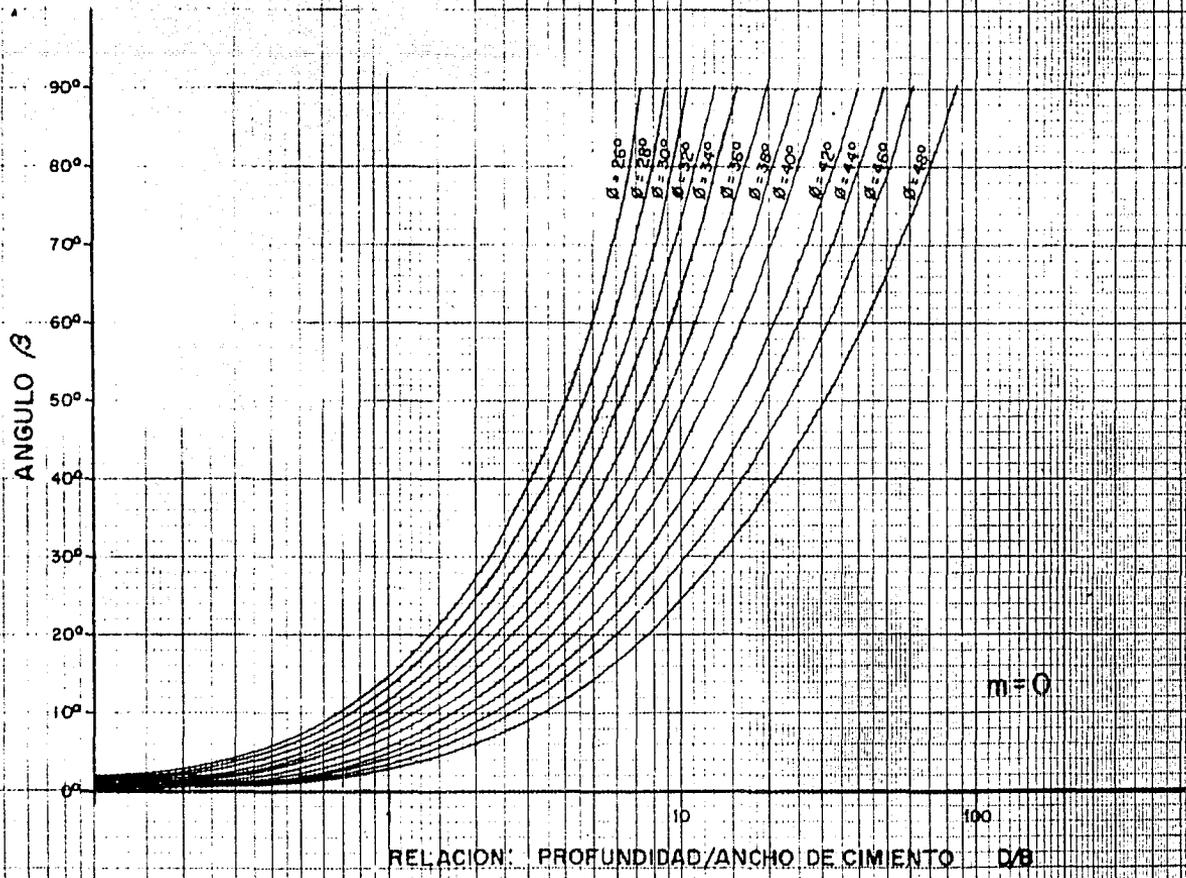
En lo que se refiere al coeficiente K_g se ha encontrado que

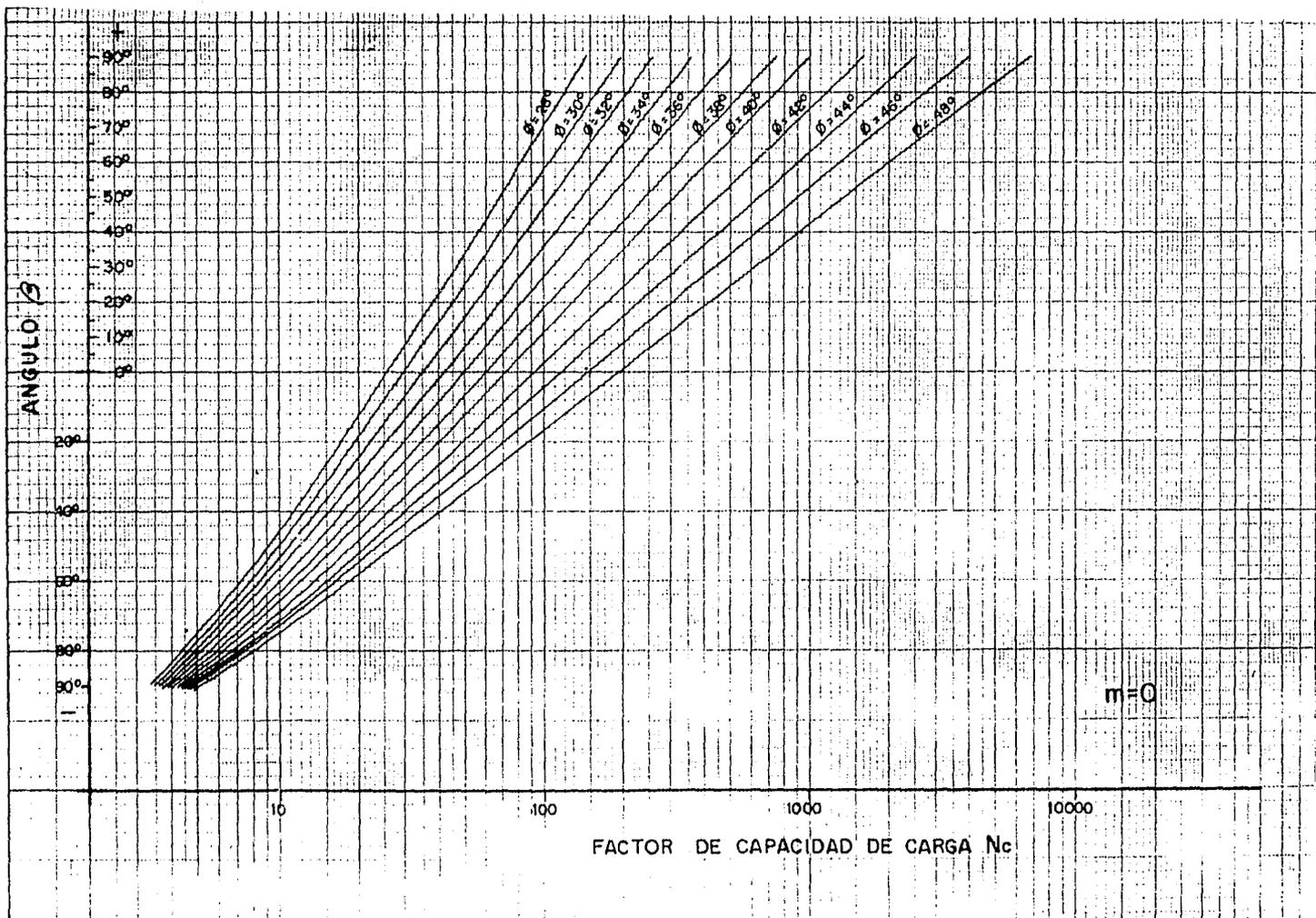
para este tipo de cimientos varía de 1.00 (arenas compactas), a 0.5 (arenas sueltas). Experimentalmente puede determinarse este coeficiente tanto en pruebas de campo (prueba de penetración estática), como en pruebas de laboratorio efectuadas con modelos de cimiento.

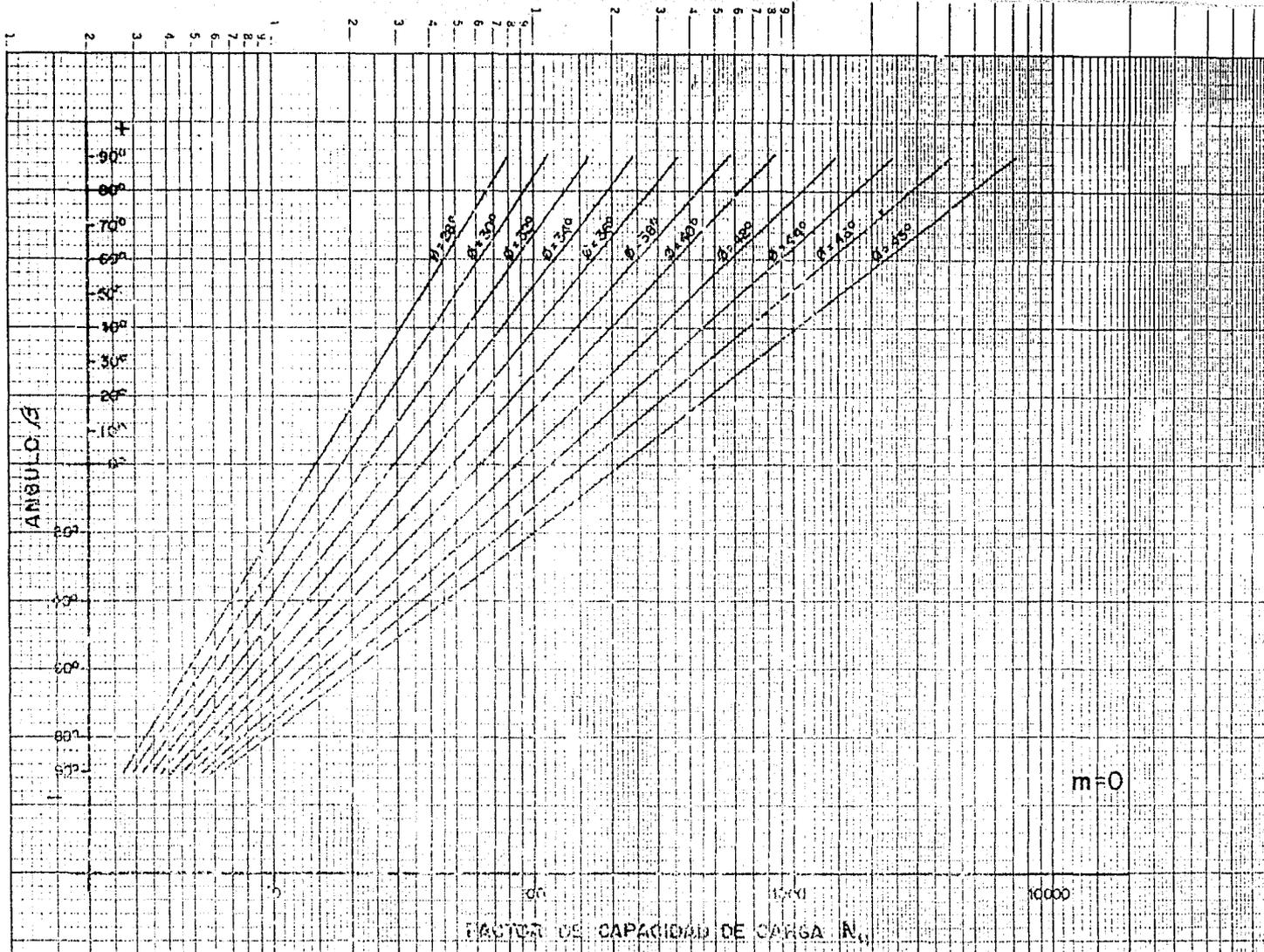
Una característica que debe de tenerse en cuenta al calcular la capacidad de carga de cimientos profundos, es la compresibilidad de los suelos, especialmente para el caso de arenas sueltas, para lo cual basándose en estudios experimentales, Meyerhof recomienda modificar el valor de ϕ por uno tal que $\tan \phi' = 0.85 \tan \phi$.

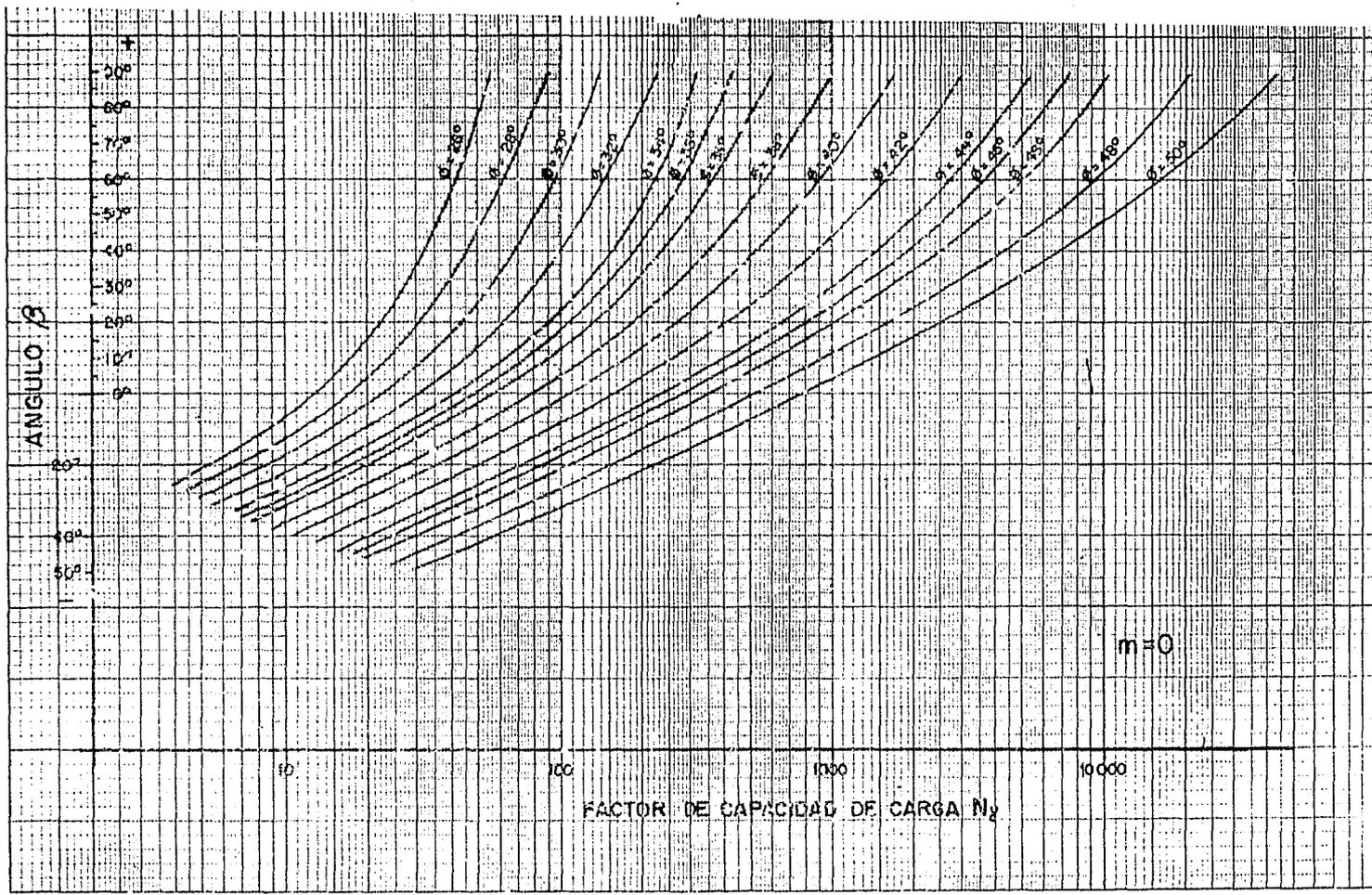
La determinación de los factores de capacidad de carga N_c , N_q y N_γ , en este tipo de cimientos deberá efectuarse con las gráficas correspondientes a la condición $m = 0$, pues se considera que en el momento de la falla no existe una movilización total de la resistencia al esfuerzo cortante. Esta condición se presenta en los pilotes de concreto colados en el lugar con cubierta metálica permanente.

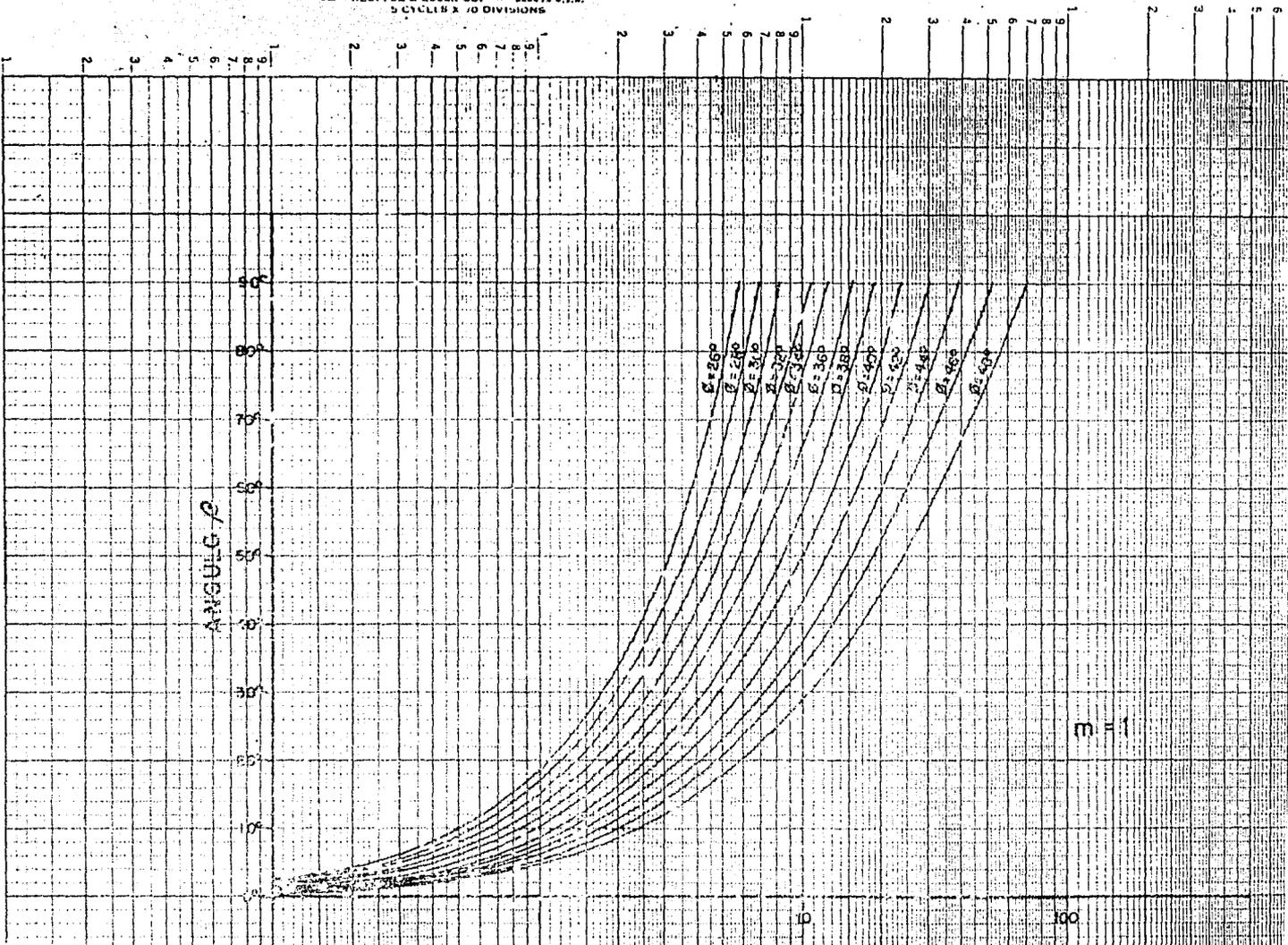
Cimientos Hincados.- Una característica propia de estos cimientos es el pequeño asentamiento que se observa antes de presentarse la falla, explicándose tal fenómeno en el caso de las arenas por el efecto de compactación que se logra durante el hincado.





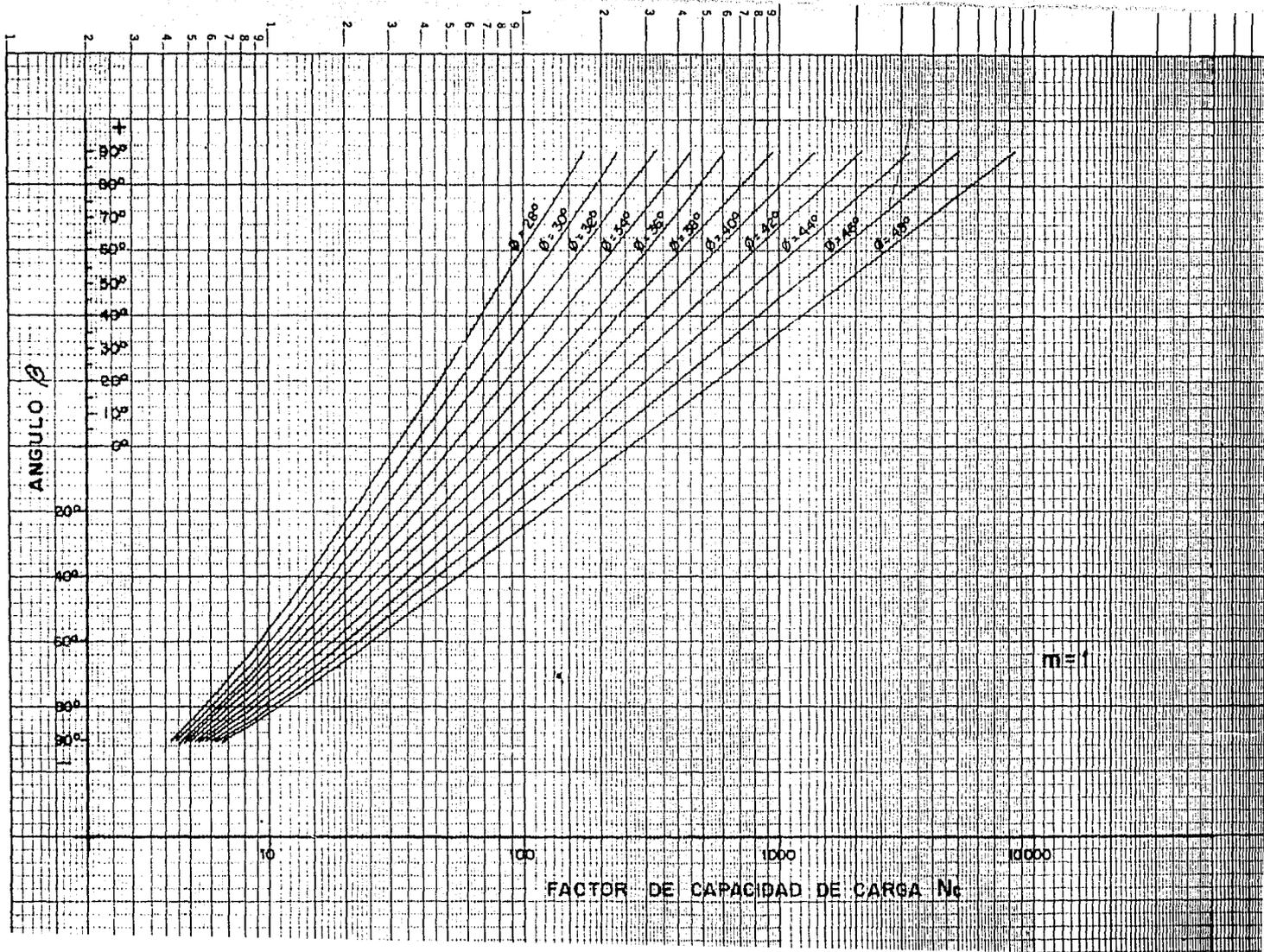






PROFUNDIDAD / ANCHO DE CIMIENTO D/B

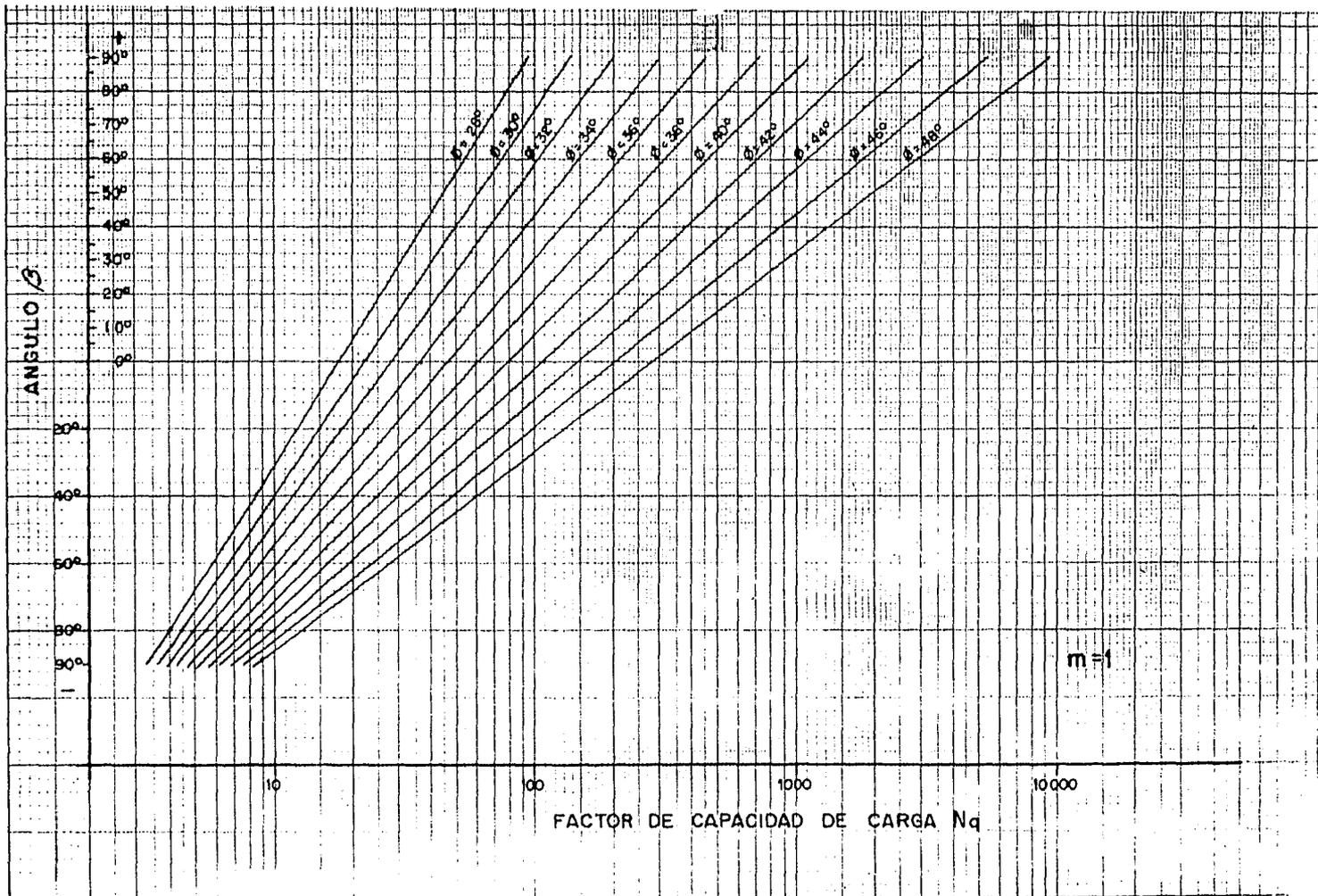
11-3

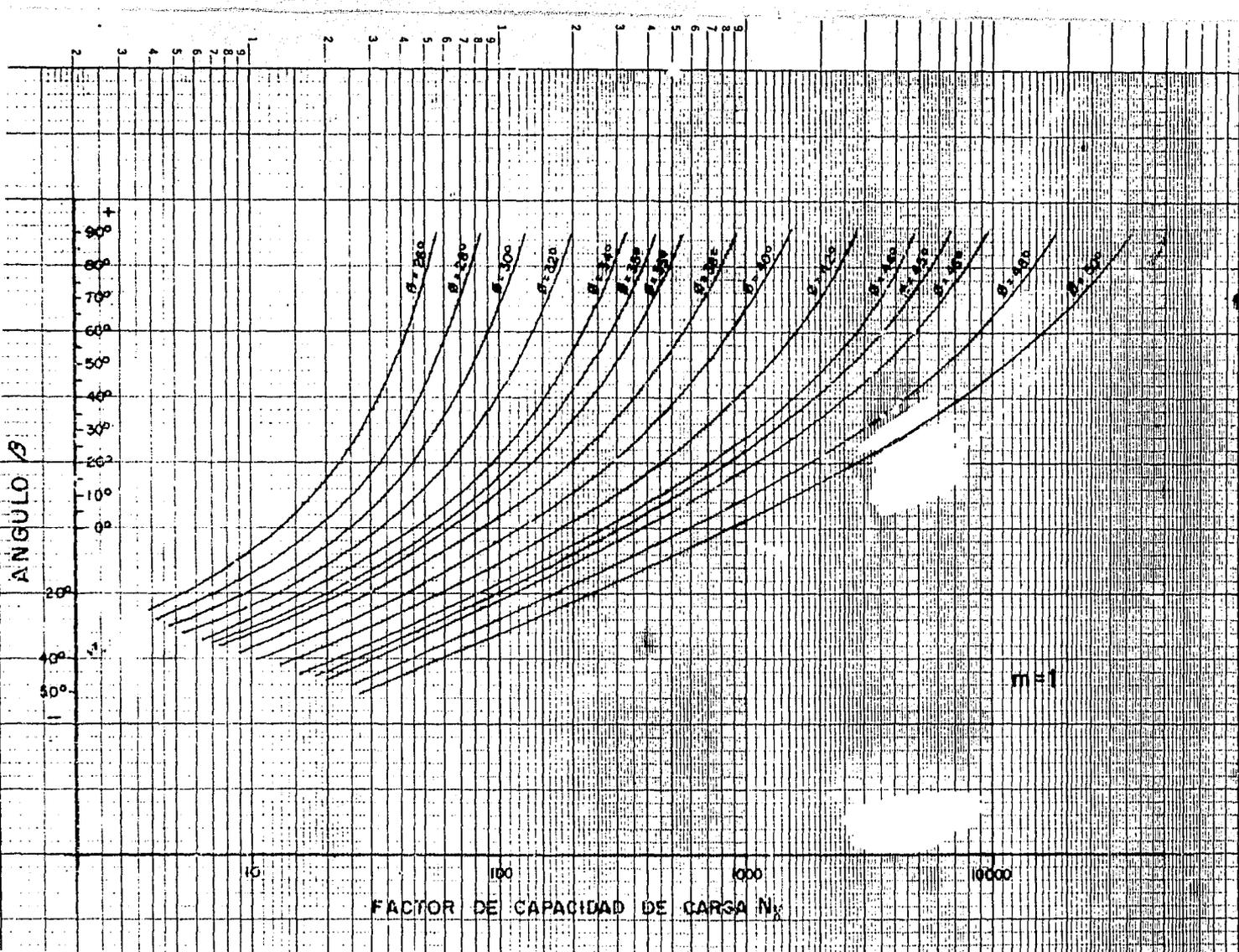


FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA N_c

ANGULO θ

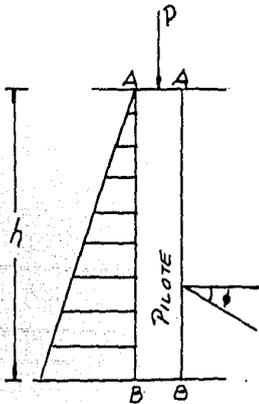
$m=1$





Para cimientos profundos, comprendidos en esta categoría existe también el problema de la compresibilidad al suelo, aunque en forma menos acentuada, recomendándose un valor de ϕ' tal que $\tan\phi' = 0.95 \tan\phi$.

Capacidad de Carga por fricción para pilotes hincados en Suelos Granulares.- Consideramos un pilote hincado en un suelo con fricción interna y sin cohesión, actuado por una carga P . Esta carga será transmitida al terreno, por punta, a través de la base BB y por fricción lateral a través de su área de contacto con el suelo.



Por efecto de la carga el pilote empieza a hundirse; en un principio, el terreno reacciona a través de la base BB , inmediatamente después una parte de la carga se transmite a la superficie lateral. A medida que aumenta el hundimiento, la carga sobre la base disminuye y en consecuencia se incrementa la transmitida por fricción lateral.

El empuje directo del suelo sobre el pilote varía desde una posición horizontal hasta alcanzar una inclinación ϕ , que corresponde a su valor máximo.

La presión ejercida por el suelo tiene por componente horizontal un valor que no corresponde al empuje activo ni al pasivo, sino uno intermedio dado según Dorr (Ver R. Sansoni Pali e fondazioni su pali) igual con $(1 + \tan^2 \phi) \gamma h$.

Si llamamos $K_s = 1 + \tan^2 \phi$ en donde K_s = coeficiente de empuje modificado y cubicamos el diagrama de presiones, la capacidad de carga por fricción estará dada por la expresión:

$$Q_f = \frac{1}{2} \gamma h^2 \pi D K_s f$$

En esta ecuación Q_f = capacidad de carga por fricción.

$\pi D h$ = área de contacto entre suelo y pilote.

$\frac{K_s \gamma h}{2}$ = empuje del suelo sobre el pilote en la parte media del mismo.

f = coeficiente de fricción entre suelo y pilote igual con $\tan \phi$.

Conviene mencionar que siempre se ha tratado de determinar el valor de K_s que más se ajuste a la realidad, habiendo existido autores que le han asignado los correspondientes tanto del empuje activo como del pasivo.

$K_s = \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$	(activo).
$K_s = \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$	(pasivo).
$K_s = K_o$	(estado de reposo).
$K_s = 1 + \tan^2 \phi$	(Dorr).
$K_s = 0.5$	arenas sueltas (empírico).
$K_s = 1.0$	arenas compactas (empírico).

Apoiado en los valores empíricos, propongo asignar a K_s un valor igual a $\tan \phi$, ya que esta función varía de 0.5 a 1.0 en el rango de valores de ϕ más usuales en la práctica.

El valor de K_s , empleando los resultados de la prueba de co no, se obtiene de la siguiente manera: (fig. 16).

$$P \cdot S = Q_f \cdot S$$

$$dq_f = \tau_H \tan \delta \pi D dy; \text{ pero } \tau_H = \gamma y K_s$$

$$Q_f = \int_0^H \gamma y K_s \tan \delta \pi D dy$$

$$= K_s \tan \delta \pi \gamma D \int_0^H y dy$$

$$\therefore Q_f = \frac{K_s \tan \delta \pi \gamma D H^2}{2}$$

$$\therefore K_s = \frac{2 Q_f}{\pi \gamma D H^2 \tan \delta}; \text{ pero } Q_f = P$$

$$\therefore K_s = \frac{2P}{\pi \gamma D H^2 \tan \delta} \quad \text{L.C.D.D.}$$

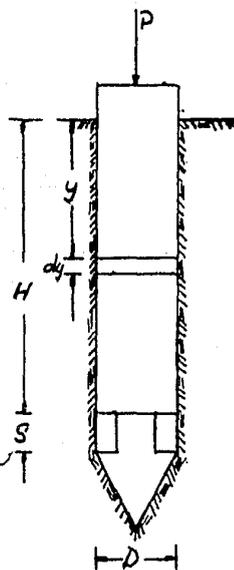


fig-16

En el procedimiento anterior:

$P = Q_f S$ = fuerza necesaria para producir el deslizamiento del cuerpo cilíndrico.

D = diámetro del cuerpo cilíndrico.

γ = peso volumétrico del suelo.

δ = ángulo de fricción entre suelo y superficie cilíndrica.

H = longitud del cuerpo cilíndrico.

S = longitud recorrida previamente por la punta.

Es conveniente hacer notar que $Q_f S$ será la fuerza necesaria para vencer la fricción superficial y no la debida a la punta del penetrómetro cónico.

Capacidad de Carga de pilotes hincados en Suelos Cohesivos.-

Teóricamente la capacidad de carga de un pilote está dada como anoté en un principio, por la expresión:

$$Q_T = Q_p + Q_f \quad (15)$$

El primer término del segundo miembro representa la capacidad por punta y el segundo representa la capacidad por fricción. Los estudios efectuados por varios autores, entre ellos Meyerhof, Skempton, Terzaghi-Peck y otros, permiten determinar con bastante aproximación el valor de Q_p .

El valor de Q_f depende de un gran número de variables, y por lo mismo y con fines prácticos se han adoptado equivalencias o valores estadísticos que nos permitan valuar la capacidad de carga con fricción.

Capacidad de Carga por punta en Suelos Cohesivos.- El valor de Q_p correspondiente a las secciones transversales más comunes en pilotes se determina de acuerdo con las siguientes expresiones propuestas por los autores que igualmente se mencionan a continuación:

Terzaghi-Peck.-

$$Q_p = 7.4c + \gamma D_f$$

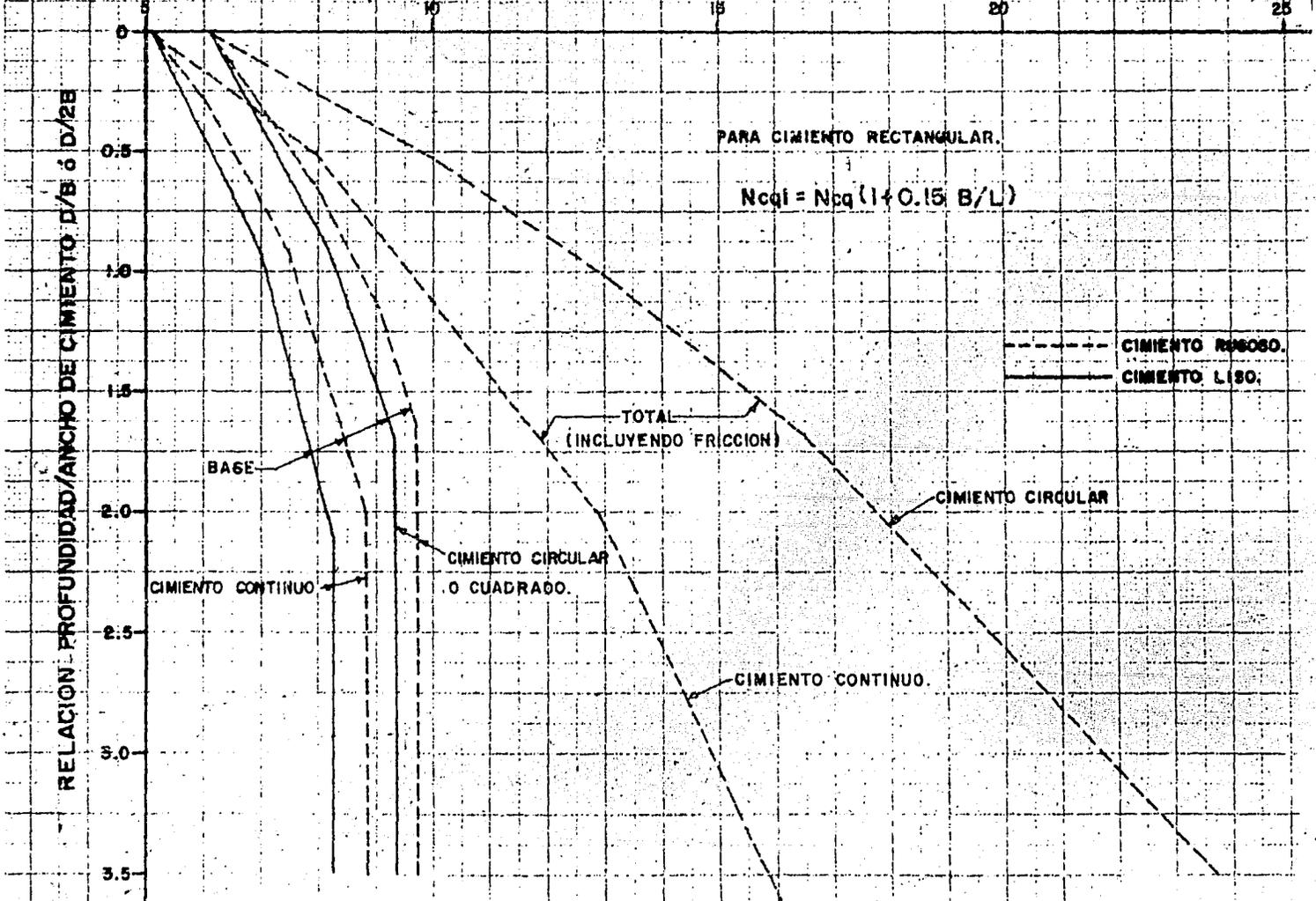
en esta ecuación la compresibilidad del suelo se toma en cuenta afectando a c de un coeficiente de $\frac{2}{3}$ para el caso de arcillas blandas.

Meyerhof.- Considera este autor que la capacidad de carga de suelos cohesivos se encuentra en función de la relación $\frac{D}{B}$ y de la rugosidad del cimiento, aceptando que la capacidad de carga unitaria, ya sea para cimientos circulares o cuadrados está dada por la expresión

$$q = cN_c \gamma r + k_s \gamma D$$

en donde es válido considerar $K_s = 1$ y la compresibilidad del suelo se toma en cuenta introduciendo un factor K que varía entre 1.0 para arcillas compactas, y 0.90 para arcillas blandas.

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA N_{cq} y N_{cqr}
 SEGUN MEYERHOF.



Skempton.- Considera que para el caso de un cimiento continuo y relación $\frac{D}{B} < 2.5$ la capacidad de carga está dada por $Q_p = 5c \left(1 + \frac{D}{5B}\right) (1 + \dots)$. Para el caso de un cimiento circular o cuadrado, y $\frac{D}{B} > 2.5$; $Q_p = 9c$ valor que resulta de sustituir en la ecuación precedente $\frac{D}{B} = 2.5$

Puede decirse que el cálculo de la capacidad de carga por punta de un pilote hincado en un suelo cohesivo, puede calcularse con cualquiera de las expresiones anteriores, siendo los resultados obtenidos de suficiente aproximación para su aplicación práctica.

Capacidad de carga por fricción para un pilote hincado en Suelo Cohesivo.- En el caso de pilotes hincados en suelos cohesivos, homogéneos y blandos, la capacidad de carga está gobernada principalmente por la adhesión entre suelo y pilote, siendo función de la longitud de éste. Sólo tratándose de suelos cohesivos compactos, la capacidad por punta llega a tener importancia suficiente para influir en la capacidad de carga del pilote.

La determinación de esta capacidad de carga constituye el principal problema para pilotes hincados en este tipo de suelos. Los valores que ofrecen mayor garantía son desde luego aquéllos obtenidos en pruebas de extracción de pilotes efectuados en el campo; sin embargo, como no siempre se pueden efectuar tales pruebas, es posible valuar en el laboratorio la máxima adhesión,

recurriendo para tal objeto al aparato de esfuerzo cortante directo empleando muestras representativas tanto del suelo en estudio como del material que se emplearán en los pilotes.

Estas pruebas de carga deben efectuarse a diferentes esfuerzos normales y tiempos de aplicación de los mismos, midiéndose en cada caso la fuerza horizontal necesaria para producir el deslizamiento de tal modo que conocida ésta se podrá obtener la adhesión por unidad de área para cada valor esfuerzo normal-tiempo. La variación aproximada de la adhesión con respecto al tiempo, estará determinada por una ley creciente teniendo como límite máximo teórico el valor de la cohesión; así pues, es conveniente limitar éste a un período igual al que se dejará transcurrir antes de aplicar la carga a los pilotes, es decir, de dos a tres semanas.

Como hay ocasiones en que no es posible efectuar algunas de las pruebas mencionadas para determinar el valor de la fuerza de fricción, es necesario recurrir al empleo de la cohesión determinada en pruebas de compresión axial sobre muestras inalteradas o remoleadas.

Meyerhof propone para el valor de la adhesión, la magnitud de la cohesión correspondiente a la muestra remoleada, siendo este procedimiento bastante conservador excepto para arcillas de

baja sensibilidad ($s_t < 2$).

Peck, Hanson y Thornburn recomiendan estimar la capacidad de carga por adhesión considerando como valor unitario de la misma la cohesión obtenida de pruebas de compresión axial sobre muestras inalteradas.

Un procedimiento que se considera más cercano a la realidad, es suponer para el cálculo de la capacidad de carga por fricción una fuerza unitaria igual a $\frac{2}{5}c$. Este criterio se apoya en el hecho de que rara vez se tiene el caso de un solo pilote, sino que en general se trata con grupo de pilotes y consecuentemente si se toma en consideración el tipo del suelo, lo que rige es la estabilidad del grupo.

Es común valuar la capacidad de carga por fricción mediante el uso de valores estadísticos medios; este procedimiento sólo deberá aplicarse cuando no se puedan efectuar pruebas que proporcionen datos más reales.

Grupos de Pilotes.- La capacidad de carga de un grupo de pilotes se calcula considerando al conjunto como un cimiento rígido, limitado por los planos tangentes a los pilotes exteriores y cuya base está constituida por el plano que pasa por las puntas de los mismos.

En estas condiciones la expresión que da la capacidad de carga del grupo se escribe:

$$Q_{\text{grupo}} = qA + c pL$$

en donde q = capacidad por punta.

A = área de la base del grupo

c = cohesión del suelo

p = perímetro del grupo

L = longitud reducida por efectos de secado

Conocida la capacidad de carga del grupo, se obtendrá la de cada pilote dividiendo simplemente entre el número de pilotes del mismo. Si la capacidad de carga por pilote estimada de esta manera resulta mayor que la calculada para un sólo pilote, se considera aceptable este último valor; en caso contrario, se tomará como válida la del grupo.

Fricción negativa.- Es común ver en el caso de las cimentaciones sobre pilotes, cuando éstos atraviezan un estrato arcilloso compresible, para apoyarse en un manto resistente, que debido a la consolidación de la arcilla próxima a este manto se producen sobrecargas en el pilote de magnitud comparable a la carga de diseño, a causa de que la fricción lateral debida a la adherencia de las arcillas actúa en sentido contrario.

La magnitud de la fricción negativa por unidad de área no puede exceder la resistencia al esfuerzo cortante del suelo compresible, la cual puede considerarse igual a la mitad de la resistencia a la compresión no confinada de dicho material.

Si los pilotes son hincados a través de un relleno reciente que produzca la consolidación del material arcilloso, el peso de este relleno también lo soporta el grupo de pilotes y por consiguiente la carga por pilote deberá incrementarse en una cantidad tal que el peso adicional se reparta entre todos los pilotes del grupo.

Capacidad de carga permisible.- El objeto de los estudios anteriores fué evaluar la carga que es posible aplicar al pilote sin producir la falla del suelo de apoyo, de aquí la necesidad de emplear un coeficiente de seguridad que abarque en forma aproximada todas las incertidumbres que se tienen al determinar la carga en la falla, así el valor mínimo recomendado para tal coeficiente es de 3, siendo posible aumentarlo cada vez que las circunstancias lo exijan o la experiencia lo aconseje.

Conclusiones.- El método de Meyerhof aplicado a arenas, puede decirse que dá resultados cercanos a la realidad, salvo en aquellas ocasiones en que la resistencia al esfuerzo cortante es del tipo errático con la profundidad; en tal caso conviene emplear el método de Terzaghi toda vez que los resultados ob

tenidos de su aplicación son conservadores.

Un caso muy común en la práctica es aquél que se presenta cuando el estrato de apoyo es arenoso y en su frontera superior se tiene un manto cohesivo. La solución general propuesta se refiere a esta condición; sin embargo, de los resultados obtenidos en su aplicación al caso de pilotes ensayados, se concluye que es bastante expuesto considerar dentro del esfuerzo normal sobre la superficie libre equivalente todo el efecto de sobrecarga debido al suelo suprayacente al de apoyo. Para solucionar esta incertidumbre, se aconseja considerar toda la sobrecarga ($\frac{1}{2}$) para relaciones $\frac{D}{B} \leq 2$; y para relaciones $\frac{D}{B} \geq 5$, en el cálculo de la capacidad de carga por punta no se considera tal efecto. Para valores de $\frac{D}{B}$ situados entre 2 y 5, la capacidad de carga por punta se obtiene aplicando un valor de sobrecarga interpolado de los extremos antes mencionados.

Pruebas de Extracción de Pilotes.- Para valuar la fricción que puede desarrollarse por la adherencia de un suelo arcilloso en contacto con los pilotes, se efectúan las pruebas de extracción en pilotes, en las cuales se miden los desplazamientos provocados sobre un pilote al actuar sobre éste una carga ascendente.

Para aplicar dicha carga se adaptan al pilote unos cables que van a dar a una viga de alma llena montada sobre gatos hidráulicos

con manómetros para medir las presiones actuantes y deducir de ellas las cargas aplicadas a los pilotes durante la extracción.

Es conveniente efectuar pruebas de extracción en diferentes fechas sobre un mismo pilote para saber la variación de la adherencia con respecto al tiempo.

Del análisis de las curvas carga de formación de pruebas de extracción, se observa que las cargas varían en función lineal al desplazamiento unitario hasta llegar a una carga máxima después de la cual ésta disminuye rápidamente tendiendo a un valor constante.

Para estimar la adherencia media de los materiales para las condiciones de tiempo transcurrido y desplazamiento del pilote, se acostumbra definir "resistencia máxima a la extracción" al cociente entre la carga mayor registrada durante la prueba y el área lateral del pilote en contacto con el suelo; y como "resistencia final" el valor que resulta de dividir la carga medida al terminar la prueba entre el área lateral corregida por el movimiento del pilote.

Comparando estas resistencias con el tiempo transcurrido entre el hincado o la última extracción, se observa que siguen una ley creciente, haciéndose máxima en un tiempo variable de dos -

cientas a ochocientas horas, según datos estadísticos del Laboratorio de Ingenieros Civiles Asociados, para arcillas del Valle de México.

Comparando el valor medio de la resistencia máxima a la extracción con la resistencia a la compresión no confinada, los laboratorios antes mencionados concluyen que ambas son del mismo orden. Sin embargo, mientras la primera ocurre con un desplazamiento unitario de 0.25%, a la segunda le corresponde una deformación promedio de 3.5% en probetas cilíndricas de 3.6 cm. de diámetro y 10 cm. de altura.

Pruebas de Capacidad de carga en Pilotes.- Aun cuando se puede determinar con suficiente aproximación la carga permisible del pilote por medio del método estático debido a Meyerhof, es conveniente efectuar pruebas de capacidad de carga a escala natural.

En resumen, en una prueba de carga en pilotes, se trata de medir los asentamientos correspondientes a las cargas aplicadas,

así como determinar la carga límite que produce la falla, ya que basándose en estos datos es posible definir una carga de trabajo para los mismos empleando un coeficiente de seguridad adecuado.

De acuerdo con la magnitud de la obra y las características del suelo, se recomienda efectuar un número de pruebas de carga variable entre 2 y 4% del número total de pilotes. Asimismo conviene, para el caso de pilotes hincados en arena, esperar dos o tres días después del hincado para empezar la prueba; para arcillas es necesario dejar transcurrir de veinte a treinta días antes de aplicar las cargas para probar el pilote.

La velocidad con que se aplican los incrementos de carga juega un papel importante en los resultados que se obtienen de una prueba, por tal motivo conviene distinguir dos tipos de pruebas: pruebas estáticas y pruebas dinámicas.

Una prueba dinámica consiste en que la aplicación de la carga especificada para la misma se alcanza en un tiempo relativamente corto; se acepta en este tipo de pruebas que los incrementos se apliquen cada diez a quince minutos, y que la magnitud de ellos no sea mayor de 5 toneladas. Este tipo de prueba se adapta bien al caso de arenas y gravas, pero en suelos cohesivos los resultados obtenidos conducen a consideraciones equivocadas.

La prueba estática se diferencia de la anterior en que para cada incremento de carga se permite tiempo suficiente para que el suelo se deforme hasta llegar a un estado de equilibrio (100% de consolidación en el caso de las arcillas); en general, un período de 24 hs. resulta adecuado para lograr tal condición, sin embargo, sólo la observación efectuada en cada prueba puede definir el tiempo necesario que hay que dejar transcurrir entre la aplicación de los incrementos de carga.

Aun cuando existen varios dispositivos para aplicar la carga a los pilotes, el más ampliamente usado consiste en un gato hidráulico calibrado, que se coloca sobre la cabeza del pilote de prueba y se hace reaccionar contra un cajón cargado de arena, grava, u otro material pesado.

La aplicación de las cargas se hacen por incrementos, los cuales estarán regidos por el tipo de prueba y suelo de ensaye.

Durante la prueba de carga hay que llevar un control constante de las deformaciones que se producen al colocar la carga, ya que de esto depende el éxito de la prueba. Para este objeto es necesario el empleo de escalas y extensómetros convenientemente dispuestos y apoyados de tal manera que sus lecturas resulten lo menos afectadas por los movimientos del terreno próximo al pilote; por esta razón conviene apoyar los extensómetros en puentes cuyos

apoyos se hallen bastante alejados del pilote de prueba, o bien, seguir el asentamiento de éste mediante lecturas efectuadas con nivel sobre una escala fija localizada en la cabeza del pilote y referidas a un banco de nivel suficientemente alejado del lugar de la prueba.

El control de las deformaciones debe incluir el efecto de la descarga, ya que apoyado en estos valores es posible interpretar correctamente la prueba. Los resultados de una prueba de capacidad de carga en pilotes se presentan en forma gráfica en donde sobre un sistema ortogonal de referencia se dibujan en las abscisas las cargas aplicadas, y en las ordenadas las deformaciones que se producen.

Debido a que frecuentemente los pilotes de una cimentación deberán apoyarse en un estrato resistente cuya capacidad de carga se necesite conocer, es necesario analizar los resultados de una prueba de carga, obtener tanto la curva de la deformación elástica, como la plástica, ya que de su observación se determina la carga crítica y la posición del centro de resistencia del pilote.

Para obtener la carga crítica se determina el punto de máxima curvatura de la curva (deformación plástica) a partir de la cual se lleva una paralela al eje de las ordenadas, que interceptará al eje de las abscisas en la carga crítica. La curva de deformación plástica se obtiene utilizando los valores de la deformación per-

manente determinados de varios ciclos de carga y descarga, los cuales se dibujarán contra la carga máxima alcanzada en el ciclo.

La posición del centro de resistencia de un pilote se determina a partir de la curva "deformación elástica", que se obtiene restando los valores de la deformación total y deformación plástica para una carga determinada. Comparando la curva de deformación elástica real con la variación de la deformación elástica teórica, es posible conocer la carga a una longitud de pilote en que los dos valores coinciden. Para esta condición se acepta que el pilote se encuentra trabajando en forma idéntica a un pilote de longitud l (posición del centro de resistencia a partir de la cabeza del pilote) apoyado en un estrato indeformable (pilote trabajando exclusivamente por punta).

El valor de l determinado a partir de la expresión $l = \frac{SAE}{R}$ pueda emplearse en el binado de los pilotes restantes de la cimentación para valorar la penetración final por golpes que permita asegurar dentro de ciertos límites que la carga correspondiente será muy próxima a aquella establecida mediante una prueba de carga.

Para la determinación de la capacidad de carga permisible en aquellos casos en que el punto de falla no es posible determinarlo con precisión, se siguen las recomendaciones propuestas por códigos de diferentes ciudades o de instituciones ampliamente reconocidas.

V.- COMPORTAMIENTO DE LOS
GRUPOS DE PILOTES.

Toda vez que en la generalidad de los casos hay necesidad de emplear más de un solo pilote para soportar una carga dada, es conveniente saber las limitaciones que deben tenerse en cuenta al diseñar la localización y arreglo de un cierto número de pilotes que trabajarán en grupo.

El comportamiento del grupo puede ser más o menos distinto al de un pilote aislado, dependiendo dicho comportamiento de la naturaleza del subsuelo y del espaciamiento entre pilotes.

Si un grupo de pilotes transmite su carga por punta, el comportamiento del mismo es similar al de una cimentación continua y puede decirse que los efectos que se desarrollan son asimilables a los producidos por una carga uniformemente repartida aplicada en el plano horizontal que pasa por la punta de los pilotes.

Cuando subyaciendo el estrato de apoyo se encuentre un manto compresible, la carga que bajan los pilotes incrementa la presión vertical en dicho manto pudiendo provocar fuertes asentamientos, o bien, haciendo que el material blando fluya lateralmente; por tal motivo es necesario limitar la penetración de los pilotes en el estrato resistente hasta un punto tal que la presión transmitida al estrato blando cuando mucho iguale su capacidad de carga.

Para hacer dicha limitación se calcula en primer lugar la capacidad de carga del estrato blando, en su frontera con el estrato resistente y posteriormente se aplica la conocida expresión:

$$\Delta\sigma_z = q' I\sigma$$

en donde $\Delta\sigma_z$ = incremento de presión a una profundidad z debido a una carga q' .

q' = capacidad de carga del material blando.

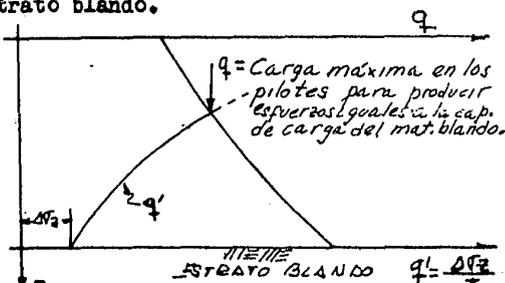
$I\sigma$ = coeficiente de influencia.

Despejando q' se tiene:

$$q' = \frac{\Delta\sigma_z}{I\sigma}$$

Si conservamos a $\Delta\sigma_z$ constante e igual a la capacidad de carga, y dividimos entre el coeficiente de influencia correspondiente a distintas elevaciones (z) sobre el estrato resistente, obtenemos ciertas cargas que aplicadas en este estrato producen en el blando un esfuerzo máximo igual a su capacidad de carga.

La curva de cargas así obtenida interceptará a la variación de la capacidad de carga del estrato resistente a una profundidad tal, que si los pilotes penetraran más hay que limitar su capacidad de carga para que los esfuerzos producidos no sobrepasen la del estrato blando.



De no llegarse a cortar las curvas de cargas, ello significa que la carga máxima que puede aplicarse al pilote no debe exceder a un valor determinado por el cruce de la curva q' con el eje q , y esto en el supuesto caso que los pilotes estuvieran apoyados en la frontera superior del estrato resistente, pues de lo contrario se produce la falla del suelo subyacente. En tales casos es necesario atravesar el manto resistente y localizar las puntas de los pilotes a una profundidad mayor.

Si se hincan pilotes en arena se produce un desplazamiento del suelo que aumenta la compacidad del depósito, dificultándose así el hincado; además los esfuerzos horizontales correspondientes pueden dañar a los pilotes recién hincados, lo que suele suceder en aquellos pilotes hincados en el lugar.

De experiencias efectuadas sobre grupos de pilotes con objeto de conocer la influencia del espaciamiento en la capacidad de carga de un grupo, se concluye que al disminuir la distancia entre pilotes aumenta el asentamiento del grupo; también se ha comprobado que para un espaciamiento de $3d$ (d = diámetro del pilote, o lado del mismo, si es cuadrado), la influencia de los pilotes adyacentes es despreciable. De acuerdo con lo expuesto en el capítulo anterior, al tratar lo referente a la longitud horizontal afectada por la falla (un diámetro a partir del perímetro), podemos recomendar que el espaciamiento más conveniente pa

ra pilotes trabajando por punta es 3.0d centro a centro, pues satisfaciendo tal condición se evita el traslape de las superficies de falla obteniéndose así una capacidad de carga máxima por pilote facilitándose al mismo tiempo la labor de hincado. Este debe llevarse del centro hacia las orillas del grupo para lograr que las puntas de los pilotes queden en cuanto sea posible en un mismo plano horizontal.

Comparando los diagramas de presiones (fig. 17), producidos por un grupo y por un pilote aislado, se nota que el valor de la presión máxima transmitida al terreno aumenta al incrementarse el número de pilotes; comprobándose de esta manera que el asentamiento de todo el conjunto, en igualdad de cargas unitarias, es mayor que el de un solo pilote. La diferencia entre los asentamientos de un solo pilote y de un grupo, toma proporciones considerables cuando abajo del plano que pasa por la base del grupo se encuentra una capa compresible debido a que la disminución de la presión de contacto con la profundidad es función de la magnitud del área cargada.

En pilotes trabajando por fricción (fig. 18), se produce un traslape de los bulbos de presiones; así el material cercano a G está afectado por las tres cargas y en consecuencia se comprime más que el suelo a su alrededor; como el pilote HG tiende a asentarse más que AF y EI, es necesario el empleo de una trabe de ri-

COMPORTAMIENTO DE LOS PILOTES EN GRUPO.

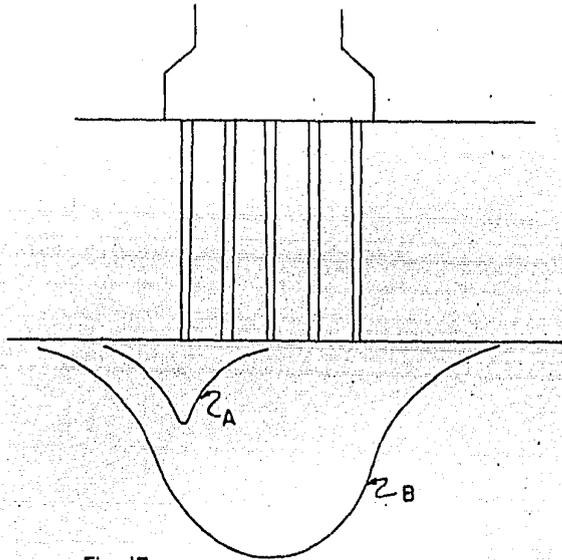


Fig. 17

Distribución de presiones
según Boussinesq.

A) - Pílole aislado.

B) - Grupo de pilotes.

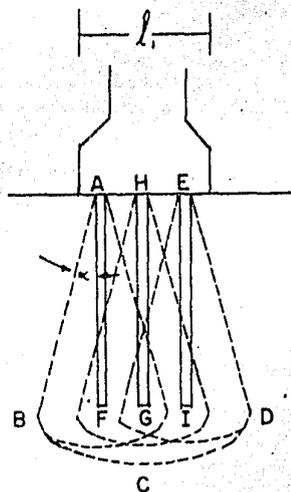


Fig. 18

Acción de grupo en pilotes por fricción.

gidez que obligue un hundimiento igual para todos los pilotes del grupo; en estas condiciones el resultado puede ilustrarse como si la carga afectase un volumen de suelo ABCDE. El área de distribución de dicha carga será entonces

$$A = \left(l_1 + 2l_0.54 \sqrt{\frac{D}{l}} \right) \left(l_2 + 2l_0.54 \sqrt{\frac{D}{l}} \right)$$

en donde l_1 y l_2 son largo y ancho de la cimentación.

l = longitud del pilote.

D = diámetro del pilote.

En la expresión anterior se considera según la técnica europea, que el ángulo formado por el vértice del cono de distribución de esfuerzos al nivel de la cabeza del pilote está dado por la ecuación empírica;

$$\tan \alpha = 0.54 \sqrt{\frac{D}{l}}$$

Como conclusión inmediata se tiene el hecho de que la capacidad de carga de tal grupo no puede considerarse igual a la obtenida de multiplicar la capacidad de carga de un pilote por el número de los que lo constituyen, pues hay menos suelo soportando al grupo.

En la acción de grupos más grandes el traslape de los conos de distribución y el área del suelo afectado crecen, por tanto, la aplicación poco cuidadosa de los datos obtenidos en una prueba de

carga sobre un pilote o sobre grupos pequeños aplicados al diseño de grupos grandes, resulta ser bastante peligroso.

La carga del grupo se considera repartida por igual en todos los pilotes que lo constituyen, cosa que en realidad no sucede, pues los pilotes extremos trabajan con más carga que los centrales; sin embargo, en suelos cohesivos, compresibles, previendo una buena liga de todos los pilotes del grupo y debido a todas las incertidumbres que se tienen al determinar la zona afectada por el cono de distribución se considera satisfactorio asumir que la distribución de la carga en los pilotes del grupo es uniforme. Esto por supuesto no puede aplicarse cuando: las cargas son excéntricas, el carácter y longitud de los pilotes son notablemente diferentes y el suelo no es homogéneo en cualquier aspecto importante.

Cuando los pilotes por fricción se hincan dejando poco espacio entre ellos, la zona resistente se influye mutuamente y el suelo entre los pilotes se comprime actuando únicamente la fricción que se genera en la periferia del grupo; así pues, es conveniente verificar la capacidad de carga del mismo, como se indicó en el capítulo anterior. El espaciamiento de los pilotes se procurará sea tal que el perímetro del grupo sea igual a la suma de los perímetros de los pilotes que lo constituyen; esto se logra por medio de ensayos sin embargo un espaciamiento de 3.0 a 3.5d satisface por lo general la condición expuesta.

Parece ser que los pilotes por fricción trabajan mejor a medida que su longitud crece (ver capítulo de asentamientos); también si el número de pilotes en un grupo se incrementa conservando constante su espaciamiento y la carga actuante sobre ellos, aumenta tanto la intensidad de los esfuerzos inducidos al subsuelo como la profundidad de la zona fuertemente fatigada; se concluye entonces que el asentamiento de una cimentación sobre pilotes de fricción que está cubriendo una área considerable, es mayor que el de una cimentación de poca superficie soportada por pilotes cargados y espaciados de manera semejante.

Por lo anteriormente explicado se han hecho varios intentos para expresar la influencia del número y espaciamiento entre pilotes con relación al asentamiento de la cimentación y se define como "eficiencia de los pilotes en grupo" a la relación de la capacidad de carga para un pilote del grupo entre la capacidad de carga de un pilote de prueba hincado a la misma profundidad y en el mismo suelo.

La gran variedad de suelos encontrados en la práctica excluye la posibilidad de establecer un número limitado de ecuaciones de eficiencia suficientemente aproximadas y de validéz general; además, estas ecuaciones no incluyen la longitud del pilote, aspecto por de más importante en cimentaciones sobre pilotes de fricción; por estas razones no se recomienda el uso de las ecuaciones de e -

ficiencia en la determinación de la capacidad de carga admisible en grupos de pilotes por fricción.

Reacciones de los Pilotes en grupos actuados por cargas Excn
tricas.- A continuación deduciré las ecuaciones para calcular las reacciones de los pilotes cuando el elemento que liga al grupo (trabe, zapata ó losa), está sujeto a momento flexionante debido a una excentricidad entre el punto de aplicación de las cargas verticales y el centro de gravedad del grupo.

Se considera en este análisis que la cubierta de los pilotes es una estructura rígida; en estas condiciones los asentamientos de los pilotes siguen una ley lineal y teniendo en cuenta que la relación entre reacción y asentamiento se considera constante, las cargas en los pilotes variarán también de una manera lineal.

Cuando el punto de aplicación de las cargas verticales coincide con el centro de gravedad del grupo, cada pilote del mismo soportará una carga $\frac{\sum F_v}{n}$ en donde $\sum F_v$ es la suma de fuerzas verticales que llegan a la zapata o elemento de liga y n es el número de pilotes del grupo.

Si sobre dicho elemento actúa algún momento, el efecto de éste será producir una traslación del punto de aplicación de la resultante de las cargas verticales; en consecuencia las reacciones de los pilotes ya no serán iguales y se procederá a calcularlas de

la manera siguiente:

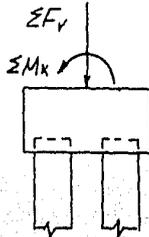
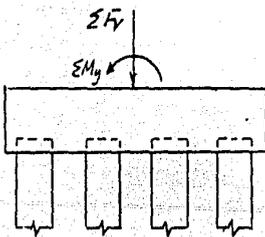
De la estática sabemos que $M_R = M_a$ en donde M_R es el momento resistente debido a las reacciones de los pilotes, y M_a es el momento actuante sobre el grupo.

Lo anterior se puede expresar:

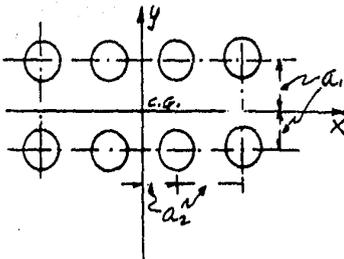
$$\sum Ve = P_1 a_1 + P_2 a_2 + P_3 a_3 + \dots + P_n a_n \quad (1)$$

ya que podemos considerar que $\sum M_a = Ve$ en donde e es la excentricidad.

Ahora bien, si consideramos que la variación de las reacciones de los pilotes sea lineal, se tiene que:



$$\frac{P_1}{a_1} = \frac{P_2}{a_2} = \frac{P_3}{a_3} = \dots = \frac{P_n}{a_n}$$



$$\therefore P_2 = \frac{P_1}{a_1} a_2; P_3 = \frac{P_1}{a_1} a_3; P_n = \frac{P_1}{a_1} a_n$$

sustituyendo los valores de P_2, P_3

P_n en la ecuación (1):

$$\sum Ve = \frac{P_1}{a_1} (a_1^2 + a_2^2 + a_3^2 + \dots + a_n^2)$$

efectuando operaciones: $P_1 = \frac{\sum Ve a_1}{\sum_{i=1}^n a_i^2}$

$$\text{o bien } P_i = \frac{\sum M a_i}{\sum_{i=1}^n a_i^2}$$

Este valor de P_{\perp} es el incremento de la reacción en un pilote debido a la presencia de la excentricidad.

Así pues podemos escribir que la reacción total de cualquier pilote vendrá dada por la ecuación:

$$P_{\perp} = \frac{\sum V}{n} + \frac{\sum M \cdot a}{\sum a^2}$$

y si hay excentricidad con respecto a dos ejes la expresión anterior tomará la forma:

$$P_{\perp} = \frac{\sum V}{n} + \frac{\sum M_x a_1}{\sum a_1^2} + \frac{\sum M_y a_2}{\sum a_2^2}$$

En estas últimas ecuaciones:

P_{\perp} = reacción total de pilote.

$\sum V$ = suma de fuerzas verticales.

$\sum M$ = suma de momentos con respecto al centro de gravedad del grupo.

n = número de pilotes en el grupo.

a = distancia del pilote en cuestión al centro de gravedad del grupo.

a^2 = suma de los cuadrados de las distancias de cada pilote al centro de gravedad del grupo.

M_x, M_y = momentos con respecto al eje x ó al eje y

Una vez calculada la reacción máxima en el grupo, se compara ésta con la capacidad de carga permisible por pilote y si resulta ser menor, se procede al cálculo de los elementos de liga. En caso contrario, es necesario cambiar el diseño del grupo hasta llegar a un resultado compatible.

Se aprecia con cierta frecuencia que cuando dos edificios contiguos están cimentados sobre pilotes por fricción, existe una separación bastante visible en los niveles superiores debido a que la fricción actúa en la periferia de las dos cimentaciones como si fuera una sola, consecuentemente los pilotes de las orillas trabajan con más carga que los interiores produciéndose mayores asentamientos en los extremos, ya que los elementos de liga no están diseñados para resistir tal sobrecarga. Así pues, es de gran importancia en el diseño de una cimentación con este tipo de pilotes tener en cuenta esta excentricidad de cargas, ya que una vez construida la cimentación y de notarse tal efecto, sería necesario lastimar la estructura o procurar otros medios no menos molestos y costosos para lograr anular las consecuencias de la misma.

VI.- ANALISIS DE ASENTAMIENTOS.

La investigación y el estudio detallado de los factores que afectan el asentamiento de una cimentación se denomina "análisis de asentamientos". De principal importancia en el diseño de una cimentación es el conocimiento de: a) distribución de los asentamientos, b) valor final de los asentamientos, y c) tiempo en que se llevarán a cabo los mismos.

El método general para el cálculo del asentamiento de un punto de la base de una estructura, debido a la consolidación de una capa de arcilla, es el siguiente:

- 1.- Cálculo de la presión intergranular (p_0) en la parte media del estrato compresible.
- 2.- Cálculo del incremento de presión (Δp) debido a la construcción de la estructura propuesta; a la misma elevación en que se determinó p_0 .
- 3.- Determinación de las propiedades de compresibilidad de la arcilla.
- 4.- Empleo de las cantidades anteriores en el cálculo del asentamiento del punto en cuestión.

En virtud de la gran variedad de suelos que existen en la naturaleza es imposible dar reglas precisas acerca del cálculo de asentamientos para cada caso, y en este trabajo me limitaré a describir el método seguido en tres casos particulares, que son:

- 1.- Pilotes trabajando por punta en ausencia de mantos compresibles subyacentes al estrato de apoyo.
- 2.- Pilotes trabajando por punta cuando el estrato resistente se encuentra sobre una capa compresible.
- 3.- Pilotes por fricción.

Pilotes trabajando por punta en ausencia de mantos compresibles subyacentes al estrato de apoyo.- En este caso el asentamiento de un grupo de pilotes se considera igual al observado en pruebas de carga sobre pilotes aislados, pues es muy difícil muestrear estratos de este tipo para averiguar hasta qué punto es incompresible el estrato resistente.

Hay ocasiones en que los pilotes se apoyan sobre roca descompuesta siendo necesaria la obtención de muestras inalteradas de este material y efectuar sobre ellas pruebas de consolidación para aplicarlas al cálculo del asentamiento probable; en caso de que tal asentamiento exceda de un valor tolerable, los pilo -

tes deberán hincarse sobre la roca sana empleando un método de hincado conveniente.

Pilotes trabajando por punta cuando el estrato resistente se encuentra sobre una capa compresible.- Analizaré esta posibilidad tan frecuente en el Valle de México, cuando las puntas de los pilotes están apoyadas en la llamada capa dura.

Es conveniente hacer notar que si el estrato compresible tiene una potencia considerable, se acostumbra dividirlo en varias capas para obtener resultados aceptables. Cuando no se tiene un estrato que pudiere llamarse homogéneo, sino que la zona compresible consta de varios estratos de propiedades diferentes, es necesario efectuar los cálculos de asentamientos para el punto medio de cada uno de ellos y la suma nos dará el asentamiento total probable para un punto de la cimentación.

Siguiendo la secuela de cálculo propuesta en un principio, es preciso determinar en primer lugar la presión intergranular en la parte media del estrato compresible en cuestión.

La presión intergranular es aquélla que se transmite entre grano y grano del material, siendo la única que puede inducir cambio de volumen a la masa del suelo; está dada por la expresión:

$$p_0 = z \gamma_h + z_1 \gamma'_1$$

en donde p_0 = presión intergranular en un punto cualquiera del suelo.

z = profundidad desde la superficie del terreno hasta el nivel de aguas freáticas.

γ_h = peso volumétrico húmedo del suelo desde la superficie del terreno hasta el nivel de aguas freáticas.

z_1 = profundidad desde el nivel de aguas freáticas hasta el punto considerado.

γ' = peso volumétrico del material desde el nivel de aguas freáticas hasta el punto considerado (sumergido).

El peso de la estructura por construir incrementa la presión en la capa de arcilla en una cantidad Δp . Para el cálculo de se supone la estructura es flexible y que las cargas actúan directamente sobre la superficie de apoyo de los pilotes.

Por lo general en una cimentación por pilotes hay excavación; entonces la carga total que produce la consolidación es la diferencia entre el peso efectivo del edificio y el peso del material excavado.

Debido a que la carga se considera aplicada en el plano horizontal que pasa por la punta de los pilotes, es necesario calcular la disminución de presión de contacto con la profundidad para cada punto en que se requiere conocer el asentamiento; dicha presión es precisamente el incremento Δp producido por la estructura y se determina por medio de las ecuaciones de Boussinesq, las cuales nos dan al estado de esfuerzo en un punto, cuando se aplica una carga concentrada en la superficie de un sólido elástico semi-infinito. Para emplear estas ecuaciones se parte de la suposición de que el suelo es un material elástico, homogéneo e isótropo.

La intensidad de la presión vertical sobre una sección horizontal cualquiera, disminuye de un máximo en el punto situado directamente debajo de la carga, hasta un valor prácticamente igual a cero a una gran distancia de dicho punto; de esta manera el diagrama de distribución de esfuerzos verticales resulta ser una superficie en forma de domo. Tanto la teoría como la experiencia indican que la forma de los domos de presiones es prácticamente independiente de las propiedades físicas de la superficie cargada; por tal motivo, se acostumbra calcular estas presiones suponiendo que el suelo es elástico, homogéneo e isótropo aplicando entonces la ecuación de Boussinesq para esfuerzos verticales, la cual se escribe de la siguiente manera;

$$b = \frac{3Q}{2\pi z^2} \left[\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{1/2}$$

Los significados de las literales son los mostrados en la figura

Boussinesq dedujo las ecuaciones correspondientes a los esfuerzos cortante y radial, las cuales no son aplicables en mecánica de suelos por estar en función de las relaciones esfuerzo-deformación del material.

Al calcular las presiones verticales en el suelo situado debajo de una estructura, se supone que ésta es flexible. En un sólido elástico semi-infinito actuado con una carga flexible por unidad de área, la magnitud de la presión vertical en un punto cualquiera situado dentro del sólido se calcula dividiendo el área cargada en diferenciales de área (dA), que soportan una carga: $dQ = q dA$, aplicada en el centroide de dA (ver fig.).

Según la ecuación de Boussinesq, cada carga concentrada produce en el punto una presión vertical:

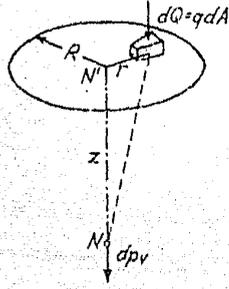
$$dp_z = \frac{3q}{2\pi z^2} \left[\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{1/2} dA$$

que integrando sobre toda el área cargada nos da la intensidad de presión en M originada por toda la carga.

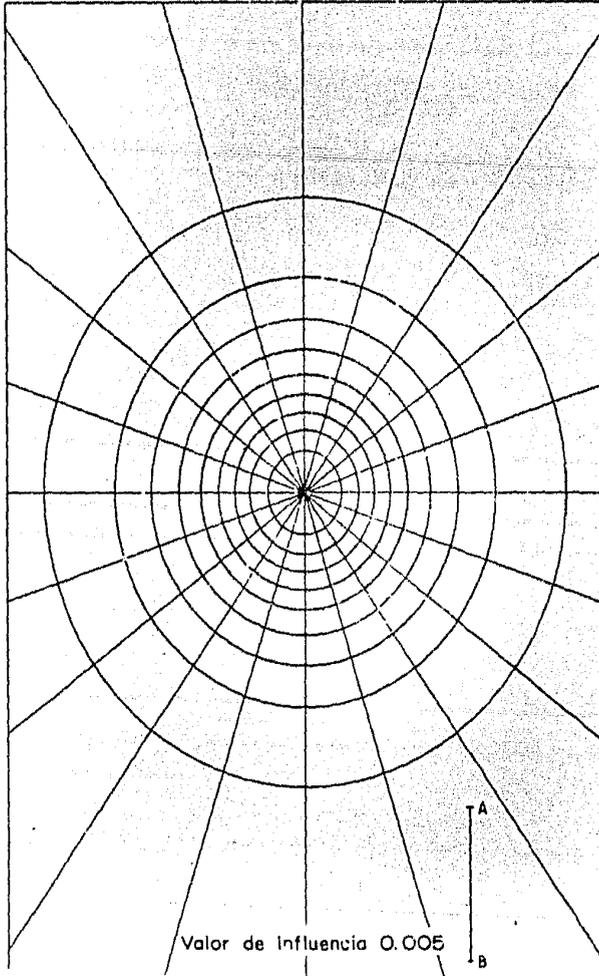
INTENSIDAD DE LA PRESION VERTICAL (Según Boussinesq)



Carga puntual



Carga circular
(Uniformemente repartida)



Por lo general es necesario calcular los asentamientos en varios puntos de la cimentación para conocer así la distribución de ellos. En estas condiciones el empleo de la ecuación anterior para conocer el incremento de presión en cada punto resulta bastante laborioso y tardado, siendo más conveniente en estos casos el empleo de gráficas que nos resuelven la ecuación de Boussinesq, como son las debidas a Fadum y a N. M. Newmark.

La gráfica de Newmark se emplea principalmente cuando la planta de cimentación consiste de un gran número de zapatas individuales y para su uso se requiere la planta de cimentación dibujada a una escala tal que la distancia AB de la gráfica corresponda a la profundidad z en que se va a calcular la presión vertical p_z . (Es necesario una planta diferente para cada profundidad z). La planta de cimentación se coloca sobre la gráfica de modo que el punto en que se desea conocer la presión coincida con el centro de la misma. El número de apartados cubiertos por la planta de cimentación se cuenta y se multiplica por el valor de influencia y por la carga q . El valor así obtenido es la presión vertical a una profundidad AB del punto en estudio.

Para el cálculo de presiones producidas por una super - ficie continua cargada uniformemente, es más cómodo el empleo

de la gráfica de Fadum, la cual tiene gran ventaja sobre la de Newmark por el hecho de no necesitarse el dibujo de la cimentación para cada profundidad, pues los coeficientes de influencia vienen expresados en función de las relaciones $\frac{\text{ancho}}{\text{prof.}}$ y $\frac{\text{largo}}{\text{prof.}}$ representadas en forma de curvas.

La disminución de presión debido a excavación puede calcularse con las gráficas de Fadum o de Newmark, considerando que el peso de suelo excavado es una carga ascendente uniformemente distribuida y actuando en el fondo de la excavación.

Si la construcción de la estructura cambia de una manera permanente el nivel de aguas freáticas, es necesario calcular el cambio de presión intergranular correspondiente.

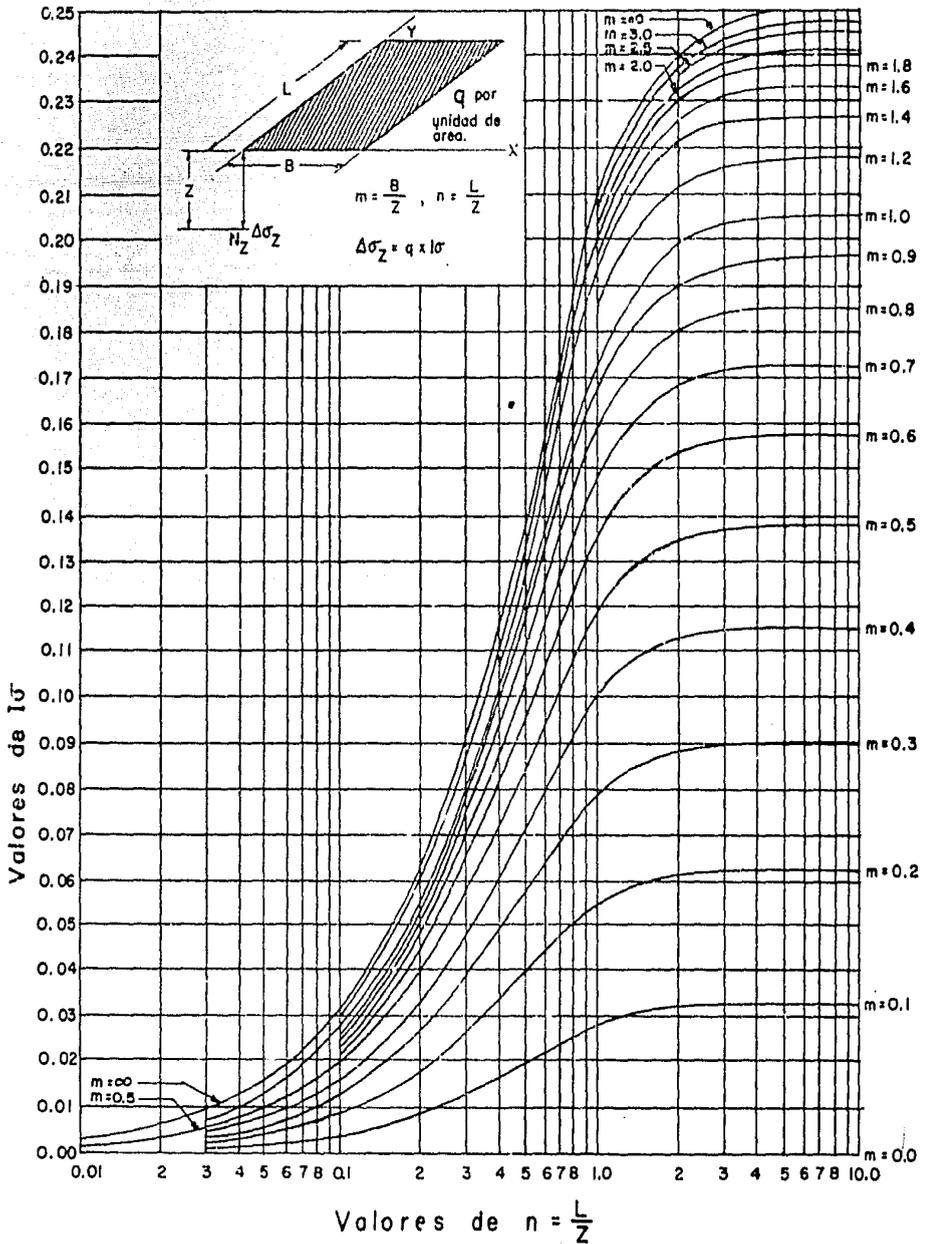
Al aplicar un incremento de carga a una capa de arcilla desde un valor p_0 a $p_0 + \Delta p$ se origina una disminución en la relación de vacíos de e_0 a e , expresándose lo anterior por medio de la siguiente ecuación:

$$e_0 - e = \Delta e = a_v \Delta p$$

$$\therefore a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p}$$

a_v se define como coeficiente de compresibilidad en el intervalo $p_0 + \Delta p$ y viene representado gráficamente como la pendiente

GRAFICA PARA DETERMINAR EL VALOR DE INFLUENCIA CURVAS DE FADUIM.



Nota.- m y n son

de la curva de compresibilidad. (e -log p)

La disminución de porosidad Δn , por unidad de volumen original, correspondiente a la disminución Δe se expresa de la siguiente manera:

$$\Delta n = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

$$\therefore \Delta n = \frac{a_v}{1 + e_0} \Delta p = m_v \Delta p$$

$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0}$ se denomina coeficiente de compresibilidad volumétrica

en el incremento de presión de p_0 a $p_0 + \Delta p$

El incremento Δp es igual a la presión vertical p_v , calculada como se indicó anteriormente.

Ahora bien, si el espesor del estrato compresible lo denominamos H , el cambio de espesor δ debido a la presión p_v es:

$$\delta = H \Delta n = H m_v \Delta p$$

El valor δ representa no solamente el decremento de espesor en el estrato abajo del punto considerado, sino también el asentamiento de la base de la cimentación en ese punto.

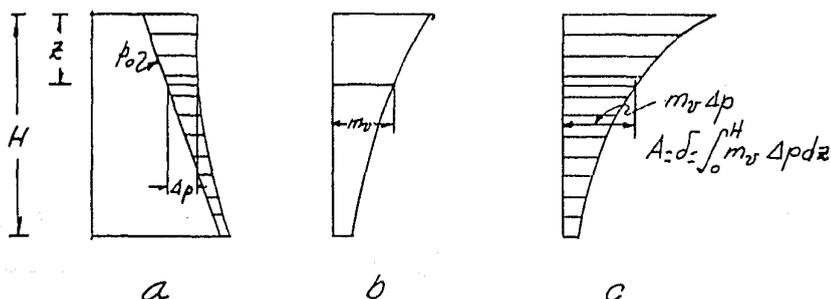
Si el manto compresible tiene una potencia considerable, o si m_v y p_v no pueden considerarse constantes en todo el espesor, es necesario dividir el estrato en varias capas y determinar

m_v y p_v para cada una de ellas.

De una manera más general podemos reemplazar la ecuación anterior por:

$$S = \int_0^H m_v \Delta p dz$$

en donde m_v y Δp son respectivamente el coeficiente de compresibilidad volumétrica y el incremento de presión vertical para cualquier profundidad z , abajo del punto en que se calculará el asentamiento. La integración se lleva a cabo gráficamente, para lo cual es necesario dibujar los siguientes diagramas:



En el diagrama "a" se representa el incremento de presión a cualquier profundidad z abajo del punto considerado. En el diagrama "b" las abscisas muestran los coeficientes m_v dibujada, por último se efectúa el producto $m_v p_v$ con estos resultados se dibuja la curva mostrada en la gráfica "c". El asentamiento está representado por el área asciurada, la cual se integra gráfi-

camente para obtener tal asentamiento.

Resumiendo, para el cálculo de asentamientos es necesario conocer la presión intergranular, la distribución de los incrementos de presiones con la profundidad, considerándose que la presión no influye en el asentamiento cuando el incremento es igual a $1/10$ de la carga aplicada.

Además de lo anterior, es necesario determinar las propiedades de compresibilidad del estrato arcilloso, a partir de pruebas de consolidación. Estas pruebas se deberán efectuar sobre especímenes inalterados obtenidos con muestreadores de pared delgada.

El procedimiento explicado da buenos resultados en la predicción de asentamientos cuando el suelo compresible está constituido por arcilla normalmente consolidada, de sensibilidad mediana y prácticamente homogénea o por capas bien definidas y homogéneas. Si el depósito tiene estructura errática, la distribución de los asentamientos en la cimentación no puede predecirse y en tales casos se determinan únicamente los asentamientos máximos y mínimos probables, no importando el lugar de la cimentación en que ellos ocurran. Esto puede hacerse asignando a la arcilla coeficientes de compresibilidad máximo y mínimo, compatibles con los resultados de los sondeos de exploración en aqué-

llos puntos en que es máxima y en el que es mínima.

Si el depósito es preconsolidado los asentamientos calculados son mayores que los reales.

El tiempo en que tendrán lugar los asentamientos antes determinados se estima según la teoría de la consolidación de Terzaghi.

Para que se efectúe la consolidación es necesario que el agua fluya por entre los poros del material, y para que este flujo se verifique es necesario el transcurso del tiempo; entonces el progreso de la consolidación expresado en por ciento, es una función del factor tiempo que designaremos por T_v , o sea:

$$U \% = f(T_v) \text{---(1)} \quad (\text{ver fig. anexa})$$

El factor tiempo está expresado por:

$$T_v = \frac{C_v}{H^2} t \text{---(2)}$$

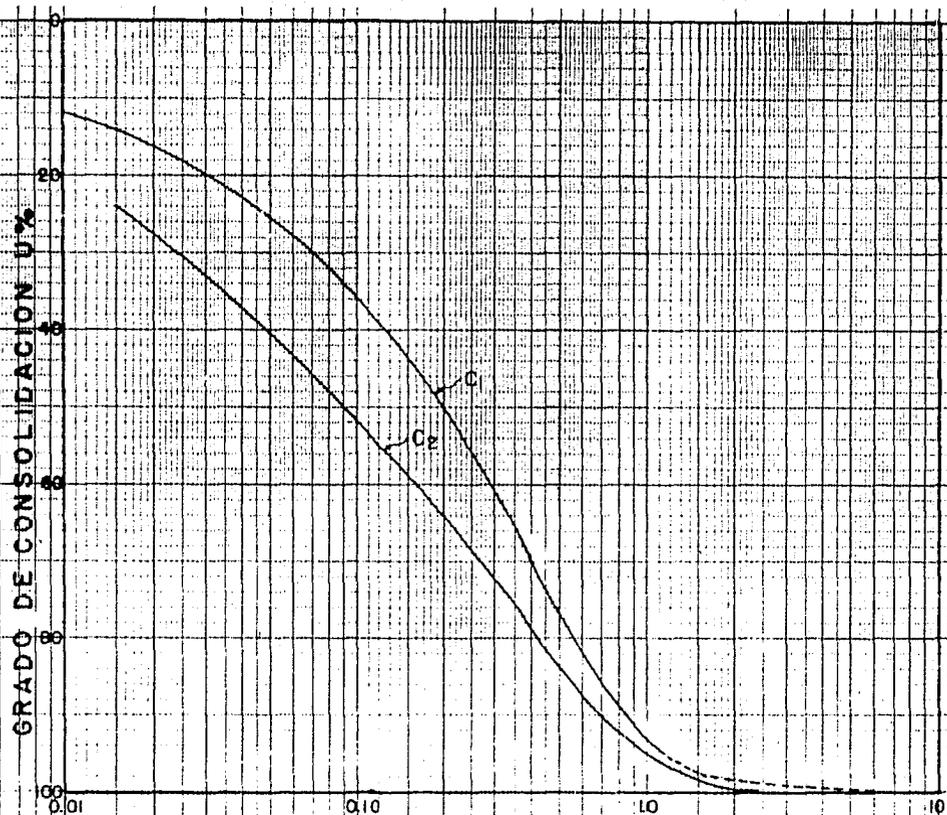
en donde

$$T_v = \text{factor tiempo.}$$

C_v = coeficiente de consolidación.

H = espesor de la capa que se está consolidando.

t = tiempo transcurrido.



CONDICIONES HIDRAULICAS DE FRONTERA

ARENA

ARENA

ARCILLA

2H

ARCILLA

H

ARENA
CONDICION-1

BASE IMPERMEABLE
CONDICION-2

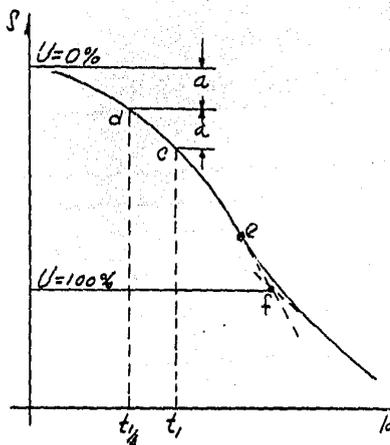
El factor H de la ecuación (2) se define como $1/2$ del espesor del estrato de arcilla doblemente drenado. Así el tiempo requerido para alcanzar un grado de consolidación dado es cuatro veces mayor para una capa drenada por arriba únicamente que para una doblemente drenada.

El coeficiente de consolidación C_v se calcula empleando los resultados de una prueba de consolidación de la manera sig.:

De una curva de consolidación (deformación-tiempo), se determinan las deformaciones correspondientes a $U = 0\%$ y $U = 100\%$ de acuerdo con el método propuesto por A. Casagrande. El método consiste en lo siguiente:

Para la determinación de $U = 0\%$

se elige un tiempo cualquiera " t_1 ", menor que el necesario para alcanzar la mitad de la consolidación debida al incremento total de carga, localizando el punto "c" de la curva; enseguida se fija el punto "d" correspondiente a $t_{1/4}$, con "c" y "d" se determina la distancia "a" que se lleva a partir de "d", trazando una recta ho-



rizontal hasta cortar el eje de las ordenadas se encuentra el valor $U = 0\%$.

Para la obtención de $U = 100\%$ se determina el punto de inflexión "e" desde el cual se traza una tangente hacia abajo, que se cruzará en el punto "f" con la tangente a la parte recta inferior de la curva. De "f" se lleva una horizontal hasta cortar el eje de las ordenadas, tal valor corresponde a $U = 100\%$.

Comunmente se elige el valor de U correspondiente a $U = 50\%$ para este valor $T_v = 0.197$ y despejando a C_v de la ecuación (2):

$$C_v = \frac{T_v 50\% H^2}{t_{50\%}}$$

en donde H es igual a $1/2$ del espesor de la probeta.

Ahora bien, para cada incremento de carga se obtiene una curva de consolidación habiendo de esta manera un coeficiente de consolidación para cada una de ellas; como se va a determinar el tiempo de consolidación para la presión $p_o + \Delta p$ es necesario dibujar una curva $c_v - \log p$ para emplear el c_v adecuado a dicha presión.

Entonces el tiempo de asentamiento se obtiene por la expresión:

$$t_{90\%} = \frac{H^2}{C_v} T_{v 90\%}$$

El tiempo de asentamiento determinado de esta manera, es el correspondiente al asentamiento final calculado; sin embar -

go, se acostumbra representar las predicciones de asentamientos en forma de gráfica y entonces se hace necesario calcular los tiempos $t_{10\%}$, $t_{20\%}$, etc., cosa muy sencilla pues únicamente se substituye el valor de $T_{v90\%}$ de la expresión anterior por el correspondiente a los porcentos de consolidación $U_{10\%}$, $U_{20\%}$, $U_{30\%}$ etc.

Se observa que la curva de consolidación de laboratorio se aproxima a una tangente inclinada, en tanto que la curva teórica es asintótica al eje de las abscisas; a la diferencia entre estas dos curvas se le denomina consolidación secundaria.

Pilotes por fricción.- Para el cálculo de los asentamientos de una cimentación sobre este tipo de pilotes se supone que arriba del tercio inferior de la longitud del pilote, el contenido de agua de la arcilla permanece prácticamente igual que antes del hincado, y abajo de este nivel la consolidación se lleva a cabo como si la estructura estuviera cimentada sobre una losa flexible; es decir, la labor de los pilotes es equivalente a reemplazar al subsuelo por un material prácticamente incompresible hasta una profundidad igual a dos tercios de la longitud del pilote (a partir de la cabeza). En tal plano se considera que la carga que baja un grupo de pilotes se encuentra distribuida uniformemente y así el incremento de presión para aquellos puntos en que se quiera medir el asentamiento se calcula como se in

dicó anteriormente empleando las curvas de Fedum, o bien, haciendo una simplificación que consiste en suponer que la distribución de la presión de contacto se efectúa linealmente con una inclinación de treinta grados con la vertical.

Al considerar que el peso de la estructura se encuentra aplicado en el plano que pasa por el tercio inferior de los pilotes, deducimos la importancia tan grande que tiene la longitud de los mismos en las cimentaciones sobre pilotes de fricción.

El cálculo de los asentamientos que tendrán lugar en la cimentación, así como el tiempo en que éstos se llevarán a cabo, se calculan en forma similar a la explicada anteriormente.

Observaciones de control.— La medición de los asentamientos de una estructura, tanto durante el período de su construcción como una vez ya construída, sirven para indicar hasta qué grado son correctas las hipótesis que se hicieron, los procedimientos de construcción empleados y para descubrir los efectos inesperados que pudieren producir daños considerables si no se chequean continuamente.

Las nivelaciones deben hacerse cada semana durante el período de construcción y cada mes y medio o dos meses aproximada-

mente después de la misma. El costo de estas nivelaciones es despreciable comparado con el provecho que se puede sacar de ellas.

VII. CONCLUSIONES

Es necesario hacer hincapié en que el diseño de una cimentación sobre pilotes es un problema en extremo delicado, el cual debe satisfacer uno a uno todos los puntos mencionados en los diferentes temas.

1.- El diseño de una cimentación sobre pilotes requiere, en primer lugar, la determinación de la forma de trabajo de los mismos, cosa que está gobernada esencialmente por el perfil del suelo encontrado en el sitio de la obra. Este perfil deberá mostrar todas las características mecánicas y físicas del suelo, siendo posible después de haber efectuado un estudio minucioso de él, determinar la forma de trabajo de los pilotes. Si el perfil es errático es necesario localizar perfectamente las zonas de alta resistencia para prever el método de hincado con el fin de lograr que todas las puntas de los pilotes que soportan a la estructura queden situadas en un mismo plano horizontal y evitar de esta manera excentricidades de cargas que pongan en peligro al conjunto.

2.- En el diseño de una cimentación sobre pilotes se puede seleccionar el tipo más conveniente a usar rigiendo tal selección las condiciones impuestas por el carácter del trabajo y las consideraciones de orden económico.

Por lo general cualquier tipo de pilote tiene ciertas características que lo hace excepcionalmente apto para trabajar bajo determinadas condiciones del subsuelo debido a la gran especialización que existe por parte de las firmas que fabrican pilotes, siendo posible una selección bastante acertada del tipo más conveniente.

Cada cimentación por pilotes requiere un estudio cuidadoso de las cualidades y desventajas de los diferentes tipos, mismas que se deberán relacionar con: las condiciones del subsuelo, los métodos de hincado, la capacidad de carga, el equipo disponible y en una manera bastante considerable la experiencia obtenida en la construcción de estructuras similares.

3.- La carga permisible de diseño puede determinarse empleando las fórmulas dinámicas y estáticas, o bien, efectuando pruebas de carga.

Se aconseja el uso de las fórmulas dinámicas únicamente en la determinación de la capacidad de carga para pilotes hincados en suelos sin cohesión, principalmente arenas y gravas, apegándose a las recomendaciones de los autores mencionados y afectando todos los resultados de un factor de seguridad adecuado.

El procedimiento racional para valuar la capacidad de carga de un pilote es calcular separadamente la resistencia por punta y

la debida a la fricción.

La resistencia por punta define la carga máxima que produce la falla del suelo. En materiales con cohesión y fricción interna, esta capacidad se calculará con la fórmula de Meyerhof, excepto cuando la resistencia al esfuerzo cortante es errática con la profundidad y entonces se aplicará la fórmula de Terzaghi, pues, debido a las hipótesis simplificadoras hechas por tal autor, los resultados obtenidos son conservadores.

En materiales sin cohesión los cálculos se efectúan de manera análoga, sólo que el valor del término c no considerado por Meyerhof y Terzaghi en la resolución del caso general, es igual con cero.

La capacidad de carga por fricción en suelos granulares se estima con la expresión de Dorr, empleando el coeficiente de empuje modificado determinado a partir de una prueba de penetración estática de cono, o, en su defecto, se recomienda aplicar a tal coeficiente un valor igual con $\tan \phi$. El coeficiente de fricción (f) entre suelo y pilote debe valuarse en el laboratorio.

La capacidad por punta en suelos puramente cohesivos se puede determinar con cualquiera de las fórmulas expuestas. En cuanto a la capacidad de carga por fricción, es necesario determinar el valor de la adhesión unitaria, siendo los resultados obtenidos

experimentalmente en pruebas de extracción de pilotes los que ofrecen mayores garantías. En caso de no ser posible lo anterior, se deberán llevar a cabo pruebas de resistencia a la compresión axial y determinar por medio de la relación $C = \frac{qu}{2}$ el valor de la cohesión. Se recomienda emplear como fuerza unitaria de fricción el valor de la cohesión afectado de un coeficiente igual a $2/3$.

Aun cuando con las fórmulas estáticas estudiadas se puede determinar la capacidad de carga con bastante aproximación, hay ocasiones en que es necesario efectuar pruebas de carga a escala natural. Dependiendo de la magnitud de la obra es conveniente efectuar un número de pruebas de carga, variable entre el 2 y 4% del número total de los pilotes.

En pilotes hincados en arena es necesario dejar transcurrir 2 ó 3 días después del hincado para dar tiempo a que el suelo se ajuste al cambio de esfuerzos debidos al hincado; en tanto que en suelos cohesivos hay que retardar la prueba 30 días después del hincado.

4.- Se calculará la capacidad de carga del grupo considerándolo como un cimiento continuo, limitado por los planos tangentes a los pilotes exteriores y cuya base está localizada en el plano horizontal que pasa por las puntas de los mismos.

La capacidad de carga así obtenida se divide entre el número de pilotes que integran al grupo para conocer la carga unitaria, la cual se compara con la propia del pilote aislado eligiendo para el diseño de los grupos la menor de las dos. La capacidad de carga considerada debe ser mayor que la suma de cargas debidas a la estructura, teniendo en cuenta las excentricidades, en su caso, y a la sobrecarga originada por el posible desarrollo de fricción negativa.

El espaciamiento recomendable que deberán guardar entre sí los pilotes trabajando por punta es 3.0d, en tanto que para pilotes por fricción dicho espaciamiento se determina por ensayos, pudiéndose decir que en general varía de 3.0 a 3.5d.

Las ecuaciones de eficiencia no se deben aplicar para calcular la acción de grupo en pilotes por fricción, pues por lo general llevan a resultados erróneos por el hecho de estar deducidas para casos muy particulares.

Los asentamientos calculados con los métodos descritos resultan aproximadamente ciertos cuando el suelo es arcilla normalmente consolidada y homogénea; para arcillas preconsolidadas los asentamientos calculados son mayores que los reales.

Debido a la simplificación que se hace tanto en la teoría de la consolidación como en el cálculo de los asentamientos, la pre-

BIBLIOGRAFIA

- TERZAGHI-PECK Soil Mechanics in Engineering Practice.- John Wiley & Sons, 1948.
- KRYNINE-JUDD Principles of Engineering, Geology and Geotechnics.- Mc-Graw-Hill, 1957.
- PECK-HANSON-THORNBURN Foundation Engineering.- John Wiley & Sons, 1953.
- RAUL J. MARZAL
MARCOS MAZARI
HECTOR HIRIART Cimentaciones Piloteadas en la Ciudad de México.- Ediciones ICA, serie B, No. 16, Octubre 1953.
- ROBERT D. CHELLIS Pile Foundations.- Mc-Graw-Hill, 1951.
- CLARENCE W. DUNHAM Foundations of Structures.- Mc-Graw-Hill, 1950.
- GREGORY P. TSCHEBOTARIOFF Soil Mechanics Foundations and Earth Structures.- Mc-Graw-Hill, 1953.
- RENATO SANSONI Pali e Fondazioni su Pali.- Editore Ulrico Hoepli, Milano, 1955.
- G. G. MEYERHOF The Ultimate Bearing of Foundations. Geotechnique, December, 1953.
- CESTELLI-GUIDI Meccanica del Terreno, Fondazioni, Opere in Terra. Editore Ulrico Hoepli, Milano, 1957.
- DONALD W. TAYLOR Fundamentals of Soil Mechanics. John Wiley & Sons, 1948.