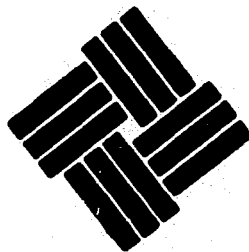


881215  
4  
24



# UNIVERSIDAD ANAHUAC

VINCE IN BONO MALUM

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

CON ESTUDIOS INCORPORADOS A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ANALISIS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS EN ARENA  
BAJO DIFERENTES SOLICITACIONES DE CARGA

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

FRANCISCO JAVIER TELLERIA PEÑALBA

Director de Tesis:

ING. CARLOS GARCIA ROMERO

MEXICO, D. F.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

1989



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.

**CAPITULO I      INTRODUCCIÓN**

**CAPITULO II     TIPOS DE PILOTES EXISTENTES**

- A) FUNCIONES DE LOS PILOTES
- B) CLASIFICACIÓN SEGÚN EL MATERIAL CON QUE ESTAN ELABORADOS
- C) CLASIFICACIÓN SEGUN LA FORMA DE TRANSMISIÓN DE LAS CARGAS AL SUBSUELO
- D) CLASIFICACIÓN SEGÚN SU PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

**CAPITULO III    FUERZAS ACTUANTES**

- A) DEFINICIONES
- B) FUERZAS EN LA SUPERESTRUCTURA
- C) FUERZAS EN LA CIMENTACIÓN
- D) FUERZAS SEGÚN EL REGLAMENTO

**CAPITULO IV    SUELOS**

- A) DEFINICIONES
- B) CONSOLIDACIÓN
- C) EFECTO DEL ABATIMIENTO DE NIVEL FREÁTICO EN ARENAS
- D) TÉCNICAS PARA LA INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO
- E) PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTANDAR
- F) PRUEBA DEL CONO HOLANDES

**CAPITULO V     DISEÑO POR FUERZAS VERTICALES**

- A) GENERALIDADES
- B) DETERMINACIÓN DE LA LONGITUD Y CAPACIDAD DE CARGA
- C) ASENTAMIENTOS DE PILOTES INDIVIDUALES EN ARENA

**CAPITULO VI DISEÑO POR FUERZAS HORIZONTALES**  
A) GENERALIDADES  
B) COEFICIENTE DE REACCIÓN  
C) DETERMINACIÓN DE MOMENTOS Y DEFLEXIONES

**CAPITULO VII DISEÑO DE ACUERDO A LAS NORMAS TÉCNICAS  
COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO PARA  
CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL**  
A) ESTABILIDAD  
B) MOVIMIENTOS VERTICALES  
C) INSTALACIÓN DE PILOTES  
D) DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

**CAPITULO VIII GRUPOS DE PILOTES**  
A) CAPACIDAD DE CARGA VERTICAL  
B) ASENTAMIENTOS POR CARGA VERTICAL  
C) CAPACIDAD DE CARGA A LA TENSIÓN DE GRUPOS  
DE PILOTES  
D) PILOTES SUJETOS A SOLICITACIONES  
HORIZONTALES

**CAPITULO IX EJEMPLO PRÁCTICO**  
A) PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA  
B) CARACTERÍSTICAS DE LA CIMENTACIÓN  
C) CAPACIDAD DE CARGA Y DESPLAZAMIENTOS  
D) DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

**CAPITULO X CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

**CAPITULO XI BIBLIOGRAFIA**

**CAPITULO I**

**INTRODUCCIÓN**

## INTRODUCCION

---

Las condiciones del suelo superficial no siempre son apropiadas para permitir el uso de una cimentación poco profunda, ya sea por las propiedades de dicho suelo o por las características de las cargas que están actuando, en tal caso será preciso buscar terrenos de apoyo más resistentes a mayores profundidades; a veces estos no aparecen a niveles alcanzables económicamente y es preciso utilizar como apoyo los terrenos blandos y poco resistentes de que se dispone contando con elementos de cimentación que distribuyan la carga en un espesor grande de suelo, en todos estos casos se hace necesario recurrir al uso de cimentaciones profundas.

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

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

más fácilmente a la mecanización que las cimentaciones superficiales. Por último, la escasez de mano de obra cada vez mayor y la necesidad de mas grandes economías, hace imperativo implantar la mecanización.

Los primeros pilotes eran de 8 a 10 metros de longitud y de unos 30 a 40 cm. de diametro; en la actualidad se cuentan con pilotes gigantescos cuyas longitudes alcanzan los 300 m. El uso de pilotes ha llegado a ser cada vez mas variado y complejo; los metodos de construccion han cambiado y evolucionado con gran rapidez; los pilotes de madera y los martinets accionados a mano han dado paso a maquinas complicadas y a metodos altamente especializados.

Hace unos 60 años al nacer la mecánica de suelos se alentaron esperanzas exageradas ya que se pensó, por ejemplo, que los problemas de suelos pronto se podrían resolver sobre bases teóricas firmes semejantes a las que se aplicaba a las estructuras de acero. Esta fe ilimitada que acompañó a la aplicación de la mecánica de suelos en sus comienzos, es sin duda uno de los factores importantes para analizar la Mecánica de Suelos de hoy en día.

En los albores de la mecánica de suelos se requería que el cálculo de asentamiento de estructuras fuera llevado al milímetro, y que se determinara la permeabilidad exacta de una presa de tierra, todo ello basado en la sustitución de ciertas propiedades físicas en formulas sencillas. Sin embargo, cuando el asentamiento de la estructura era del orden de la mitad del valor calculado previamente, o cuando el volumen de filtración era mayor a causa de algun lente de arena no identificado, resultaba fácil y en cierto modo justo, el culpar de ello a la mecánica de suelos.

Las experiencias desalentadoras y un consciente análisis de la situación revelaron con claridad que las imperfecciones no se debían ni a la deficiencia de las teorías ni a lo incorrecto de las investigaciones de laboratorio, sino al hecho de que siempre resultaban incompletos los estudios exploratorios y el reconocimiento de las condiciones originales, y a que la situación antes de construir no se podía caracterizar con un modelo matemático simple. Resultaría prácticamente imposible extender el número y la calidad de exploraciones preliminares hasta un punto tal que fuera posible detectar todas las lentes de arena o las bolsas sueltas. Este es el grado de indeterminación en la mecánica de suelos que da lugar a que aun la teoría más complicada y más sofisticada sólo pueda tener un cierto grado de validez.

En aquel entonces, los expertos en mecánica de suelos con sus opiniones fundadas se alejaban de la realidad de los problemas constructivos y no era posible llevar sus recomendaciones a la práctica; pero los proyectistas y contratistas al no poseer los conocimientos suficientes, no podían entender algunos fenómenos que sucedían en el sitio.

Todos estos factores que resultan negativos para el mayor desarrollo de la mecánica de suelos se pueden eliminar y mejorar con el esfuerzo combinado del técnico en suelos y del proyectista, con buena voluntad y conocimientos, y con un amplio intercambio en la comunicación.

Por todas las causas mencionadas anteriormente es importante el estudio cada vez mas exacto del comportamiento de cimentaciones y entre ellas los pilotes, sabiendo que si conocemos más la respuesta de esta tendremos la posibilidad de construir estructuras más



económicas y seguras.

La realización de esta investigación es reunir ciertos datos y conocimientos existentes sobre cimentaciones profundas enfocándolas directamente a aquellas *cimentaciones desplantadas sobre suelos arenosos a base de pilotes*, haciendo que sea más fácil contemplar los puntos mencionados anteriormente con la finalidad de conjuntar los dos aspectos más importantes seguridad y economía.

## CAPITULO II

### TIPOS DE PILOTES EXISTENTES

- A) FUNCIONES DE LOS PILOTES
- B) CLASIFICACIÓN SEGÚN EL MATERIAL CON QUE ESTÁN ELABORADOS
  - 1.- PILOTES DE MADERA
  - 2.- PILOTES DE ACERO
  - 3.- PILOTES DE CONCRETO PRECOLADOS
  - 4.- PILOTES MÍXTOS
- C) CLASIFICACIÓN SEGÚN LA FORMA DE TRANSMISIÓN DE LAS CARGAS AL SUBSUELO
  - 1.- PILOTES DE PUNTA
  - 2.- PILOTES DE FRICCIÓN
  - 3.- PILOTES INCLINADOS
  - 4.- PILOTES MÍXTOS
- D) CLASIFICACIÓN SEGÚN SU PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
  - 1.- SÍN DESPLAZAMIENTO
  - 2.- CON POCO DESPLAZAMIENTO
  - 3.- CON DESPLAZAMIENTO

## A) FUNCIONES DE LOS PILOTES

---

Cuando el suelo situado al nivel en que se desplantaría normalmente una zapata o una losa de cimentación, es demasiado débil o compresible para proporcionar un soporte adecuado, las cargas se transmiten a material competente a mayor profundidad por medio de pilotes o pilas. La diferencia entre estos dos elementos es algo arbitraria. Los pilotes son miembros estructurales prefabricados, con un área de sección transversal pequeña, comparada con su longitud, y usualmente se instalan utilizando una piloteadora que tiene un martinete o un vibrador. A menudo se hincan en grupos o en filas, conteniendo cada uno suficientes pilotes para soportar la carga de una sola columna o muro. Las pilas, por otra parte, tienen usualmente una sección transversal mayor, siendo cada una de ellas capaz de transmitir toda la carga de una sola columna al estrato de apoyo siendo estas construidas in situ.

Cuando es necesario soportar grandes cargas laterales, pueden usarse pilotes inclinados. Las inclinaciones de 1 horizontal a 3 vertical representan aproximadamente la mayor inclinación que puede obtenerse con el equipo ordinario para hincado. La economía favorece usualmente las menores inclinaciones, aunque tenga que usarse un mayor número de pilotes.

Los pilotes se construyen en una gran variedad de tamaños, formas, y materiales para adaptarse a muchos requisitos especiales, incluyendo la competencia económica. Aunque su variedad desafía las clasificaciones sencillas, pueden estudiarse desde el punto de vista de:

- + Materiales con los que estan elaborados
- + Forma de transmitir las cargas al subsuelo
- + Según el procedimiento constructivo

## B) CLASIFICACION SEGUN EL MATERIAL CON QUE ESTAN

### ELABORADOS:

- 1) Pilotes de madera
- 2) Pilotes de acero
- 3) Pilotes de concreto
- 4) Pilotes mixtos

1) **PILOTES DE MADERA:** Desde el Imperio Romano quedó bien establecido el uso de troncos de árboles como pilotes; los detalles de las cimentaciones piloteadas fueron descritos por Vitruvio en el año 58 D.C. Probablemente, los pilotes de madera son el tipo que más se usa en todo el mundo. Bajo muchas circunstancias, proporcionan cimentaciones seguras y económicas. Su longitud esta limitada por la altura de los árboles disponibles; son comunes los pilotes de longitudes de 12 a 18 metros, en tanto que longitudes mayores no pueden obtenerse económicamente en todas las regiones.

Los pilotes de madera no pueden soportar los esfuerzos debidos a un fuerte hincado, en ocasiones necesario para penetrar mantos muy resistentes. Pueden reducirse los daños a las puntas usando regatones de acero, pero, para un tipo dado de martinete, el peligro de romper los pilotes puede reducirse mucho únicamente limitando el esfuerzo inducido en la cabeza del pilote y el numero de golpes del martillo. Los pilotes de madera no pueden hincarse en suelos de

elevada resistencia sin sufrir daño; por lo tanto, rara vez se usan para cargas mayores de 30 toneladas por pilote; en muchas localidades la carga de trabajo esta restringida a 25 toneladas o menos.

Aunque los pilotes de madera pueden durar indefinidamente cuando estan rodeados permanentemente por un suelo saturado, estan sujetos a pudrirse arriba de la zona de saturación. En algunas localidades, pueden danarse o destruirse por insectos como las termitas. La vida de los pilotes de madera, arriba del nivel de aguas puede aumentarse mucho tratándolos a presión con creosota. La duración efectiva con este tratamiento todavía no se ha determinado bien, pero se sabe que excede a los 40 años.

Los pilotes de madera en aguas estancadas o saladas también estan sujetos al ataque por varios organismos marinos como el teredo y la limnoria. El deterioro puede ser completo en unos cuantos años o, en condiciones extremadamente desfavorables, en unos cuantos meses. El tratamiento químico no parece ser muy efectivo. Por lo tanto, los pilotes de madera no deben usarse donde queden expuestos a aguas saladas abiertas, a menos que se compruebe mediante investigaciones completas, que no existen organismos destructivos.

2) PILOTES DE ACERO: Se utilizan mucho porque pueden soportar cargas pesadas y servir como pilotes de punta y fricción. Se deben dimensionar para evitar el desgarramiento local y el pando bajo las cargas proyectadas. Por ejemplo para el caso de pilotes de sección estandar en H las alas y el alma tienen el mismo espesor, y el ancho del ala y la altura de la sección son casi

iguales. Una importante ventaja de los pilotes de acero de punta es su poco desplazamiento de suelo durante el hincado. Esto permiten que se hincuen cerca de estructuras, donde los pilotes de alto desplazamiento no son aconsejables debido a las vibraciones y ondas de choque. Los pilotes de acero pueden usarse en longitudes grandes y los ajustes en longitud son relativamente fáciles. Pueden hincarse a través de suelos duros. Pero pueden deformarse o dañarse por boleos, al menos que las alas y el alma en la punta se protejan con un azuche o con placas soldadas.

### 3) PILOTES DE CONCRETO PRECOLADO: Los pilotes precolados

tienen que manejarse, transportarse y a veces almacenarse. Tienen que ser reforzados o presforzados para evitar daños mientras se manejan, transportan o hincan. Las longitudes requeridas se deben determinar con bastante exactitud antes que se cuelen los pilotes; el recortar los pilotes que resultaron demasiado largos es crear desperdicio y es costoso, mientras que empalmar los pilotes que son demasiado cortos es tardado y costoso. Así, generalmente se debe invertir tiempo y dinero para hincar pilotes de prueba para determinar la longitud de los pilotes. Otra desventaja de los pilotes precolados es la posibilidad de daño cuando se hincan a través de boleos, la porción inferior puede desquebrarse o la punta astillarse y el daño puede pasar inadvertido.

Pero los pilotes precolados son mejores para muelles, espolones y malecones, principalmente por la dificultad de colar concreto en aguas abiertas. También pueden ser económicos para accesos de puentes, caballetes o viaductos donde los pilotes salen sobre el terreno. Los pilotes precolados, en general hechos de concreto de alta

resistencia, no son fácilmente dañados por el hincado de pilotes adyacentes.

4) **PILOTES MIXTOS:** Ocasionalmente, los pilotes se fabrican -----  
uniendo secciones superiores e inferiores de materiales diferentes, como concreto arriba del nivel de aguas freáticas y madera sin tratar debajo. El costo y la dificultad para obtener una junta aceptable ha sido la causa del abandono casi total de este tipo de construcción. Por otra parte, se dispone de una gran variedad de pilotes que consisten de varias combinaciones de forros, tubos y otros componentes. Los pilotes compuestos de concreto y de madera se utilizan para obtener los costos bajos de pilotes de madera sin la necesidad de excavaciones profundas para cortarlos debajo del nivel freático. La porción de madera que forma la parte inferior del pilote compuesto, se hincó hasta que la parte superior este apenas arriba del nivel del suelo. Se utiliza luego un pilote de concreto para hincar el pilote de madera hasta abajo del nivel freático. Casi cualquier tipo de pilote de concreto puede servir para esto. El buen comportamiento del pilote compuesto, sin embargo, depende de la unión. Esta debe impedir la entrada de lodo y agua y debe resistir tensiones y flexiones.

Existe un gran número de secciones transversales de pilotes que dependerán en gran manera del material con el que estén elaborados dichos pilotes, así como también existen varios tipos de bases e inclusive las secciones longitudinales pueden variar, como se muestra en la figura No (1).

**C) CLASIFICACION SEGUN LA FORMA DE TRANSMISION DE LAS  
CARGAS AL SUBSUELO:**

Desde el punto de vista de su forma de trabajo, los pilotes se clasifican en:

- 1) Pilotes de punta
- 2) Pilotes de fricción
- 3) Pilotes inclinados
- 4) Pilotes mixtos

**1) PILOTES DE PUNTA:**

Cuando el o los estratos de suelo superficiales son de espesor considerable, compresibles y de baja resistencia al esfuerzo cortante, utilizando pilotes de punta se transmite prácticamente todo el peso y las cargas de la superestructura a un estrato profundo de suelo más resistente o a la roca. Para incrementar la capacidad de carga de pilotes de punta se pueden empotrar una cierta profundidad en el estrato resistente. Una prueba de carga bien ejecutada da valores bastante satisfactorios en la capacidad de carga por punta. Para deslindar el valor de la capacidad por punta es necesario que la resistencia del pilote por fricción lateral se conozca con buena aproximación o que sea eliminada; esto último puede conseguirse colocando el pilote dentro de un tubo hueco del que sobresalga únicamente su punta.

**2) PILOTES DE FRICCIÓN:**

Con los que transmiten la carga al suelo que los rodea; la magnitud de la fricción lateral es función del área perimetral del pilote, a mayor área perimetral mayor



capacidad de carga tendrá, también aumenta la fricción lateral con la profundidad. Esta solución se utiliza cuando no se encuentra ningún estrato resistente a una profundidad económica en el que podrían apoyarse pilotes de punta, o cuando el sitio donde se instalarán se localiza en una zona que sufre asentamientos significativos por consolidación regional.

### 3) PILOTES INCLINADOS:

---

Las fuerzas horizontales permanentes de reacción de una estructura o temporales inducidas por un sismo se pueden recibir aunque en forma poco eficiente con pilas o pilotes verticales que tengan empotramiento y características estructurales adecuadas. Funcionalmente, los pilotes inclinados son mejor solución. La orientación estará acorde a la dirección en que se presente la fuerza horizontal o con distintas direcciones cuando deban soportar las fuerzas horizontales que induce un sismo.

### 4) PILOTES MIXTOS:

---

Consisten en una combinación de los diferentes tipos, (por ejemplo pueden ser de punta y fricción).

### D) CLASIFICACIÓN SEGÚN SU PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO:

---

Se han desarrollado numerosos procedimientos constructivos para fabricar y posteriormente instalar en el lugar o para fabricar en el sitio mismo pilas y pilotes; la característica fundamental que los diferencia es que durante su construcción se induzca o no desplazamiento del suelo que los rodea. Los pilotes pueden ser:

- 1) Sin desplazamiento
- 2) Con poco desplazamiento
- 3) Con desplazamiento

1) SIN DESPLAZAMIENTO:

-----  
Estos consisten en pilotes colados en el lugar que son elementos de cimentación sin desplazamiento porque para su fabricación se extrae un cierto volumen de suelo que después es ocupado por el concreto. Este tipo de cimentación es considerado en la mayoría de los casos no como pilotes sino como pilas.

2) CON POCO DESPLAZAMIENTO:

-----  
En esta clasificación intervienen aquellos pilotes hincados en una perforación previa, esta perforación puede requerir ser estabilizada con lodo de perforación o no.

Se encuentran también en este grupo los pilotes hincados con chiflón, este procedimiento se utiliza para disminuir el volumen de suelo desplazado durante el hincado de pilotes en arenas; consiste en aplicar dos efectos simultáneos: el de un chiflón de agua a presión que descarga en la punta del pilote, el cual erosiona y transporta a la superficie parte de la arena, combinado con los impactos de un martillo o la excitación de un vibrador para movilizar el pilote.

Los pilotes de área transversal pequeña pueden considerarse dentro de esta clasificación como son los perfiles de acero porque la relación de su perímetro al área transversal es de hasta 15 veces mayor que en pilotes de concreto.

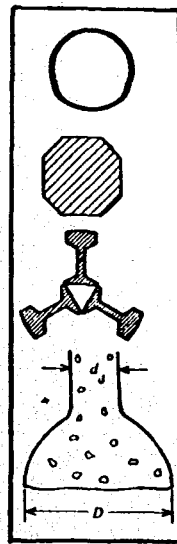
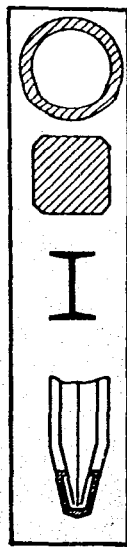
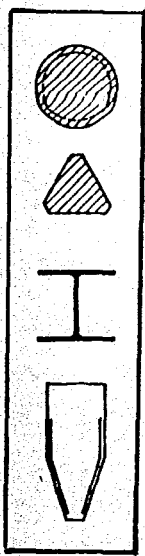
### 3) CON DESPLAZAMIENTO:

---

Dentro de este grupo se encuentran los pilotes hincados a percusión (sin perforación previa), los hincados a presión y los hincados con vibración.

Los primeros son los de uso más difundido y consiste en hincar a percusión los pilotes con ayuda de un martillo de impacto; los factores significativos que deben considerarse son: la masa y longitud del pilote, el peso y energía del martillo y por último el tipo de suelo en que se hincan

Debido a la gran variedad de pilotes existentes éste trabajo manejará un tipo específico de pilotes para analizarlo bajo las diferentes sollicitaciones de carga a las que puede estar expuesto, dada su gran utilización (y sobre todo en nuestro país) serán los pilotes de concreto precolados hincados en el lugar donde se construye la cimentación.



UNIVERSIDAD  
ANAHUAC

**TESIS PROFESIONAL  
INGENIERIA CIVIL**

TITULO:

Diferentes tipos  
de pilotes

FIGURA No

**1**

## **CAPITULO III**

### **FUERZAS ACTUANTES**

- A) DEFINICIONES**
- B) FUERZAS EN LA SUPERESTRUCTURA**
- C) FUERZAS EN LA CIMENTACIÓN**
- D) FUERZAS SEGÚN EL REGLAMENTO**

a) DEFINICIONES:

---

Esta parte del capítulo esta enfocada a los diferentes tipos de fuerzas que actúan sobre el pilote y que despues de explicar en que consisten, se tomarán a partir de aqui como simples vectores para sus análisis.

Existen cargas de proyecto que nos sugiere como mínimas la ley pero la determinación de ellas varía mucho, esto es debido a la inexactitud que existe para cuantificar cargas por efectos naturales como serían las producidas por sismo. Para evitar errores se sugieren coeficientes de seguridad que en momentos pueden estar sobrados o no tener el valor suficiente.

Cada unidad de cimentación debe ser capaz de soportar, con un margen de seguridad aceptable, la carga máxima a la que vaya a quedar sujeta, aun cuando esta carga puede actuar sólo brevemente o una vez en la vida de la estructura. Si una sobrecarga o una mala interpretación de las condiciones del suelo hubieran de tener como consecuencia simplemente un aumento excesivo de los asentamientos, pero no una falla catastrófica pudiera justificarse un factor de seguridad mas pequeño, que si dicha falla pudiera producirse.

Frecuentemente se especifican a los reglamentos de construcción las cargas máximas, los esfuerzos correspondientes en el suelo y las cargas de los pilotes; Estos requisitos son restricciones legales al proyecto que deben satisfacerse. Sin embargo, como no pueden considerarse todas las eventualidades, el ingeniero de cimentaciones debe asegurarse por si mismo que son seguras, aunque satisfagan el reglamento.

## **b) FUERZAS EN LA SUPERESTRUCTURA:**

---

Son aquellas que actúan sobre la superestructura de la construcción, (edificio, puente ...) que pueden ser producidas ya sea por cargas permanentes como la carga muerta y la carga viva o por cargas accidentales como viento o sismo, estas se van a traducir en momentos o fuerzas actuando en uno de los extremos del pilote, los momentos pueden ser en varios sentidos e incluso producir torsiones, las fuerzas también pueden ser de varias formas ocasionándole al pilote ya sea fuerzas horizontales en varios sentidos o fuerzas verticales que producen ya sea compresiones o tensiones todo esto queda claramente expuesto en la figura (No 2).

La obtención de valores para dichas fuerzas y momentos se obtienen del Análisis Estructural de la superestructura.

## **c) FUERZAS EN LA CIMENTACIÓN:**

---

Otra de las partes en que quedan divididas las fuerzas actuantes sobre el pilote son aquellas que afectan a través del suelo a la subestructura, y son debidas a varias causas, generalmente de origen natural, algunos autores las denominan ambientales y son:

i) Fuerzas que sobre los pilotes ejerza el agua en movimiento rápido o durante avenidas en que los ríos arrastran diversos materiales, sobre todo en estribos y apoyos de puentes.

2) Hundimientos regionales de la superficie del suelo y reducción de la capacidad de carga de pilotes de fricción cuando se usan cimentaciones piloteadas en zonas de suelos colapsables de origen eólico, al aumentar la humedad o al saturarse.

3) Presiones del agua que ejerce el oleaje en cimentaciones de pilotes en costas y plataformas marinas.

4) Las fuerzas dinámicas laterales que se generan por interacción suelo-pilote por efecto de ondas sísmicas de cortante.

5) Fuerzas cortantes y momentos de volteo producidos en la subestructura por movimientos fuertes del terreno de origen sísmico.

6) La reducción de la capacidad de carga de pilotes friccionantes cuando son hincados en suelos no cohesivos finos, debida a ondas sísmicas compresionales y transversales que inducen un incremento de las presiones de poro.

7) Otras fuerzas ambientales importantes se relacionan con la degradación del material constitutivo del pilote, en pilotes de concreto pueden estar sujetos a alteraciones por aguas ácidas o salinas y se puede producir corrosión del acero de refuerzo a través de grietas finas.

La mayor parte de las fallas de cimentaciones piloteadas que se reportan es debida principalmente a fuerzas ambientales, que se han subestimado o no se han tomado en consideración, pensando que el factor nominal de seguridad sería suficiente para absorverlas. Sin embargo, la mayoría



de estos factores no se puede evaluar y ni siquiera calcular aplicando análisis y modelos matemáticos; debemos usar de nueva cuenta reglas empíricas basadas en experiencias previas tomando además en cuenta el proceso constructivo. En estas condiciones la instrumentación de campo de cimentaciones piloteadas es importante.

Las vibraciones también tienen que ser tomadas en cuenta debido a que afectan de una manera considerable estas son el medio más efectivo para compactar depósitos de arena suelta. Por la misma razón son una de las causas más serias de asentamientos excesivos en cimentaciones en estos materiales.

Muchas máquinas sujetas a vibraciones periódicas las transmiten al subsuelo; pueden mencionarse entre ellas los compresores de aire, los motores diesel para producción de energía eléctrica y los turbogeneradores. La amplitud de las vibraciones y el asentamiento de la cimentación que las acompaña en estas máquinas depende para una instalación determinada de la frecuencia. Cerca de una frecuencia crítica, las amplitudes pueden aumentar mucho por un fenómeno de resonancia. Por lo tanto, especialmente, si el subsuelo es arena suelta debe evitarse la resonancia si es posible. Desafortunadamente la frecuencia crítica es función no solamente de las propiedades de la arena sino también del peso, dimensiones y área de contacto de la masa de excitación, incluyendo su cimentación. Los factores que afectan la frecuencia y sus relaciones, son complejos. Por lo tanto el proyecto de subestructuras para reducir el asentamiento debido a las vibraciones en arena exige mucho criterio y experiencia. La reducción de la presión admisible en el suelo es relativamente ineficaz para

disminuir el asentamiento máximo. En algunos casos, las bases de las máquinas se construyen de grandes dimensiones de manera que son capaces de absorber gran cantidad de energía. En otros casos puede ser preferible usar pilotes o pilas.

Las vibraciones repetidas o impactos a frecuencias no comprendidas dentro del intervalo resonante también pueden producir eventualmente grandes asentamientos acumulativos, aun en arenas de capacidad relativamente elevada, además es probable que los asentamientos sean mayores si el nivel freático esta alto.

Las principales fuentes de vibración en las operaciones de construcción son el incado de pilotes y las voladuras. Como ambas operaciones se han usado con el objeto de compactar arenas sueltas es evidente que ambas pueden producir asentamientos en conexión con las actividades de construcción.

Todas estas fuerzas se muestran en la figura (3)

#### d) FUERZAS SEGÚN EL REGLAMENTO:

-----

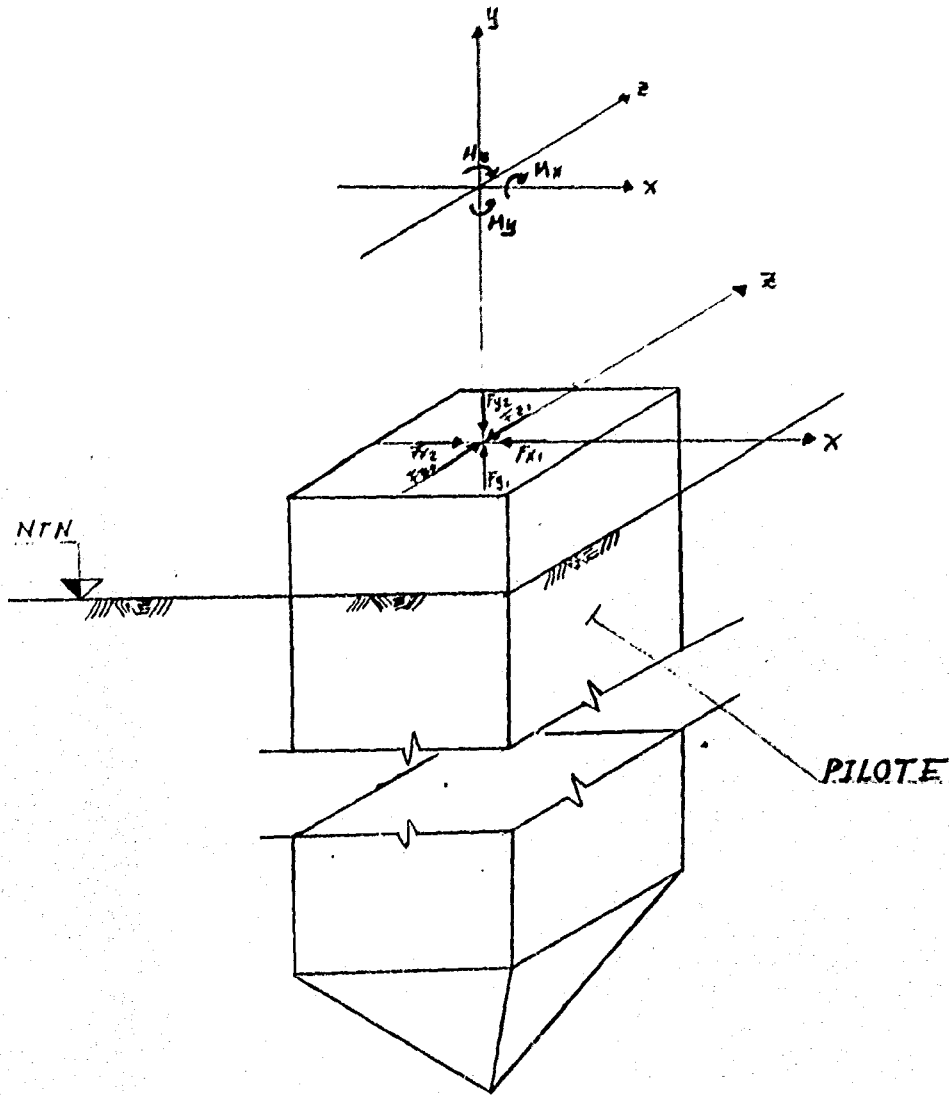
Por último lo relativo al reglamento de construcción del Distrito Federal en su artículo 266 habla sobre las acciones que se consideraran para una cimentación:

En el diseño de las cimentaciones se considerarán las acciones de los capítulos XXXII y XXXV a XXXVIII de este reglamento (cargas actuantes sobre la superestructura), así como el peso propio de los elementos estructurales de la

cimentación, las descargas por excavación, los efectos de consolidación regional, los pesos y empujes laterales de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de cimentación y todas las otras acciones localizadas en la propia cimentación y su vecindad.

La consideración explícita de la consolidación regional será particularmente importante para cimentaciones sobrecompensadas o sobre pilas o pilotes.

Se tomará en cuenta que en algunas partes los niveles piezométricos son variables y pueden abatirse con respecto a su nivel actual o recuperarse en el futuro al modificarse el bombeo de los mantos acuíferos. En el análisis de los estados límite de servicio, la acción de la subpresión hidrostática se tomara con un factor de carga unitario, pero esta acción solo se incluirá si puede garantizarse un grado razonable de estanquidad de la subestructura.



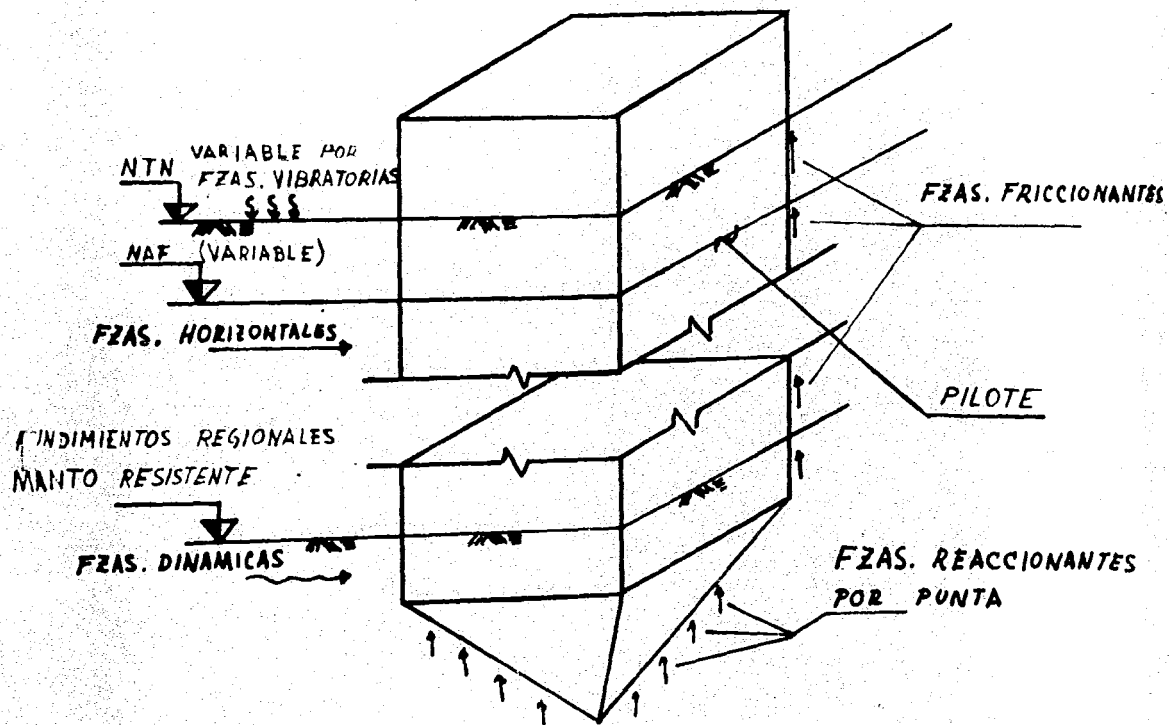
UNIVERSIDAD  
ANAHUAC

TESIS PROFESIONAL  
INGENIERIA CIVIL

TITULO:  
Fuerzas actuantes  
en la cabeza del  
pilote

FIGURA No

2



UNIVERSIDAD  
ANAHUAC

TESIS PROFESIONAL  
INGENIERIA CIVIL

TITULO:  
Fuerzas actuantes  
en el fuste del  
pilote

FIGURA No

3

## CAPITULO IV

### SUELOS

- 1) DEFINICIONES
- 2) CONSOLIDACIÓN
- 3) EFECTO DEL ABATIMIENTO DE NIVEL FREÁTICO EN ARENAS
- 4) TÉCNICAS PARA LA INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO
- 5) PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR
- 6) PRUEBA DEL COND HOLANDES

## **SUELOS**

-----

En esta sección del trabajo tratamos del suelo en que se está desplantando la cimentación, como se dijo anteriormente se enfoca ésta investigación a suelos en arenas viéndose los siguientes puntos:

- 1) Definiciones
- 2) Consolidación
- 3) Efectos del abatimiento de nivel freático en arenas.
- 4) Técnicas para la investigación del subsuelo.
- 5) Prueba del penetrometro estándar.
- 6) Prueba del Cono Holandés

### **1) DEFINICIONES:**

-----

Se considera que el suelo es un agregado natural de granos minerales, con o sin componentes orgánicos, que pueden separarse por medios mecánicos de baja intensidad.

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

Los términos principales que usan los ingenieros civiles para describir suelos son: grava, arena, limo y arcilla. La

mayor parte de los suelos naturales se componen de una mezcla de dos o mas de estos elementos, y pueden contener por añadidura, material orgánico parcial o completamente descompuesto.

A las gravas y a las arenas se les llama suelos de grano grueso, y a los lîmos y a las arcillas suelos de grano fino. La distinción radica en que puedan diferenciarse las partículas a simple vista.

Si los granos son visibles a simple vista, pero tienen un tamaño menor de aproximadamente 5 mm, el suelo se describe como arena. Este nombre se modifica todavía más dividiéndolo en gruesa, media o fina.

Una descripción verbal completa de un suelo de grano grueso incluye además de la estimación de la cantidad de material de cada orden de tamaño, la graduación, la forma de las partículas, y la composición mineralógica.

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

Los lîmos no plásticos y sin cohesión tienen la mayor parte de las características de la arena fina.



## 2) CONSOLIDACION

---

La compresibilidad de una arena dada depende en gran parte de su compacidad relativa. Las arenas sueltas son mucho más comprensibles que las compactas; además, aun con las presiones más grandes la relación de vacíos de una arena suelta no puede llegar al valor de la misma arena cuando está muy compacta. Bajo grandes presiones los granos pueden romperse. Por otra parte, la relación de vacíos de la misma arena suelta puede disminuirse fácilmente a la de una arena compacta, valiéndose solamente de vibración.

Las arenas bien graduadas son menos comprensibles que las uniformes o las de granulometría discontinua, a la misma forma de granos e iguales compacidades relativas. Las arenas de partículas redondeadas son usualmente menos comprensibles que las de partículas angulares comparables en todos sus demás aspectos. La adición de pequeños porcentajes de partículas de forma laminar como la mica, pueden aumentar mucho su compresibilidad.

## 3) EFECTO DEL ABATIMIENTO DE NIVEL FREATICO EN ARENAS.

---

Un solo aumento de la presión efectiva en una masa de arena no produce ordinariamente asentamientos significativos, porque aun la arena suelta es relativamente incompresible. Sólo si la arena esta extremadamente suelta, de manera que su estructura pueda sufrir un colapso, existe la posibilidad de un asentamiento importante. Por otra parte, las fluctuaciones del nivel freático pueden producir por último, grandes asentamientos, debido a que la deformación

de la arena aumenta perceptiblemente con cada aplicación de carga.

Si se sujetan depósitos sueltos de estos materiales a sacudidas bruscas o a sismos, pueden perder su resistencia al corte temporalmente. Se dice entonces que se licúan.

#### 4) TÉCNICAS PARA LA INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO:

---

Para que el ingeniero pueda proyectar una cimentación inteligentemente, debe tener un conocimiento razonable de las propiedades físicas y mecánicas del material y su estratigrafía. A las operaciones de campo y de laboratorio necesarias para obtener esta información esencial se les llama exploración del suelo o programa de exploración. Debido a lo complejo de los depósitos naturales, ningún método de exploración es el mejor para todos los casos.

El método que más se adapta a una variedad de condiciones consiste en hacer sondeos en el terreno y extraer muestras para su identificación y, en algunos casos, para hacerles pruebas. Para sondear, comúnmente se usan varios métodos. De la misma manera, se dispone de una variedad de métodos de muestreo. La elección depende de la naturaleza del material y del objeto del programa de exploración.

Después de que se han conocido mediante sondeos preliminares las características generales de los materiales del subsuelo, puede ser adecuado un programa más extenso de sondeo y muestreo. O puede resultar más efectivo investigar la consistencia o la compacidad relativa de las partes más débiles del depósito, por medio de pruebas de

de la arena aumenta perceptiblemente con cada aplicación de carga.

Si se sujetan depósitos sueltos de estos materiales a sacudidas bruscas o a sismos, pueden perder su resistencia al corte temporalmente. Se dice entonces que se licúan.

#### 4) TÉCNICAS PARA LA INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO:

---

Para que el ingeniero pueda proyectar una cimentación inteligentemente, debe tener un conocimiento razonable de las propiedades físicas y mecánicas del material y su estratigrafía. A las operaciones de campo y de laboratorio necesarias para obtener esta información esencial se les llama exploración del suelo o programa de exploración. Debido a lo complejo de los depósitos naturales, ningún método de exploración es el mejor para todos los casos.

El método que más se adapta a una variedad de condiciones consiste en hacer sondeos en el terreno y extraer muestras para su identificación y, en algunos casos, para hacerles pruebas. Para sondear, comúnmente se usan varios métodos. De la misma manera, se dispone de una variedad de métodos de muestreo. La elección depende de la naturaleza del material y del objeto del programa de exploración.

Después de que se han conocido mediante sondeos preliminares las características generales de los materiales del subsuelo, puede ser adecuado un programa más extenso de sondeo y muestreo. O puede resultar más efectivo investigar la consistencia o la compacidad relativa de las partes más débiles del depósito, por medio de pruebas de

penetración u otros métodos directos que no requieren muestreo. El procedimiento específico debe elegirse tomando en consideración el carácter del depósito de suelo y el tipo de información necesaria para proyecto o construcción.

Pueden usarse otros procedimientos menos comunes en condiciones convenientes. Por ejemplo, el carácter del subsuelo se investiga ocasionalmente por inspección directa de los materiales que aparecen en las paredes de los pozos a cielo abierto, tiros, o tuneles. En algunos casos, se ejecutan pruebas de carga en el fondo de los pozos a cielo abierto. Cuando se necesita información general respecto a la localización de fronteras con materiales firmes, tal como sería el caso de la frontera entre mantos de roca y depósitos mas blandos sobreyacentes, pueden usarse algunas veces con ventaja los métodos geofísicos.

Para tener un conocimiento más profundo del depósito donde se desplantará la cimentación, es necesario hacer pruebas que nos den con un grado aceptable de exactitud características de este suelo para poder calcular capacidades de carga. Para ello uno de los métodos más aceptables es el de la penetración estándar. (Que es el recomendado por el Reglamento de Construcción del Distrito Federal).

En este trabajo tambien se menciona brevemente el método del Cono Holandés que para suelos como las arenas sus resultados son bastante exactos.

### 3) PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR:

---

Este procedimiento es, entre todos los exploratorios, quizá el que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona más útil información en torno al subsuelo y no sólo en lo referente a descripción; probablemente es el mas ámpliamente usado en México.

En suelos puramente friccionantes la prueba permite conocer la compacidad de los mantos que, es la característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico. Además el método lleva implícito un muestreo, que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.

El penetrómetro estándar es un tubo de dimensiones normalizadas que se hinca a percusión. Consiste en un tubo de pared gruesa partido longitudinalmente, con una zapata de acero endurecido y una cabeza que lo une al extremo inferior de la columna de barras de perforación con que se hinca; la cabeza tiene un conducto para la salida de azolves a través de una válvula esférica o una válvula de varilla. Opcionalmente se utiliza una trampa de paso para retener las muestras.

Es normal que el penetrómetro sea de media cana, para facilitar la extracción de la muestra que haya penetrado en su interior. El penetrómetro se enrosca al extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 63.5 kg (140 libras) que cae desde 76 cm (30 pulgadas), contando el número de golpes necesario para lograr una penetración de 30 cm. (1 pie). El martinete, hueco y guiado por la misma tubería de perforación, es elevado por un cable que pasa

por la polea del trípode y dejado caer desde la altura requerida contra un ensanchamiento de la misma tubería de perforación hecho al efecto, en cada avance de 60 cm. debe retirarse el penetrómetro, removiendo al suelo de su interior, el cual constituye la muestra.

El fondo del pozo debe ser previamente limpiado de manera cuidadosa. Una vez limpio el pozo, el muestreador se hace descender hasta tocar el fondo y seguidamente, a golpes, se hace que el penetrómetro entre 15 cm. dentro del suelo. Desde este momento deben contarse los golpes necesarios para lograr la penetración de los siguientes 30 cm. A continuación se hace penetrar el muestreador en toda su longitud. Al retirar el penetrómetro, el suelo que haya entrado en su interior constituye la muestra que puede obtenerse con éste procedimiento.

Al interpretar los resultados obtenidos con este penetrómetro se puede lograr:

- Definir la estratigrafía del sitio.
- Determinar por correlación la compacidad relativa de suelos granulares y la consistencia de suelos cohesivos.

La correlación empírica entre el número de golpes  $N$  y la compacidad presentada en la tabla No (6), establecida por Terzaghi y Peck, es válida para arenas localizadas arriba del nivel freático.

La prueba de penetración estándar debe realizarse cuidando que el muestreador tenga las dimensiones señaladas, el peso del martillo sea de 64 kg. y la caída libre de 75 cm.

La perforación debe mantenerse con un espesor máximo de azolves de 5 cm. y el agua o lodo empleados para la perforación deben mantenerse a un nivel constante. Las barras para el hincado deberán ser AW o BW y su movimiento, al meterlas o sacarlas del sondeo, deberá ser lento para evitar que se genere succión y con ello se reduzca la compacidad relativa de los suelos granulares.

En las figuras siguientes se observan tanto el penetrómetro estándar fig. (4 ), como el procedimiento para usarlo fig.(5 ), finalmente se observan algunas gráficas que nos sirven para determinar ciertas características de los suelos por medio de esta prueba figuras (6,7 y 8 )

#### 6) PRUEBA DEL CONO HOLANÉS

---

El penetrómetro holandés es un cono de acero que se hince en el suelo con ayuda de una columna de barras, concéntrica a otra tubería exterior que elimina la fricción lateral, fig (9a). Con este sistema de carga se puede medir la resistencia de punta ( $q_c$ ) y la fricción lateral ( $f_s$ ); ambas medidas en el sistema de cilindros hidráulicos con que se genera la fuerza axial necesaria para el hincado.

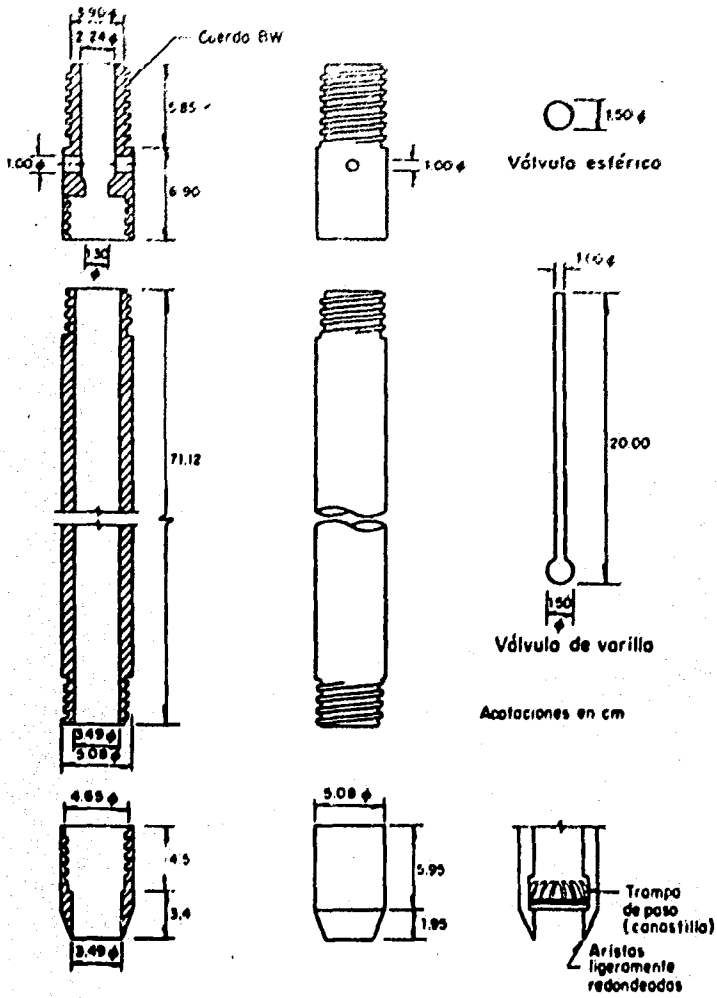
En la fig (9b) se muestra un corte esquemático del penetrómetro holandés: consta del cono de acero de 3.57 cm de diámetro (10 cm. de area) con ángulo de ataque de 60 , una funda deslizante de 3.57 cm de diámetro y 13 cm de longitud (147.02 cm. de area), la tubería interior de 1.5 cm. de diámetro con un tope, que limita el movimiento de la barra central dentro de la funda a 4 cm. y la tubería exterior de 3.57 cm de diámetro; los tramos de ambas

tuberías son de 1 m de longitud y se unen para lograr la profundidad requerida.

La fuerza axial con que se hincan este penetrómetro se genera con un gato hidráulico, que puede empujar sólo a la tubería interior o a la exterior o simultáneamente a ambas. La magnitud de la fuerza axial se determina midiendo la presión del fluido hidráulico. En los modelos más recientes de este aparato se mide la fuerza aplicada con mayor precisión, usando celdas de carga con deformímetros eléctricos colocadas atrás del cono y de la funda deslizante. Las cargas que pueden aplicarse varían entre 2 y 20 ton, dependiendo del tamaño del sistema de carga axial.

La operación consiste en hincar el penetrómetro empujándolo con las barras exteriores, hasta colocarlo en la profundidad en que se hará una prueba; en esta condición se cierra el penetrómetro,  $d=0$ ; después se empuja con las barras centrales para penetrar con el cono la carrera completa de 4 cm, con esta operación se determina la fuerza  $q_c$  necesaria para hincar el cono solo. Al final de este movimiento el tope de la tubería hace contacto con la funda deslizante y al continuar el hincado, otros 4 cm, se arrastra a la funda deslizante; la nueva fuerza que se mide  $R_t$ , corresponde a la resistencia de punta  $q_c$  más la fuerza de fricción  $f_s$  que desarrolla la funda.





Penetrómetro estándar



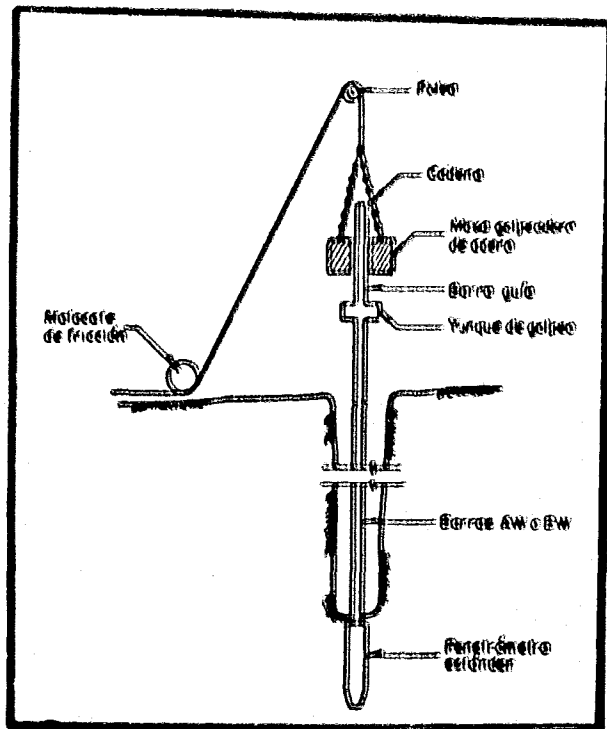
UNIVERSIDAD  
ANAHUAC

TESIS PROFESIONAL  
INGENIERIA CIVIL

TITULO:  
Penetrómetro  
Estándar

FIGURA No

4





**UNIVERSIDAD  
ANAHUAC**

**TESIS PROFESIONAL  
INGENIERIA CIVIL**

TITULO:  
procedimiento para  
la prueba de  
penetración  
estándar

FIGURA No

5

Correlación entre los resultados de pruebas CPT  
( $q_c$ ) y SPT (N)

Suelo	$q_c/N$
Limos, limos arenosos, mezclas limos y arenas, ligeramente cohesivos	2
Arenas limpias finas a medias y arenas ligeramente limosas	3.5
Arenas gruesas y arenas con algo de grava	5
Gravas arenosas y gravas	8

Correlación número de golpes-compacidad relativa

Número de golpes	Compacidad relativa
0-4	Muy suelta
4-10	Suelta
10-30	Media
30-50	Densa
> 50	Muy densa



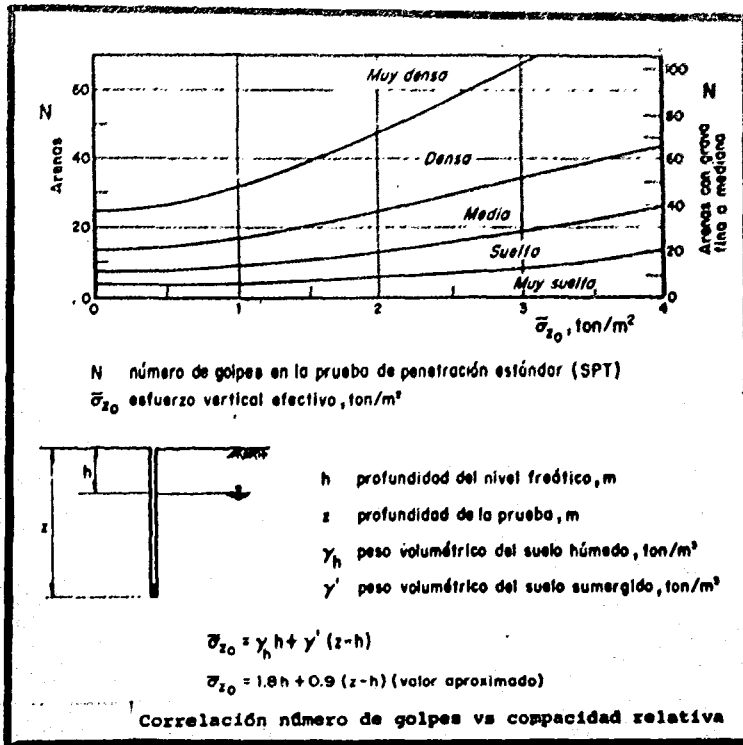
UNIVERSIDAD  
ANAHUAC

**TESIS PROFESIONAL  
INGENIERIA CIVIL**

TITULO:  
Correlacion núm.  
de golpes vs.  
compacidad  
relativa

FIGURA No

**6**



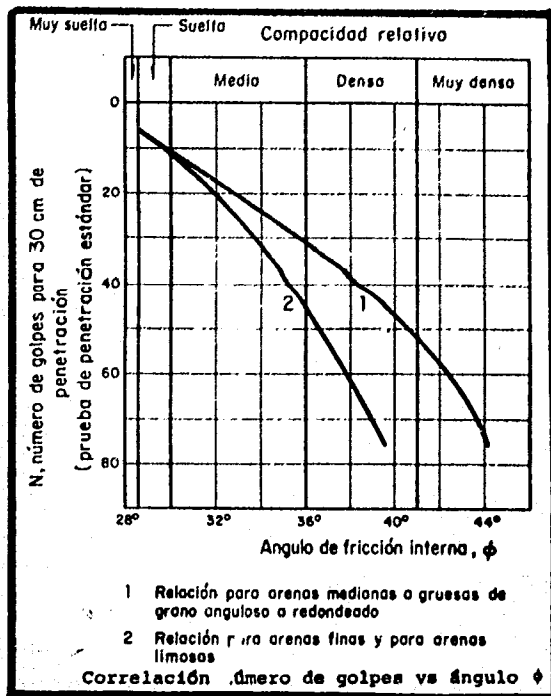
UNIVERSIDAD  
ANAHUAC


**TESIS PROFESIONAL  
INGENIERIA CIVIL**

TITULO:  
Correlación n<sup>o</sup>.  
de golpes vs.  
compacidad  
relativa

FIGURA No

**7**





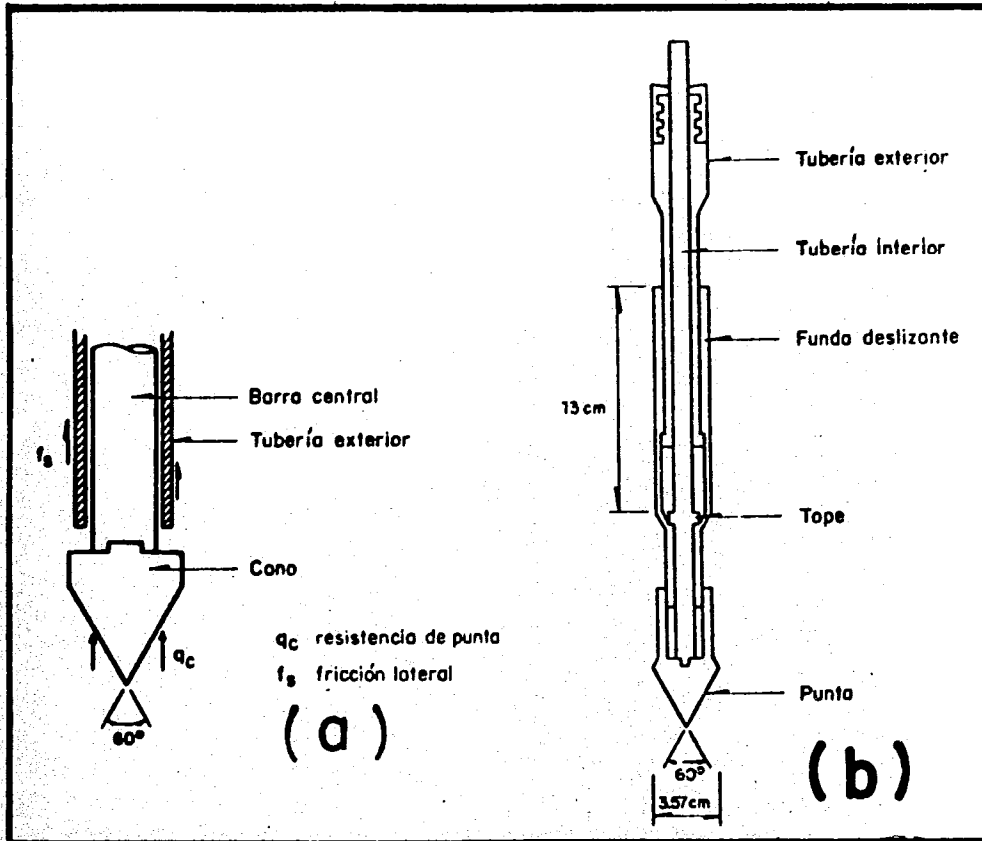
**UNIVERSIDAD ANAHUAC**

**TESIS PROFESIONAL INGENIERIA CIVIL**

TITULO:  
 Correlación núm. de golpes vs. ángulo de fricción

FIGURA No

**8**



UNIVERSIDAD  
ANAHUAC

TESIS PROFESIONAL  
INGENIERIA CIVIL

TITULO:  
Penetrómetro  
Holandaes

FIGURA No

9

## CAPITULO V

### DISEÑO POR FUERZAS VERTICALES

- A) GENERALIDADES
  
- B) DETERMINACIÓN DE LA LONGITUD Y CAPACIDAD DE CARGA
  - 1.- CAPACIDAD DE CARGA SEGÚN LA PENETRACIÓN ESTÁNDAR
  - 2.- CAPACIDAD DE CARGA SEGÚN LA TEORÍA DE LA PLASTICIDAD
  - 3.- CAPACIDAD DE CARGA SEGÚN LA PENETRACIÓN ESTÁTICA CON CONO
  - 4.- PRUEBAS DE CARGA EN EL LUGAR
  
- C) ASENTAMIENTOS DE PILOTES INDIVIDUALES EN ARENA
  - 1.- MÉTODO EMPÍRICO DE VÉSIC
  - 2.- ASENTAMIENTOS SEGÚN LA PENETRACIÓN ESTÁNDAR
  - 3.- ASENTAMIENTOS SEGÚN LA PENETRACIÓN ESTÁTICA DEL CONO
  - 4.- ASENTAMIENTOS SEGÚN PRUEBAS DE CARGA

## DISEÑO POR FUERZAS VERTICALES

### A) GENERALIDADES

El análisis de una cimentación profunda se inicia con la selección de aquellos elementos constructivos que sean compatibles con la estratigrafía y propiedades mecánicas de los suelos o rocas del sitio, a partir de la cual se define la profundidad de cimentación, se dimensionan los elementos elegidos (pilotes, pilas o muros), se recomiendan los procedimientos constructivos más adecuados y se hace una predicción del comportamiento de la cimentación.

Debido a la influencia determinante que tienen los procedimientos constructivos en el comportamiento de cimentaciones profundas, deberá concederse importancia significativa a la labor de supervisión de los aspectos técnicos durante la construcción. Por otra parte, siempre será recomendable efectuar pruebas de carga para verificar la validez del diseño, ya que el mejor método de cálculo todavía no es tan confiable como una prueba en el sitio.

Conviene tener presente que durante el diseño de una cimentación se pueden cometer errores, que de acuerdo con Peck, pueden ser, entre otros, los siguientes:

- + La carga supuesta es errónea
- + Las condiciones del suelo son diferentes de las previstas en el diseño
- + La teoría utilizada para los cálculos es imprecisa o inadecuada.
- + Se define incorrectamente la susceptibilidad de la estructura a movimientos diferenciales.



+ Los defectos en la construcción de la cimentación pueden invalidar el diseño, aun cuando el conocimiento de cargas, condiciones del suelo y teorías sea virtualmente perfecto.

En términos generales, toda cimentación debe diseñarse para satisfacer dos requisitos esenciales:

- + Tener un factor de seguridad contra falla última
- + Los asentamientos no han de sobrepasar los límites permisibles para la superestructura.

La definición preliminar del tipo de cimentación profunda más adecuado se debe efectuar con base en el estudio de las condiciones de apoyo, los principios de la mecánica de suelos y en la experiencia local en este tipo de cimentaciones; en cada caso, deberá además considerarse el equipo de construcción disponible y las restricciones prácticas impuestas por la localización de la obra, como colindancias y accesos.

A partir de esta información podran definirse uno o varios procedimientos constructivos económicamente factibles, que deberán estudiarse en detalle para finalmente elegir el más adecuado.

#### **B) DETERMINACION DE LA LONGITUD Y CAPACIDAD DE CARGA.**

En la etapa preliminar de un proyecto se define tentativamente el tipo , longitud, separación entre elementos de cimentación y capacidad de carga individual y

de grupo de los pilotes, para estimar los costos probables de la cimentación y juzgar la conveniencia de realizar pruebas de carga antes del diseño final o durante la etapa de construcción.

Como resultado del estudio de los perfiles de suelos y de las características de los depósitos, se puede seleccionar el o los estratos de apoyo; estimando la longitud necesaria de penetración en dichos estratos, se puede definir la longitud probable de los pilotes. En los casos donde los sondeos muestren la presencia de roca o un estrato duro bien definido que esté a una profundidad económicamente aceptable, será admisible transmitir la carga con elementos trabajando por punta, cuya longitud puede determinarse con precisión, siempre que no exista asentamiento regional.

La capacidad de carga de una cimentación se define de acuerdo con dos criterios fundamentales:

- + La capacidad de carga última, que es la carga promedio por unidad de área que origina la falla de la cimentación por esfuerzo cortante o por asentamiento excesivo.
- + La capacidad de carga permisible, que es la carga promedio por unidad de área que no provocará asentamientos mayores que el valor admisible prefijado para la estructura y que también proporcionará un factor de seguridad adecuado contra falla por esfuerzo cortante.

Debe enfatizarse que la magnitud de la capacidad de carga con cualquiera de los criterios arriba mencionados, depende tanto de las propiedades mecánicas del suelo o roca en que se apoye la cimentación, como del tamaño y forma del área cargada y del tipo de superestructura.

Para definir la capacidad de carga de una cimentación se recomienda:

- + Estudiar los registros de comportamiento de cimentaciones con características similares.
- + Determinar teóricamente la capacidad de carga últimas y los asentamientos que se podrán presentar.
- + Realizar pruebas de carga de pilotes del tipo que se propone utilizar.

Los métodos que se presentan a continuación son aplicables a depósitos homogéneos en los que los suelos granulares se extienden hasta una profundidad apreciable por debajo del extremo inferior del cimiento, o a depósitos estratificados en los que los suelos granulares están subyacentes por materiales más competentes.

Los pilotes en suelos granulares derivan su capacidad de carga tanto de la resistencia por punta como de la fricción lateral a lo largo del fuste. La proporción con la que estas dos componentes contribuyen a la capacidad total del elemento es función esencialmente de la compacidad, del nivel de esfuerzos, y de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, así como de las características del pilote.

Existen varios métodos para calcular la capacidad de carga del suelo, y son:

- 1) Penetración Estándar.
- 2) Teoría de la plasticidad
- 3) Penetración Estática con cono (Cono Holandés)
- 4) Pruebas de carga en el lugar

1) CAPACIDAD DE CARGA, SEGUN LA PENETRACION ESTANDAR: La capacidad de carga última de un pilote individual en suelos granulares se puede determinar a partir de los resultados de la prueba de penetración estándar, aplicando la siguiente expresión: (referencia 11.4)

$$Q_u = 40 N A_p + 0.02 N A_s$$

donde:

- $Q_u$  = carga última del pilote, ton
- $N$  = número de golpes promedio a la elevación de la punta del pilote, No de golpes/30 cm.
- $A_p$  = Area de la sección transversal de la punta del pilote, m<sup>2</sup>
- $\bar{N}$  = Número de golpes promedio a lo largo del fuste del pilote, No golpes/30 cm.
- $A_s$  = Area de la superficie lateral del fuste del pilote, m<sup>2</sup>

La prueba de penetración estándar está sujeta a errores; por ello se acostumbra emplear un factor de seguridad mínimo de 4 para definir la capacidad de carga permisible del pilote,  $Q_a$ . Así:

$$Q_a < Q_f/4$$

2) CAPACIDAD DE CARGA, SEGUN LA TEORIA DE LA PLASTICIDAD:

La capacidad de carga permisible de un pilote en suelo granular se puede determinar a partir del parámetro de resistencia al corte  $\phi$  (ángulo de fricción efectivo del suelo) y aditiendo una teoría sobre el posible mecanismo de falla del conjunto pilote-suelo.

Se admite que el análisis de capacidad de carga de pilotes puede basarse en el llamado enfoque estático, en el que las dos componentes de la capacidad de soporte, la carga por punta  $Q_p$  y la carga de fricción lateral  $Q_s$ , se calculan separadamente y se superponen como sigue: (referencia 11.4)

$$Q = Q_p + Q_s = q_p A_p + f_s A_s$$

$A_p$  = Area de contacto de la punta del pilote

$A_s$  = Area de contacto de la superficie lateral del fuste

$q_p$  = Resistencia última por punta

$f_s$  = Resistencia última por fricción lateral

Algunos autores han sugerido que la resistencia por punta de pilotes en arena homogénea debe ser proporcional a la presión vertical inicial efectiva,  $p_0$  al nivel de la punta del elemento.

$$q_p = p_0 N'q \quad (\text{referencia 11.4})$$

En esta expresión  $N'q$  representa el factor de capacidad de carga, para una cimentación circular o cuadrada. Numerosas curvas teóricas y semiempíricas han sido propuestas para  $N'q$  como función única del ángulo de fricción antes del hincado; las diferencias apreciables entre los valores propuestos muestran la gran variedad de enfoques para atacar el problema. Sin embargo, Meyerhof propone una relación semiempírica entre  $N'q$  y el ángulo de fricción para pilotes de sección circular o cuadrada de ancho  $B$ , y para distintas relaciones de profundidad  $D_b/B$  siendo  $D_b$  la profundidad de penetración dentro del estrato resistente, relación que proporciona valores que han resultado aceptables en la práctica.

Investigaciones realizadas por Vesic han mostrado que la resistencia por punta esta gobernada no por el esfuerzo vertical po sino por el esfuerzo normal medio ( $V_0$ ).

$$V_0 = \frac{1 + 2K_0}{3} P_0 \quad (\text{Vesic referencia 11.4})$$

En el que  $K_0$  representa el coeficiente de empuje en reposo. Por tanto la capacidad de carga para un material granular puede expresarse como:

$$q_p = V_0 N_q = \frac{1 + 2K_0}{3} P_0 N_q = P_0 N'_q$$

siendo:

$$N'_q = \frac{1}{3} (1 + 2K_0) N_q \quad (\text{Vesic refernecia 11.4})$$

El cálculo del factor de capacidad de carga  $N_q$  para el esfuerzo normal medio toma en cuenta el efecto de la deformabilidad del suelo antes de la falla, basándose en un mecanismo realista de falla.

La fricción lateral  $f_s$  se estima en forma similar a la resistencia al deslizamiento de un cuerpo rígido en contacto con el suelo. Para arenas homogéneas, esto implica la suposición de que  $f_s$  debe resultar proporcional a la presión por sobrecarga efectiva promedio  $p_s$  a lo largo de la superficie lateral:

$$f_s = K_s P_s \tan \delta \quad (\text{Vesic referencia 11.4})$$

donde  $K_s$  representa el coeficiente de fricción lateral (valor promedio del coeficiente de empuje de tierra sobre el fuste) y  $\tan(\delta)$  el coeficiente de fricción entre el material del pilote y la arena.

En la tabla fig (10) se presentan valores de  $k_s$  y  $(\delta)$  propuestos por Broms para pilotes hincados. Estos valores toman en cuenta la compactación inducida durante la instalación del pilote fig (10).

Como la teoría convencional de capacidad de carga esta limitada a elementos cortos de longitud igual o menor de 15 o 20 diámetros, se han realizado experimentos a escala natural y observaciones de campo que demuestran que las relaciones teóricas antes descritas son válidas sólo cuando la punta del pilote está arriba de una cierta profundidad crítica  $D_c$ . Abajo de esta profundidad (generalmente mayor que  $15B$ , siendo  $B$  el diametro del pilote), tanto la resistencia por punta, como la fricción lateral promedio, alcanzan asintóticamente valores últimos y permanecen prácticamente constantes en un depósito homogéneo de arena, debido a efectos de compresibilidad del suelo, rotura de granos, arqueo y otros factores; es decir, abajo de la profundidad crítica, la capacidad de carga es independiente de la presión por sobrecarga efectiva y sólo depende de las propiedades mecánicas de la arena.

En la mayor parte de los casos, la relación  $D_c/B$  varía entre 7 para  $(\phi) = 30^\circ$  y 22 para  $(\phi) = 45^\circ$ ; para valores intermedios, la profundidad crítica  $D_c$  propuesta por Meyerhof para pilotes hincados en arena aparece en la gráfica (11) en función del ángulo de fricción interna. Sin embargo, en este caso en la determinación de  $D_c$  no se toma en cuenta la influencia de la sobrecarga por encima de la capa de apoyo.

La capacidad de carga permisible por punta para un pilote individual de diametro  $B$  y longitud  $L_p$  se calcula como sigue:

$$L_p < D_c : Q_a = \frac{1}{3} (q_p \frac{\pi B^2}{4} + \frac{f_s}{2} \pi B L_p)$$

(referencia 11.4)

donde  $q_p$  y  $f_s$  se calculan a la profundidad  $L_p$ .

$$L_p > D_c : Q_a = \frac{1}{3} (q_p \frac{\pi B^2}{4} + \frac{f_s}{2} \pi B D_c + f_s \pi B (L_p - D_c))$$

(referencia 11.4)

donde  $q_p$  y  $f_s$  se calculan a la profundidad crítica  $D_c$ .

En estas expresiones se incluye un factor de seguridad de 3 aplicado usualmente en cimentaciones profundas. Algunos autores proponen que el factor de seguridad debe considerarse en función de dos componentes: una se refiere a la carga que se va a suponer como base del diseño y la otra a la resistencia del suelo de soporte. Uno de estos criterios establece la diferencia entre el llamado factor de incremento de la carga  $F_c$  y el factor de reducción de la resistencia  $F_r$ ; en este caso, para la capacidad de carga bajo solicitaciones verticales se deberá verificar que:

$$\Sigma (Q F_c) \leq R$$

donde:

$\Sigma (Q F_c)$  suma de las acciones verticales a tomar en cuenta para la combinación de cargas más desfavorables, afectadas individualmente por sus respectivos factores de carga  $F_c$

$R$  menor de los siguientes valores:

- Suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales
- Capacidad de carga de una pila equivalente a la envolvente del conjunto de pilotes.
- Suma de las capacidades de carga de los diversos grupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación.



Los valores  $F_c$  dependerán del grado de confiabilidad con que se estime cada una de las sollicitaciones verticales.

En cada caso se aplicará el factor de resistencia  $F_r$  correspondiente, al valor neto de la capacidad de carga última estimada. Para pilotes hincados en arenas:

$F_r < 0.35$  para la componente de resistencia por punta.

$F_r < 0.45$  para la componente de resistencia por fricción lateral.

### 3) CAPACIDAD DE CARGA SEGUN LA PENETRACION ESTATICA CON ----- CONO. -----

La capacidad de carga permisible de un pilote en un suelo granular se puede calcular a partir de los resultados de pruebas de penetración estática con el cono holandés. La prueba de cono da los mejores resultados en limos y arenas de compactación entre suelta y densa; no se puede realizar en gravas gruesas ni en arenas muy densas. El penetrómetro estático se asemeja a un pilote a escala reducida y cuando se hinca en un suelo homogéneo sin cohesión, la resistencia a la penetración se puede correlacionar con la de un pilote de tamaño natural instalado.

La capacidad de carga última de un pilote individual en suelo granular se puede determinar con:

$$Q_u = q_c A_p + 2f_s A_s$$

(referencia 11.9)

donde:

- Qu = capacidad de carga última, ton
- qc = resistencia promedio por punta de pruebas de cono, ton/m<sup>2</sup>
- Ap = Area de la sección transversal de la punta del pilote, m<sup>2</sup> (para pilotes de diametro mayor de 50 cm. es recomendable utilizar el valor mínimo de qc en vez del valor promedio)
- fs = fricción lateral promedio medida en prueba de cono, ton/m<sup>2</sup>
- As = Area lateral del fuste del pilote, m<sup>2</sup>

Los resultados de las pruebas de penetración de cono son más reproducibles que los de la prueba de penetración estándar, por lo que son más confiables. Así, el factor de seguridad que se aplica a Qu esta comprendido entre 2.5 y 3 dependiendo del número de pruebas de cono realizadas y de la variación observada en los resultados de los ensayos, correspondiendo el valor mínimo del factor de seguridad a un gran número de resultados con una variación menor de + 10 % del promedio.

#### 4) PRUEBAS DE CARGA EN EL LUGAR.

---

Como los métodos descritos anteriormente estan sujetos a errores debido a las dificultades en la determinación de las propiedades mecánicas de los suelos y a las limitaciones de los métodos mismos, se han desarrollado técnicas experimentales de campo, para determinar la capacidad de pilotes mediante pruebas de carga.

En todos los proyectos importantes es común que se justifique económicamente efectuar pruebas de carga preliminares en pilotes antes de llegar al diseño final, como una guía para seleccionar el tipo, longitud y capacidad de carga permisibles de los cimientos; éstas pruebas se realizarán durante la etapa de construcción cuando el objetivo sea verificar las hipótesis de diseño. En obras pequeñas, en las que se tiene un número reducido de pilotes, generalmente es más económico usar un factor de seguridad conservador en el diseño de la cimentación, que efectuar pruebas de carga.

Para pilotes en suelos granulares se recomienda aplicar un factor de seguridad de 2.0 a 3.5 a la capacidad de carga última. La selección del factor de seguridad más adecuado dependerá del comportamiento observado en el pilote de prueba en cuanto a asentamientos y de la susceptibilidad a las deformaciones de la estructura que se va a cimentar.

#### C) ASENTAMIENTOS DE PILOTES INDIVIDUALES EN ARENA.

---

Es importante el cálculo de asentamientos de pilotes por carga vertical ya que si estos son excesivos pueden poner en peligro la seguridad de la estructura. Por otro lado se puede justificar un asentamiento cuya magnitud no sea de importancia y se cumpla con la seguridad antes mencionada, para ello existen varios métodos de cálculo entre los cuales se pueden mencionar:

- 1) Método empírico de Vesic
- 2) Asentamientos según la Penetración Estándar
- 3) Asentamientos según la penetración Estática del Cono
- 4) Asentamientos según pruebas de carga

1) Método empírico de Vesic. Para el caso de pilotes hincados provocando desplazamiento, el asentamiento de un pilote se puede calcular para niveles de carga normales con la fórmula propuesta por Vesic:

$$S = \frac{B}{100} + \delta$$

donde:

- B - asentamiento de la cabeza del pilote, cm
- B - diámetro del pilote, cm
- $\delta$  - deformación elástica del pilote, cm. Es común en la práctica suponer que:

$$\delta = \frac{Q L_p}{AE} \times 10^5$$

en la que:

- Q - carga aplicada al pilote, ton.
- A - área promedio de la sección transversal del pilote, cm<sup>2</sup>
- L<sub>p</sub> - longitud del pilote, m
- E - módulo de elasticidad representativo del material del pilote, kg/cm<sup>2</sup>.

2) Asentamientos según la penetración estándar. A partir de correlaciones empíricas entre la resistencia a la penetración estándar y la observación de asentamientos de estructuras apoyadas en cimentaciones superficiales y del análisis de datos de campo, para arenas limpias se ha derivado la siguiente expresión:

$$S = \frac{9.2 p \sqrt{B}}{N}$$

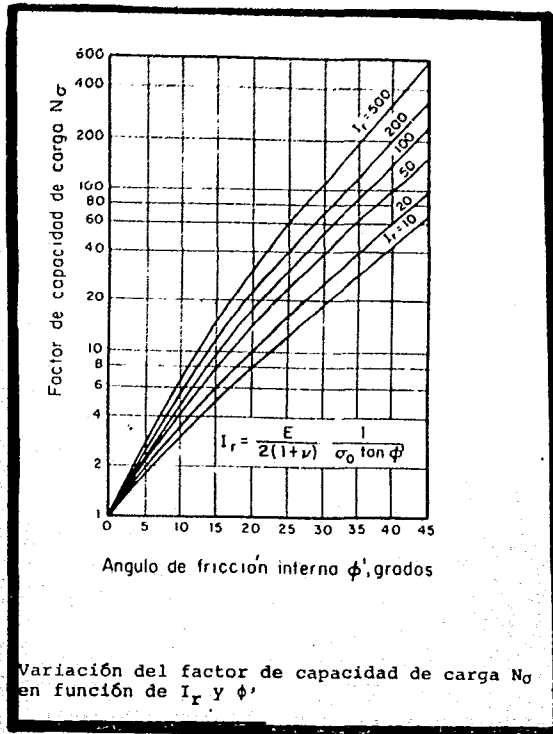
donde  $S$  esta expresada en cm,  $B$  es el ancho del grupo de pilotes en m,  $p$  es la presión neta transmitida por la cimentación, en  $\text{kg/cm}^2$  y  $N$  es el número de golpes promedio por cada 30 cm de penetración dentro de la zona de influencia del asentamiento (profundidad aproximada igual a una vez del ancho del grupo de pilotes en suelos homogéneos); para arena limosa se debe usar el doble del valor correspondiente a la expresión anterior,

3) Asentamientos según la penetración estática del cono. A partir de pruebas de penetración estática de cono se puede calcular el asentamiento de cimentaciones piloteadas en un suelo saturado sin cohesión:

$$S = \frac{PB I}{29c} \quad (\text{referencia 11.4})$$

donde  $qc$  es la resistencia promedio al cono estático dentro de la zona de influencia del asentamiento.

4) Asentamientos según pruebas de carga. Ya que el efecto del tiempo es generalmente despreciable en las propiedades de los suelos granulares, los asentamientos observados durante pruebas de carga se pueden considerar como representativos del comportamiento a largo plazo de un pilote.



Material del pilote	$K_s$		$\delta$
	Arena - suelta	Arena densa	
Concreto	1.0	2.0	$3/4 \phi$
Acero	0.5	1.0	$20^\circ$



UNIVERSIDAD  
ANAHUAC

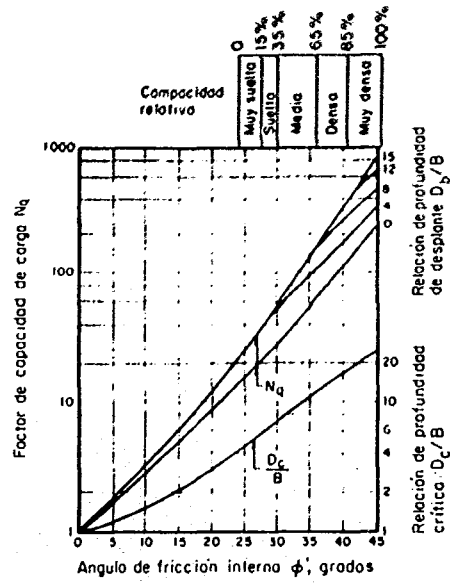
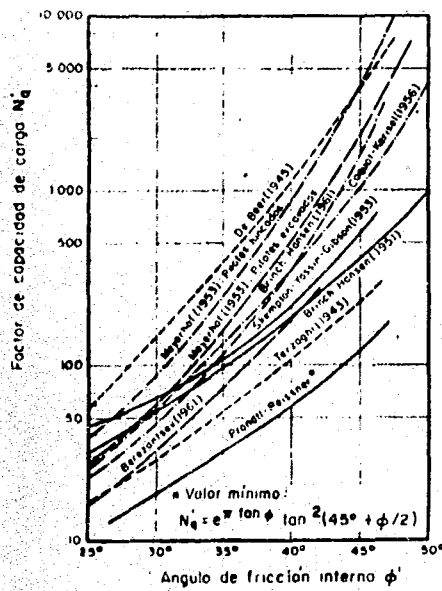
## TESIS PROFESIONAL INGENIERIA CIVIL

TITULO:

Valores de los  
coeficientes  $K_s$   
y  $\delta$  para pilotes  
hincados

FIGURA No

10



Factores de capacidad de carga y relaciones de profundidad crítica para pilotes hincados

3.1 Factores de capacidad de carga para cimentaciones profundas circulares



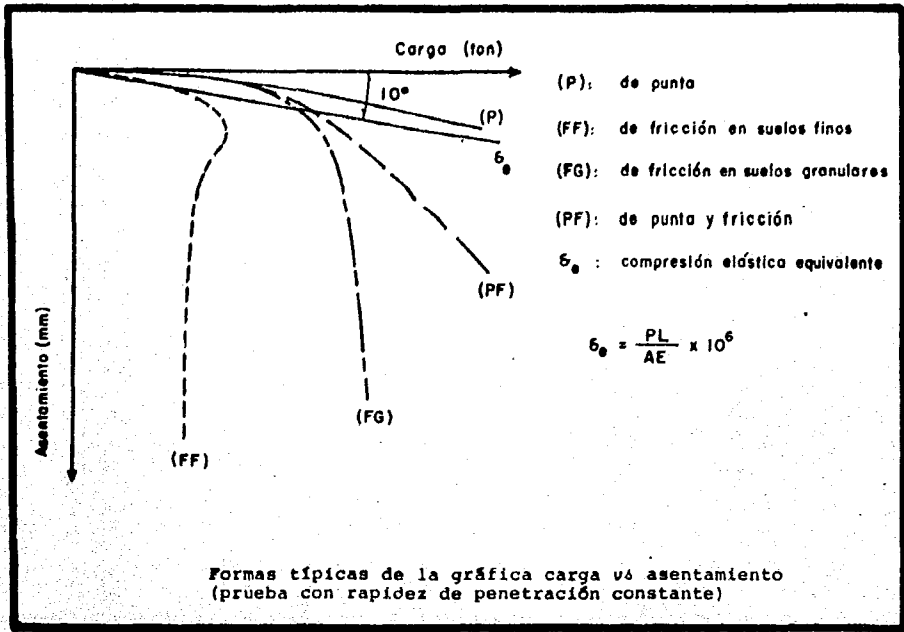
UNIVERSIDAD ANAHUAC

TESIS PROFESIONAL INGENIERIA CIVIL

TITULO:  
Factores de capacidad de carga y relaciones de profundidad crítica

FIGURA No

11



UNIVERSIDAD  
ANAHUAC

TESIS PROFESIONAL  
INGENIERIA CIVIL

TITULO:

Gráfica carga  
vs. asentamiento

FIGURA No

12



## **CAPÍTULO VI**

### **DISEÑO POR FUERZAS HORIZONTALES**

- A) GENERALIDADES**
- B) COEFICIENTE DE REACCIÓN**
- C) DETERMINACIÓN DE MOMENTOS Y DEFLEXIONES**

**A) GENERALIDADES:**  
-----

Los pilotes verticales ha menudo han de resistir cargas horizontales, además de las axiales; en suelos densos, los pilotes tienen una resistencia moderada bajo tales cargas. Las cargas laterales aplicadas a grupos de pilotes pueden ser tomadas, ya sea por las componentes horizontales de pilotes inclinados, o por la resistencia lateral del suelo alrededor de pilotes verticales.

Las cargas horizontales o los momentos actuantes sobre un pilote vertical, son tomadas por la movilización de la resistencia en los suelos circundantes a medida que el pilote se flexiona. La capacidad de carga lateral de un pilote depende principalmente:

- De la resistencia del suelo.
- De la rigidez relativa entre el pilote y el suelo.
- Del efecto de cargas repetidas.
- Del agrupamiento y espaciamiento entre pilotes.

La rigidez de un pilote depende de su geometría, del material de fabricación y de las condiciones de apoyo del pilote en la estructura y en el terreno.

La carga horizontal repetitiva puede ocasionar compactación lateral progresiva y desplazamiento de suelo, pudiendo ambos efectos resultar perjudiciales. Dichos movimientos pueden llegar a producir una flexión progresiva y la falla última de los pilotes.

Si los pilotes verticales están sometidos a cargas horizontales de consideración, los estratos superiores de

suelos deben ser capaces de resistir estas fuerzas sin que se presenten movimientos laterales excesivos; frecuentemente es necesario conectar la cabeza de los pilotes con contratraves horizontales para lograr una resistencia suficiente. Si estas medidas resultan insuficientes, habrá que instalar pilotes inclinados.

En caso de pilotes verticales sometidos a cargas horizontales pequeñas y transitorias, es común en la práctica suponer que dichos pilotes pueden soportar cargas horizontales cuya magnitud sea 10 % mayor que la carga vertical permisible, sin que esto implique un análisis especial o condiciones especiales de diseño.

La capacidad horizontal de pilotes verticales queda limitada por tres condiciones:

- De sobrepasarse la capacidad de carga última del suelo, se generarían movimientos horizontales muy grandes de los pilotes y la falla de la cimentación.
- Los momentos flexionantes pueden resultar excesivos originando la falla estructural del pilote.
- La deflexión en la cabeza de los pilotes puede ser demasiado grande para ser compatible con la superestructura.

Los tres modos de falla deben considerarse en el diseño.

Los métodos actuales con que se cuenta para el diseño de cimentaciones piloteadas sometidas a cargas horizontales, deben considerarse como empíricos. Los datos del suelo que se hacen intervenir, llevan consigo un alto grado de incertidumbre; por tanto, estos métodos deben usarse con sumo cuidado y tomando debida cuenta de sus limitaciones.

La mejor manera de determinar la resistencia de pilotes verticales bajo cargas laterales, es por medio de pruebas de campo en pilotes individuales o grupos de pilotes. Antes de proceder a tales pruebas, su costo deberá compararse con el de usar otras soluciones de cimentación para resistir las fuerzas laterales, tales como pilotes inclinados o tablestacas.

De acuerdo con Broms, la capacidad de carga horizontal de un pilote varía con la longitud del pilote y con las condiciones de confinamiento de la cabeza del pilote.

En suelos sin cohesión:

$$P_u = 1.5 \gamma' L_p^2 D K_p$$

Donde:

$P_u$  capacidad de carga última horizontal, ton.

$\gamma'$  peso volumétrico efectivo del suelo, ton/m

$L_p$  longitud del pilote, m

$D$  diámetro del pilote, m

$K_p$  Coeficiente de empuje pasivo del suelo.

El comportamiento de un pilote vertical, sometido a una carga horizontal, depende de las propiedades del suelo cerca de la superficie, (por ejemplo en los tres a cinco metros superiores). Por tanto pueden ser importantes las variaciones estacionales del contenido de agua. Resulta benéfico a veces remover el suelo superficial blando y sustituirlo con una grava bien compactada.

La aplicación repetida de cargas puede aumentar la deflexión lateral casi al doble de la correspondiente a carga constante.

Las deflexiones laterales de pilotes confinados son mucho menores que las de pilotes similares con cabeza libre.

#### B) COEFICIENTE DE REACCIÓN:

-----

En la mayoría de los casos, a excepción de pilotes rígidos cortos, la carga horizontal máxima que se puede aplicar con seguridad a un pilote vertical está limitada no por la capacidad del suelo circundante, sino por la magnitud de la deflexión del pilote y de los momentos flexionantes resultantes sobre el pilote.

El análisis del comportamiento de pilotes cargados horizontalmente puede basarse en el concepto de reacción elástica. Siguiendo este enfoque, se supone que el suelo alrededor de un pilote es equivalente a una serie de resortes horizontales, cada uno de ellos representando el comportamiento de una capa de suelo de espesor unitario. Cuando el pilote es empujado contra el suelo al actuar las cargas horizontales, el suelo se deforma y genera una reacción elástica que se supone idéntica a la fuerza que sería producida por un resorte ideal sujeto a la misma deformación. Con la hipótesis adicional de que el suelo es homogéneo, o de que todos los resortes del modelo son idénticos, el comportamiento del suelo se puede determinar si se conoce la constante equivalente del resorte. A esta constante del resorte, definida a continuación se le llama coeficiente de reacción.

Aunque su definición es simple, el coeficiente de reacción "ks" ha demostrado ser un parámetro muy difícil de evaluar. Esto se debe al hecho de que no se puede medir en pruebas de laboratorio, sino que más bien debe calcularse por retroalimentación a partir de pruebas de campo a escala natural. Las investigaciones han demostrado que varía no solo con el tipo de suelo y sus propiedades mecánicas, sino también con el nivel de esfuerzos y la geometría del pilote.

A falta de mejor información, el coeficiente de reacción puede estimarse con el método propuesto por Terzaghi, quien establece las siguientes fórmulas y constantes de referencia para calcularlo.

En suelos sin cohesión:

donde: 
$$k_s = n_h \frac{z}{D}$$

- $k_s$  = coeficiente de reacción horizontal a la profundidad  $z$ , en ton/m<sup>3</sup>
- $z$  = profundidad, m
- $D$  = diámetro del pilote, m
- $n_h$  = constante relacionada con la compacidad del suelo, cuyos valores aparecen en la tabla fig (14)

#### C) DETERMINACIÓN DE MOMENTOS Y DEFLEXIONES:

---

La distribución y magnitud de los momentos y deflexiones en un pilote sometido a fuerzas horizontales, es esencialmente función de la rigidez relativa  $T$  del sistema pilote-suelo.  $T$  está dada por:

$$T = \left[ \frac{EI}{K_1} \right]^{\frac{1}{5}}$$

donde:

(referencia 11.4)

$E$ : módulo de elasticidad del material del pilote, ton/m<sup>2</sup>

$I$ : momento de inercia de la sección transversal del pilote, m<sup>4</sup>

$K_1$ : coeficiente de reacción, ton/m<sup>3</sup>

$T$ : rigidez relativa, m

A partir de los valores de  $T$  se pueden calcular los momentos  $M_p$  y las deflexiones  $\delta_p$  a cualquier profundidad, usando las siguientes fórmulas:

$$M_p = F_m PT$$

$$\delta_p = F_\delta \left[ \frac{PT^3}{EI} \right]$$

donde:

(referencia 11.4)

$M_p$ : momento a la profundidad  $z$ , ton-m

$\delta_p$ : deflexión a la profundidad  $z$ , m

$F_m$ : factor de momento a la profundidad  $z$ , dado por la fig (15)

$F_\delta$ : factor de deflexión a la profundidad  $z$ , dado por la fig (15)

$P$ : carga horizontal, ton

$T$ : rigidez relativa, m

$E$ : módulo de elasticidad del material del pilote, ton/m<sup>2</sup>

$I$ : momento de inercia de la sección transversal del pilote, m<sup>4</sup>

Para determinar en forma aproximada las fuerzas internas que se generan en un pilote por efecto de cargas laterales aplicadas en sus extremos, será admisible considerar el

pilote empotrado a una profundidad le debajo del nivel de contacto con el suelo y despreciar su interacción con el suelo en dicha longitud. El grado de restricción en el extremo superior del pilote se determinará a partir de la rigidez relativa pilote-cimentación.

La longitud le se determinará como:

$$le = 1.8(T)$$

Un método mas refinado para realizar el análisis por cargas laterales, se basa en la ecuación diferencial general para pilotes cargados lateralmente, expresada como sigue:

$$\frac{d^4 y}{dx^4} - \frac{E_s}{EI} y = 0$$

donde:

(referencia 11.4)

$y$  : deformación del suelo

$x$  : profundidad a lo largo del pilote

$E_s$  : módulo secante de reacción del suelo definido a su vez por:

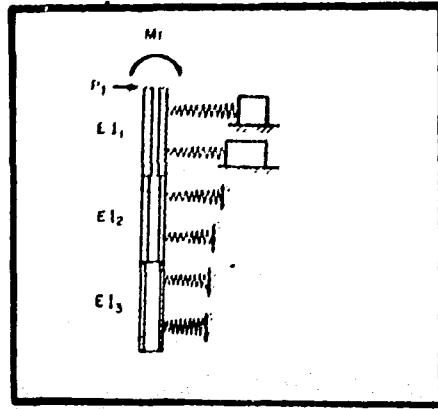
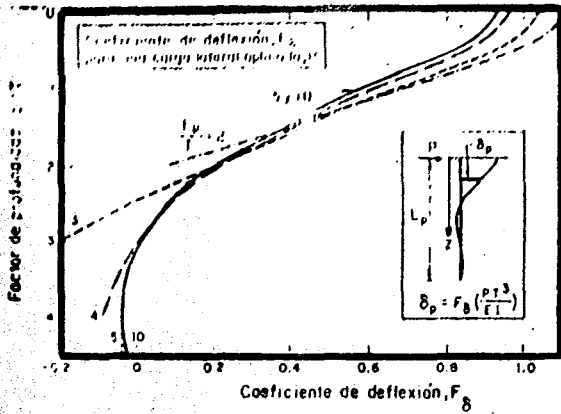
$$E_s = - \frac{P}{y}$$

(referencia 11.4)

en la que  $p$  es la presión de contacto entre el suelo y el pilote y depende de la interacción entre ambos.

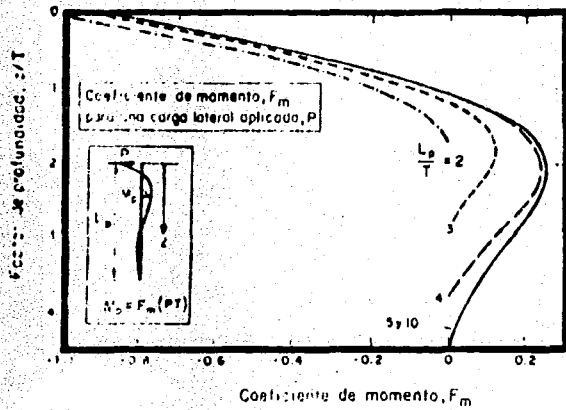
Un análisis refinado del efecto de las cargas laterales se requiere sobre todo en estructuras marinas en las que se presentan cargas laterales importantes, debidas a impactos de embarcaciones en movimiento, al efecto del oleaje y a la presión del viento sobre la superestructura.





Modelo para representar un pilote cargado lateralmente

$$r = \left( \frac{EI_1}{EI} \right)^{1/3}$$



- r: Coeficiente de reacción
- E: Módulo de elasticidad del material del pilote
- I: Momento de inercia de la sección transversal del pilote

Coefficientes de deflexión y de momento para pilotes sometidos a carga lateral



UNIVERSIDAD ANAHUAC

TESIS PROFESIONAL INGENIERIA CIVIL

TITULO:

Coefficientes de deflexión y de momento para cargas laterales

FIGURA No.

13

Compacidad del suelo	$n_h$ , ton/m <sup>3</sup>	
	Arriba del nivel freático	Abajo del nivel freático
Suelta	230	130
Compacta	680	450
Densa	1800	1100



UNIVERSIDAD  
ANAHUAC

**TESIS PROFESIONAL  
INGENIERIA CIVIL**

TITULO:

Constante relacionada con la compacidad del suelo

FIGURA No

**14**

## **CAPÍTULO VII**

### **DISEÑO DE ACUERDO A LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO PARA CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL**

- A) ESTABILIDAD**
- B) MOVIMIENTOS VERTICALES**
- C) INSTALACIÓN DE PILOTES**
- D) DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN**

## **DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES**

---

(DE ACUERDO A LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL  
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL)

Debido a que este reglamento es el de mayor aceptación en México muchos de los Estados la han hecho suya con algunas o muy pocas modificaciones por lo que aunque en el Distrito Federal existen pocos suelos arenosos si hay que contemplar las recomendaciones de este ya que en los Estados existen estos y en abundancia.

Basados en el reglamento de construcción del Distrito Federal y en sus Normas Técnicas Complementarias aquí se especifica claramente algunos aspectos de importancia para cimentaciones piloteadas, estos son los siguientes:

### **A) ESTABILIDAD**

---

Para comprobar la estabilidad de las cimentaciones piloteadas se verificará el cumplimiento de la desigualdad siguiente, para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\Sigma QF_c \leq R$$

donde:

(referencia 11.1)

$\Sigma QF_c$ : suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada de sus correspondientes factores de carga (artículo 220 del reglamento). Las acciones incluirán el peso propio de los pilotes.

**R** = Capacidad de carga de la cimentación definida de acuerdo con el artículo 267 del reglamento.

La capacidad de carga de los pilotes de fricción, es decir de aquellos que transmiten la carga al subsuelo principalmente (mas de 80 por ciento) por fricción positiva desarrollada a lo largo de su superficie lateral de contacto con el terreno, se considerará igual a:

$$C_f = A_L f F_2 \quad (\text{referencia 11.1})$$

donde:

- C<sub>f</sub>** = capacidad por fricción, en TON
- A<sub>L</sub>** = área lateral del pilote, en m<sup>2</sup>
- f** = adherencia lateral media pilote-suelo, en ton/m<sup>2</sup>
- F<sub>2</sub>** = factor de resistencia igual a 0.7

La capacidad de carga de pilotes de punta, es decir de aquellos que transmiten la mayor parte de la carga a un estrato resistente por medio de su punta, podrá considerarse igual a la fórmula siguiente:

$$C_p = \left\{ \bar{P}_v (N'_q - 1) / F_2 + P_v \right\} A_p$$

donde: (referencia 11.1)

- C<sub>p</sub>** = capacidad por punta, en TON
- A<sub>p</sub>** = área transversal del pilote en m<sup>2</sup>
- P<sub>v</sub>** = presión vertical total debida al peso del suelo, a la profundidad de desplante de los pilotes en ton/m<sup>2</sup>
- $\bar{P}_v$**  = presión vertical efectiva a la misma profundidad, en ton/m<sup>2</sup>
- N'<sub>q</sub>** = coeficiente de capacidad de carga
- F<sub>2</sub>** = factor de resistencia igual a 0.35

#### **B) MOVIMIENTOS VERTICALES:**

-----

En el caso de cimentaciones sobre pilotes los movimientos a largo plazo se estimarán considerando las deformaciones propias de estos, la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo de apoyo bajo las cargas actuantes en ellos, así como el efecto de la consolidación regional. para ello se tomarán en cuenta los factores siguientes:

- + Incremento neto de carga en el contacto suelo-subestructura
- + Cargas en el extremo de los pilotes
- + fricción positiva actuante sobre los pilotes

#### **C) INSTALACIÓN DE PILOTES:**

-----

Al instalar pilotes se cumplirá con los requisitos siguientes:

- a) La posición de la cabeza de los pilotes no distará, respecto a la del proyecto, más de 20 cm ni más de la cuarta parte del ancho del elemento estructural que se apoya en ella.
- b) Durante la hinca de cada pilote se llevará un registro que incluya su ubicación en la planta de cimentación, su longitud y dimensiones transversales, la fecha de colocación, el nivel del terreno antes de la hinca y el nivel de la cabeza del pilote inmediatamente después de la hinca. Además para pilotes hincados a percusión, se incluirá el tipo de material empleado para la protección de

la cabeza del pilote, el peso del martinete y su altura de caída, la energía del golpe; el número de golpes por minuto, el número de golpes por metro de penetración y el número de golpes por cada 3 centímetros para los últimos 15 cm. de penetración; para pilotes hincados a presión se registrarán la presión manométrica a cada 50 cm. de penetración, el tiempo empleado en la hincada de cada tramo, los periodos de reposo y la presión manométrica de hincada a cada centímetro para los últimos 10 cm. de penetración.

c) En el caso de pilotes hincados a través de un manto compresible hasta un estrato resistente, el director de la obra evaluará para cada pilote si la emersión inducida por la hincada de los pilotes adyacentes justifica que sea rehincado hasta la elevación o resistencia especificada.

d) Los métodos usados para la hincada de pilotes deberán ser tales que no reduzcan la capacidad estructural de estos. Si un pilote se rompe o se daña estructuralmente durante la hincada o si, por excesiva resistencia a la penetración, queda a una profundidad menor que la especificada, se extraerá la parte superior del mismo, de modo que la distancia entre el nivel de desplante de la subestructura y el nivel superior del pilote abandonado sea por lo menos de 3 metros. En tal caso se revisará el diseño de la estructura y se instalarán pilotes sustitutos, las características del material de apoyo.

#### D) DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN:

---

Tanto por el diseño estructural de la cimentación como para la valuación de los movimientos diferenciales, se supondrá

que la presión de contacto entre la subestructura y el sistema formado por el suelo y pilotes tiene una distribución tal que se satisfacen las siguientes condiciones:

a) Existe equilibrio local y general entre las presiones de contacto, las fuerzas internas de la subestructura y las fuerzas y momentos transmitidos a esta por la superestructura.

b) Los desplazamientos diferenciales a corto y a largo plazo del sistema suelo-pilotes calculados con la presión de contacto supuesta, son menores o iguales que los permisibles según la tabla 15 Y 16.

c) Los desplazamientos diferenciales a corto y a largo plazo considerando el trabajo combinado de superestructura y subestructura, calculados con la presión de contacto supuesta, son menores o iguales que los permisibles según la misma tabla.



LÍMITES MÁXIMOS PARA MOVIMIENTOS Y DEFORMACIONES ORIGINADOS EN LA CIMENTACION\*

a) <u>Movimientos verticales (hundimiento o emersión)</u>		
<u>Concepto</u>	<u>Límite</u>	
Valor medio en el predio	30 cm	
Velocidad del componente diferido	1 cm/semana	
b) <u>Inclinación media</u>		
<u>Tipo de daño</u>	<u>Límite</u>	<u>Observaciones</u>
Inclinación visible	$100/(100 + 3h)$ por ciento	$h$ = altura de la construcción, en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal



UNIVERSIDAD  
ANAHUAC

TESIS PROFESIONAL  
INGENIERIA CIVIL

TITULO:

Limites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación

FIGURA No.

15

c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas

<u>Tipo de estructura o elemento</u>	<u>Variable que se limita</u>	<u>Límite</u>
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Muros de carga de la drillo recocido o blo que de cemento	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.001 Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o estos se encuentran desligados de los muros
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambio de pendiente en las juntas	0.015

\* Los valores de la tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados en el artículo 265 del Reglamento.



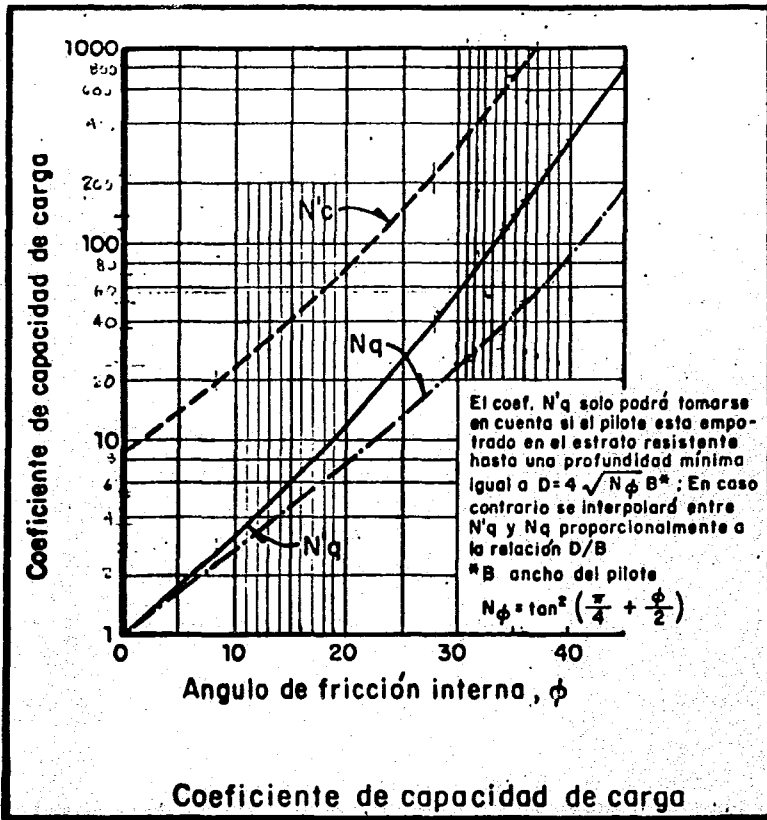
**TESIS PROFESIONAL  
INGENIERIA CIVIL**


TITULO:  
Deformaciones  
diferenciales

FIGURA No  
**16**

UNIVERSIDAD  
ANAHUAC

**ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA**





**UNIVERSIDAD ANAHUAC**

**TESIS PROFESIONAL  
INGENIERIA CIVIL**

TITULO:  
Coeficiente de capacidad de carga

FIGURA No.

17

## **CAPÍTULO VIII**

### **GRUPOS DE PILOTES**

- A) CAPACIDAD DE CARGA VERTICAL**
- B) ASENTAMIENTO POR CARGA VERTICAL**
- C) CAPACIDAD DE CARGA A LA TENSIÓN DE GRUPOS DE PILOTES**
- D) PILOTES SUJETOS A SOLICITACIONES HORIZONTALES**

## **GRUPOS DE PILOTES:**

---

Los cambios en las condiciones de esfuerzo, así como las alteraciones en la consistencia y compacidad relativa, asociados al hincado de los pilotes anteriores puede tener una influencia apreciable sobre el comportamiento del resto de los pilotes, no solo durante el hincado, sino también durante el tiempo en que están sosteniendo las cargas a que se sujeten. El comportamiento de un grupo de pilotes puede no estar relacionado directamente al de los pilotes aislados, sujetos a la misma carga por pilote en el mismo depósito.

De particular importancia son las contribuciones relativas de la fricción lateral y de la punta, para la capacidad total de un solo pilote que llega a un estrato firme, en comparación con las contribuciones correspondientes en un grupo de pilotes que llegue al mismo estrato. Cuando se carga un solo pilote, como en una prueba de carga, una gran parte de su apoyo puede deberlo al suelo que está a lo largo de su fuste, por fricción lateral, aunque el suelo sea relativamente suelto.

### **A) CAPACIDAD DE CARGA VERTICAL:**

---

La capacidad de carga de grupos de pilotes sólo se puede definir de una manera aproximada con alguno de los tres criterios que se describen mas adelante; en todos los casos deberá comprobarse que la capacidad del grupo sea mayor que la carga total aplicada.

Dichos criterios son:

Admitir que la capacidad del grupo es la suma de las cargas permisibles de los pilotes individuales.

Admitir el criterio de Terzaghi y Peck, que supone que la falla ocurrirá en un bloque definido por el perímetro externo del conjunto de pilotes; la capacidad de carga se calcula entonces como una zapata grande, adicionándole la resistencia por fricción de los lados del bloque.

Si el grupo de pilotes está apoyado en un estrato firme de espesor limitado que descansa sobre un depósito de suelo blando, la capacidad de carga última del grupo estará dada por el menor de los valores siguientes: la suma de las capacidades de los pilotes individuales o la resistencia a la falla como cuerpo rígido de una pila equivalente formada por el grupo de pilotes y la masa de suelo afectada; este último tipo de falla se produce por punzonamiento a través del estrato firme hasta alcanzar el suelo blando subyacente.

Cualquiera que sea el criterio empleado, es un hecho conocido que la carga última de un grupo de pilotes  $Q_u$ , generalmente difiere de la suma de las cargas últimas de los pilotes individuales  $iQ_u$ . A la relación  $Q_u/iQ_u$  se le denomina eficiencia del grupo y para el caso de arenas depende de varios factores, siendo los más importantes el procedimiento de instalación, el espaciamiento entre pilotes y su longitud, así como la compacidad relativa inicial de la arena.

De las pocas pruebas de carga a escala natural de grupos de pilotes en arena llevados a la falla y de los resultados de

pruebas de modelos, se ha encontrado que frecuentemente la carga última de un grupo de pilotes hincados con separación entre 2 y 4 diámetros entre centros, resulta mayor que la suma de las cargas últimas de los pilotes individuales, debida a la compactación inducida que aumenta la fricción lateral; por su parte, la resistencia por punta no se ve afectada prácticamente por el efecto de grupo, aún para espaciamentos pequeños entre pilotes. Debido a que la influencia de la compactación inducida no puede evaluarse en forma confiable, la carga última correspondiente a un grupo de pilotes en arena no subyacida por un estrato blando se debe tomar como la suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales.

#### B) ASENTAMIENTO POR CARGA VERTICAL:

---

La capacidad de un pilote aislado cuando se carga individualmente no sólo puede ser diferente de su capacidad cuando se cargan todos los pilotes de un grupo, sino que toda la relación de la carga al asentamiento puede ser sorprendentemente diferente. En consecuencia, los asentamientos de los grupos de pilotes no pueden, en general, predecirse apoyándose en una prueba de carga de un pilote. Además, si debajo de la cimentación de pilotes se localiza un depósito compresible, toda la cimentación puede sufrir asentamientos, debido a la consolidación de ese estrato, aún cuando los pilotes individuales no se muevan separadamente con respecto al suelo en que se han hincado.

El asentamiento de un grupo de pilotes siempre resulta mayor que el correspondiente al de los pilotes individuales

que constituyen el grupo; el coeficiente de proporcionalidad está afectado por varios factores, siendo los más significativos el procedimiento de construcción, el tamaño y geometría del grupo y la compacidad relativa inicial de la arena.

Uno de los métodos que se han empleado para calcular el asentamiento de un grupo de pilotes en arena  $S_g$ , fue propuesto por Skempton en el que:

$$S_g = \alpha_g S$$

donde:

$S$  = asentamiento de un pilote individual, bajo la carga permisible.

$\alpha_g$  = Factor de asentamiento de grupo; es función de las dimensiones del grupo y del espaciamiento entre pilotes, o de la relación B/D entre el ancho del grupo de pilotes y el diámetro de los pilotes. Ver tabla fig. (18)

El asentamiento  $S_g$  de un pilote individual, bajo la carga permisible se podrá calcular con alguno de los criterios descritos anteriormente.

#### C) CAPACIDAD DE CARGA A LA TENSIÓN DE GRUPOS DE PILOTES:

---

La capacidad de carga a la tensión de grupos de pilotes, se toma como el menor de los dos valores siguientes:

La suma de la resistencia a tensión de los pilotes individuales del grupo.



La suma de la resistencia al corte movilizada a lo largo de la superficie lateral de la envolvente del grupo mas el peso total del suelo y de los pilotes individuales del grupo.

**D) PILOTES SUJETOS A SOLICITACIONES HORIZONTALES:**  
-----

Se dispone de poca información sobre el comportamiento de grupos de pilotes aunque se sabe que el efecto de grupo produce una reducción en el coeficiente de reacción que es función de la separación entre pilotes en la dirección de la carga, según se muestra en la tabla fig. (18).

El espaciamiento entre pilotes perpendicular a la dirección de la carga no tiene influencia, siempre que sea mayor de 2.5 D.

Factor de asentamiento del grupo  $\alpha_g$

B/L	1	5	10	20	40	60
$\alpha_g$	1	3.5	5	7.5	10	12

Coefficiente de reacción en grupos de pilotes, en función del espaciamiento entre pilotes

Espaciamiento	$K_{\text{grupo}}$
8D	1.00 $K_B$
6D	0.70 $K_B$
4D	0.40 $K_B$
3D	0.25 $K_B$



UNIVERSIDAD  
ANAHUAC

## TESIS PROFESIONAL INGENIERIA CIVIL

TITULO:  
Factor de asentamiento de grupo

FIGURA No.

18

## CAPITULO IX

### EJEMPLO PRÁCTICO

- A) PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA
- B) CARACTERÍSTICAS DE LA CIMENTACIÓN
- C) CAPACIDAD DE CARGA Y DESPLAZAMIENTOS
- D) DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

## EJEMPLO PRÁCTICO:

-----

### A) PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA:

-----

Se propone que la cimentación de un puente carretero de 20 metros de largo y de un carril en ambas direcciones, sea solucionada por medio de pilas que transmiten una carga de 150 toneladas cada una, del análisis de cargas, se determinó un peso unitario medio de 4.0 t/m<sup>2</sup>, y una fuerza lateral de 10.0 toneladas (provinendo este resultado de la combinación de cargas permanentes, cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (sismo))

Se efectúa la prueba de Penetración Estándar en el sitio donde se va a desplantar la cimentación obteniéndose la estratigrafía, características de humedad, número de golpes, y en base a esto calculan los ángulos de fricción del material. Los resultados de la prueba se pueden observar en las figuras (19) y (20).

De las características del subsuelo mostradas en las figuras mencionadas anteriormente se puede considerar lo siguiente:

- 1.- De 0.0 m a 0.5 m de profundidad se localiza una capa de relleno.
- 2.- De 0.5 m a 12.0 m, se presenta un estrato de arena fina a gruesa, de compacidad relativa suelta, con un peso específico medio de 1.5 t/m<sup>3</sup> y 2.0 t/m<sup>3</sup> para las condiciones húmedo y saturado respectivamente, de contenido de agua variable, de 50% a 200%, y con un ángulo de

fricción interna medio de 28.5. (El nivel de aguas freáticas NAF se encuentra a 2.0 m de profundidad).

3.- De 12.0 m a 17.0 m, fin de sondeo, se localizó un estrato de arena gruesa compacta, bien graduada, limosa, con bajo porcentaje de gravas, teniendo un contenido de agua medio del 85%, con un peso específico medio de 1.6 t/m<sup>3</sup>, con un peso específico saturado de 2.2 t/m<sup>3</sup> y un ángulo de fricción interna de 39.



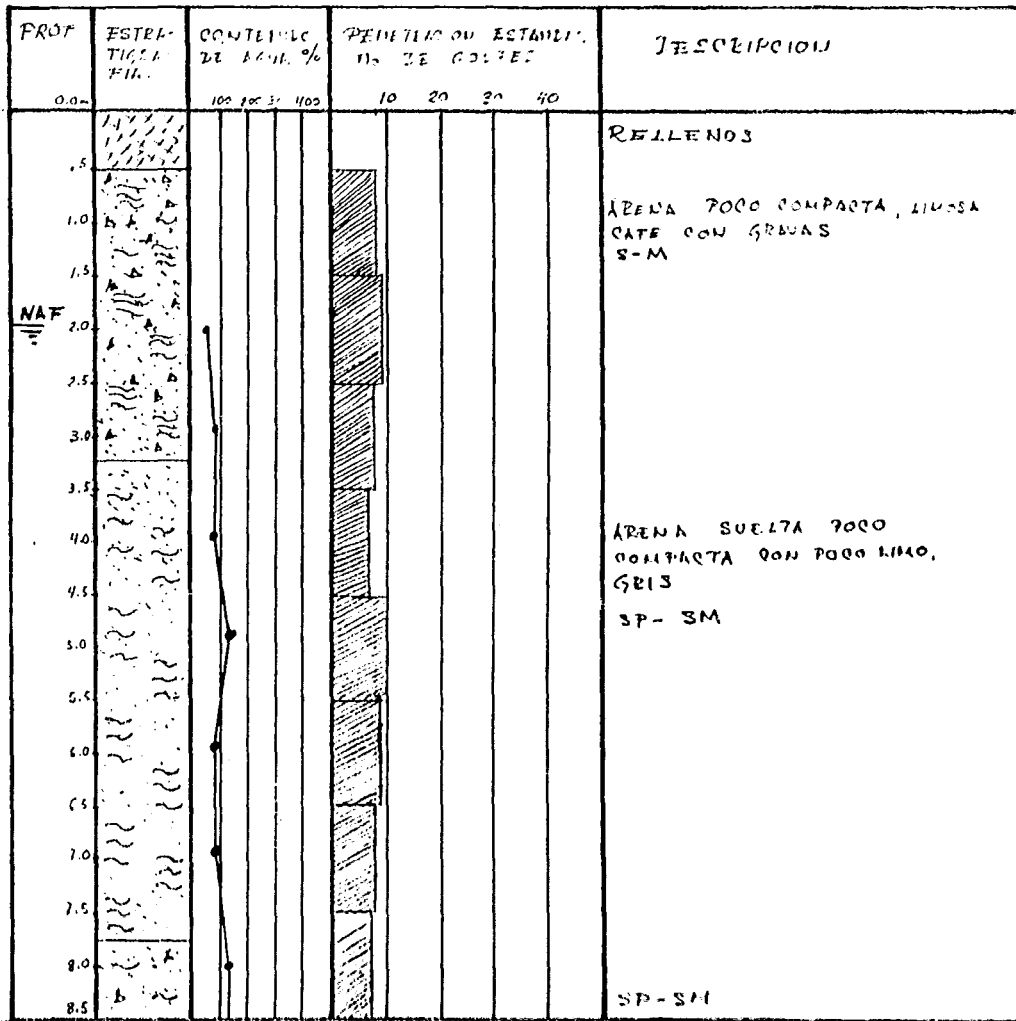
UNIVERSIDAD ANAHUAC  
UNIVERSITY OF THE MOUNTAINS

TESIS PROFESIONAL  
INGENIERIA CIVIL

ESTRATIGRAFIA Y  
RESISTENCIA A LA PENETRACION

FIGURA No

19





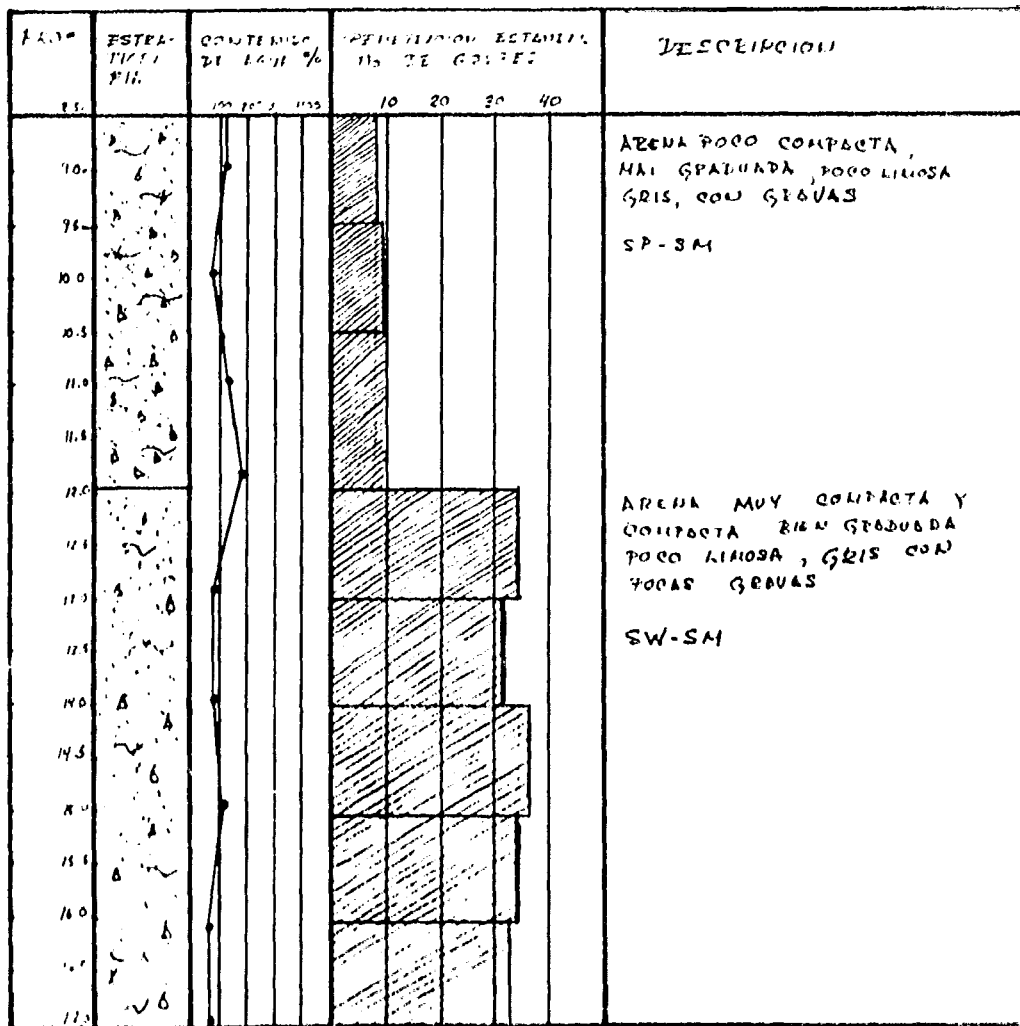
UNIVERSIDAD ANAHUAC  
EN GUADALUPE

TESIS PROFESIONAL  
INGENIERIA CIVIL

ESTRATIGRAFIA Y  
RESISTENCIA A LA PENETRACION

FIGURA No

20



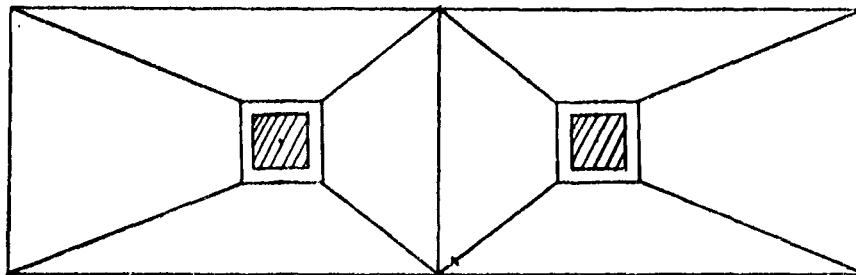
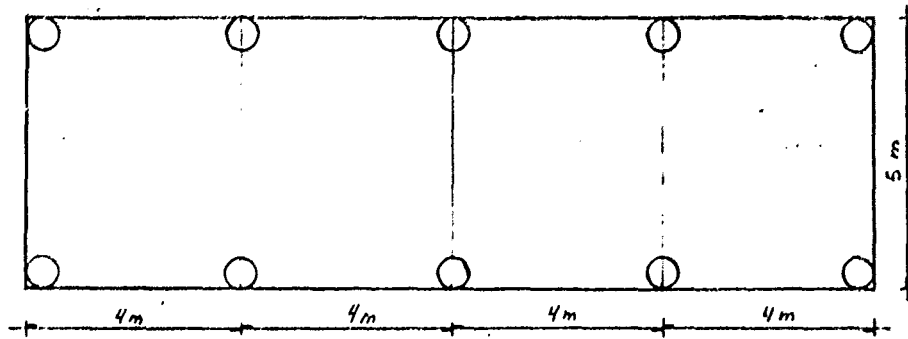
**B) CARACTERISTICAS DE LA CIMENTACION:**  
-----

De acuerdo a las características del suelo mostradas en las figuras (19) y (20), y a las cargas a que está sometida la superestructura, se propone una cimentación que consiste en una zapata de 16 metros de longitud por 5 metros de ancho donde descansan 2 pilas que pertenecen a la superestructura. Esta zapata esta apoyada en 10 pilotes que trabajan por fricción y punta apoyándose en un estrato de arena más competente situado a 12 metros de profundidad.

La cimentación propuesta se muestra en las figuras (21) y (22).

Los pilotes son de concreto precolado con un diámetro de 50 cm. sus propiedades geométricas se muestran en la fig (23).



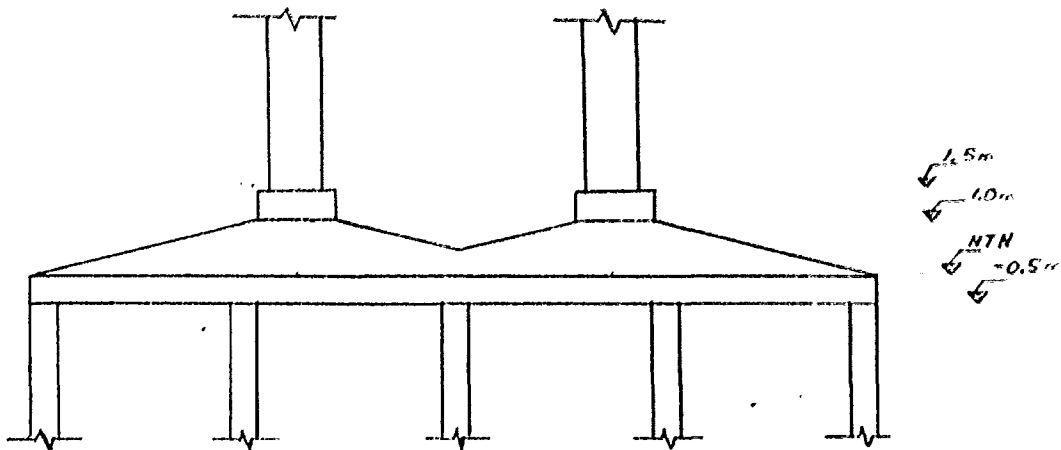


**UNIVERSIDAD ANAHUAC**

**TESIS PROFESIONAL  
INGENIERIA CIVIL**

TITULO:  
Planta de la cimentación

FIGURA No  
**21**



UNIVERSIDAD  
ANAHUAC

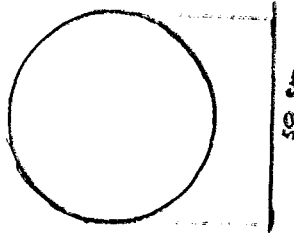
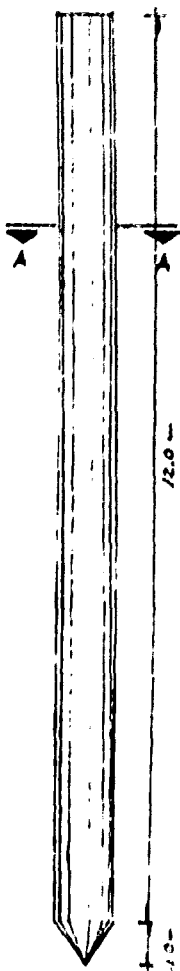
**TESIS PROFESIONAL  
INGENIERIA CIVIL**

TITULO:  
Perfil de la  
cimentación

FIGURA No

**22**

# EL PILOTE



CORTE A - A

CONCRETO  $f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

MODULO DE ELASTICIDAD

$$E = 10000 \sqrt{f'_c} = 10000 \sqrt{350} = 187,083 \text{ Kg/cm}^2$$

MOMENTO DE INERCIA

$$I_x = I_y = \frac{1}{4} \pi r^4 = \frac{1}{4} \pi (.25)^4 = .0081 \text{ m}^4$$



UNIVERSIDAD  
ANAHUAC

TESIS PROFESIONAL  
INGENIERIA CIVIL

TITULO:  
Propiedades  
Geométricas y  
Elásticas del  
Pilote

FIGURA No

23

C) CAPACIDAD DE CARGA Y DESPLAZAMIENTOS:

---

Obtenemos la presión vertical efectiva que actúa sobre el pilote, mostrándose los resultados en la figura (24), de acuerdo con Vésic, se toman las presiones después de una profundidad crítica DC como constantes, para calcular esta profundidad se recurre a la figura (11), mencionada en el capítulo correspondiente.

Se calcula la capacidad de carga vertical de una manera aproximada de acuerdo a los resultados que arroja la prueba de penetración estándar (capítulo 5, D.1)

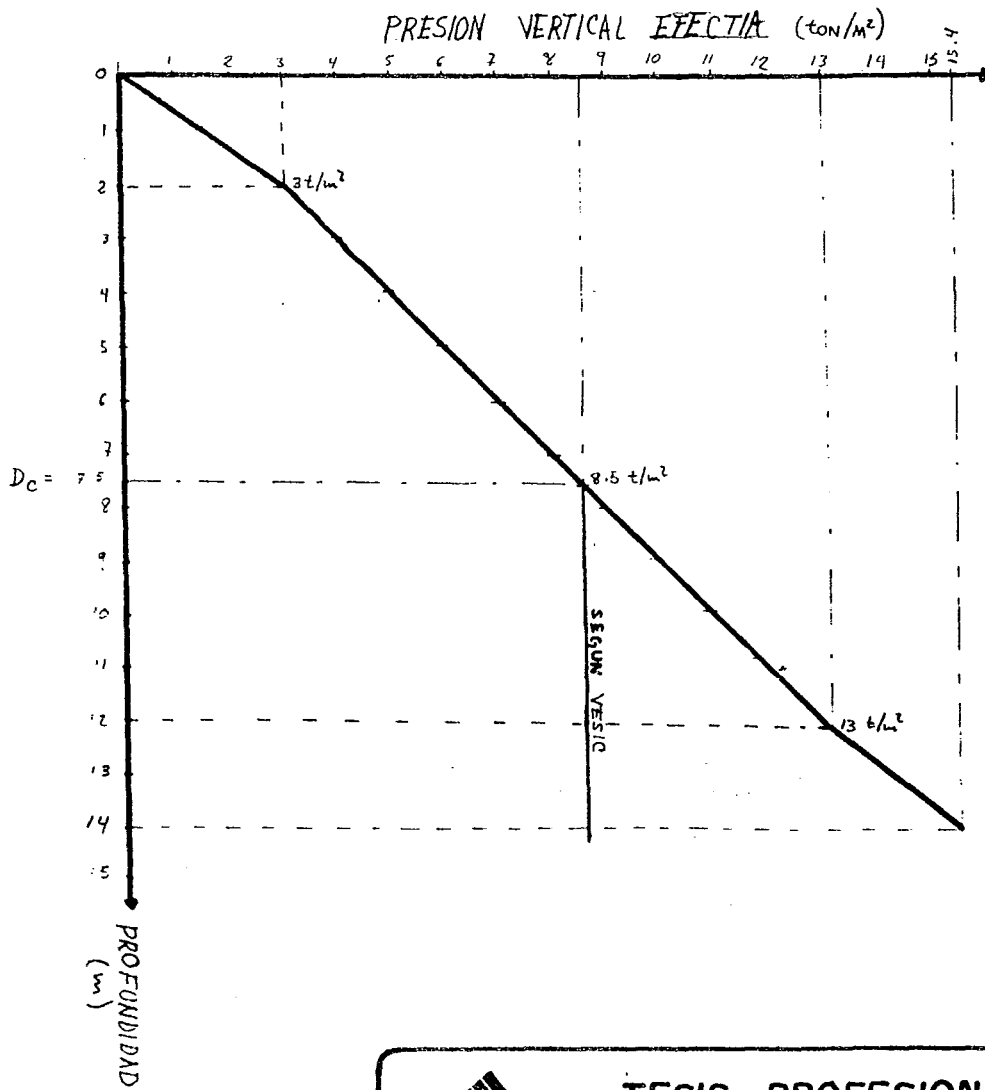
De acuerdo al número de golpes de la penetración estándar:

$$\begin{aligned} Q_u &= 40N_{Ap} + 0.02N_{As} \\ Q_u &= 40(35)(.25) \overline{11} + 0.02(8)(12)(.5) \\ Q_u &= 275 + 3 = 278 \text{ TON} \end{aligned}$$

Donde la carga admisible será:

$$Q_a = Q_u/4 = 278/4 = 69 \text{ TON}$$

Posteriormente, obtenemos la capacidad de carga vertical según la teoría de la plasticidad (capítulo 5, B.2). en donde se encuentran las ecuaciones aquí utilizadas junto con las gráficas que nos ayudan a obtener algunos valores necesarios, también se toma en cuenta la manera que afectan trabajando en grupo los pilotes (cap 8.A).



**UNIVERSIDAD ANAHUAC**

**TESIS PROFESIONAL INGENIERIA CIVIL**

**TITULO:**

Presión vertical efectiva vs. profundidad

**FIGURA No**

**24**

$$Q = Q_p + Q_s = q_p A_p + f_s A_s$$

$$q_p = P_o N' q = 8.5(70) = 595 \text{ ton/m}^2$$

$$f_s = K_s P_s \tan d = 2(4.25) \tan 21.38 = 3.33 \text{ ton/m}^2$$

Donde:

$$P_o = 8.5 \text{ ton/m}^2 \text{ de la figura (24)}$$

$$N' q = 70 \text{ de la gráfica de la figura (11)}$$

$$K_s = 2 \text{ de la tabla de la figura (10)}$$

$$d = 3/4 = 3/4(28.5) = 21.38$$

$$P_s = \text{promedio de los valores de la figura (24)}$$

De la geometría del pilote obtenemos:

$$A_p = (.25)^2 \pi = .196 \text{ m}^2$$

$$A_s = (.5)(12) \pi = 18.85 \text{ m}^2$$

$$Q = q_p A_p + f_s A_s = 595(.196) + 3.33(18.85)$$

$$Q = 116.62 + 62.77 = 179.39 \text{ TON}$$

La capacidad de carga admisible será:

$$Q_a = \frac{1}{3} \left\{ q_p \frac{\pi B^2}{4} + \frac{f_s}{2} \pi B D_c + f_s \pi B (L_p - D_c) \right\}$$

$$Q_a = \frac{1}{3} \left\{ 595 \frac{\pi (.5)^2}{4} + \frac{3.33}{2} \pi (.5)(7.5) + 3.33 \pi (.5)(12 - 7.5) \right\}$$

$$Q_a = 1/3(116.83 + 19.62 + 23.54) = 53.33$$

Calculando como grupo

$$A_p = .196(10) = 1.96 \text{ m}^2$$

$$A_s = 18.85 \text{ m}^2$$

$$Q = 595(1.96) + 3.33(18.85) = 1228.97 \text{ TON} = 123 \text{ T/pilote}$$

La capacidad de carga admisible será:

$$Q_a = 595(1.96)(.35) + 3.33(18.85)(.45) = 436.42 \text{ TON} =$$

$$= 43.64 \text{ T/pilote}$$

Se obtienen los desplazamiento según el método empírico de Vesic, los resultados de la prueba de penetración estándar (capítulo 5, C), tomando en cuenta también cómo afectan los desplazamientos en grupo (capítulo 8, B).

Segun el método empírico de Vesic

$$B = B/100 + d \quad \text{pero como } d = \frac{Q L_p}{A E} \times 10^5$$

$$s = \frac{B}{100} + \frac{Q L_p}{A E} \times 10^5 = \frac{50}{100} + \frac{40(12)}{19635(187083)} \times 10^5 = .63 \text{ cm}$$

donde:

$$B = 50 \text{ cm.}$$

$$Q = 40 \text{ TON}$$

$$L_p = 12 \text{ m}$$

$$A = (25)^2 \pi = 1963.5 \text{ cm}^2$$

$$E = 10000 \cdot 350 = 187,083 \text{ kg/cm}^2$$

Según los resultados de la prueba de penetración estándar:

$$B = \frac{9.2 P \sqrt{B}}{N} = \frac{9.2(20.37) \sqrt{.5}}{35} = 3.79 \text{ cm}$$

donde:

$$P = 40000 / (25)^2 \pi = 20.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$B = .5$$

$$N = 35 \text{ golpes}$$

Considerando como grupo siendo 10 pilotes se tiene:

$$S = \frac{9.2 (20.37) \sqrt{10(.5)}}{35} = 11.97 \text{ cm}$$

$$I = 1 - \frac{D'}{88} = 1 - \frac{12}{8(10)(.5)} = .7$$

$$S = SI = 11.97 (.7) = 8.38 \text{ cm.}$$

Calculando el desplazamiento ocasionado por el grupo de acuerdo al factor alfa de la figura (18) se tiene:

$$B/D = .5(10)/.5 = 10$$

$$\alpha = 5$$

$$Sg = S\alpha = 5(3.79) = 18.95 \text{ cm.}$$

De acuerdo a lo estipulado por el Reglamento de la figura (15) obtenemos el desplazamiento vertical máximo permitido y observamos que es mayor al obtenido por nosotros por lo cual este desplazamiento es aceptable.

Según lo expuesto en el capítulo 6, de acuerdo a la manera en que afectan las fuerzas horizontales a los pilotes y con la ayuda de un programa de computadora, se obtuvieron: el coeficiente de reacción, la rigidez relativa, el factor de momento, el factor de deflexión, desde la profundidad 0.0 m hasta la profundidad de 12.0 m para con ello obtener los momentos y deflexiones, se hizo variar la fuerza horizontal actuante desde que tiene un valor de 1.0 tonelada hasta un valor de 20.0 toneladas, incluyéndose en este trabajo la corrida mas significativa, mostrándose los diagramas de momentos y las deformaciones en la figura (27).



TESIS PROFESIONAL  
INGENIERIA CIVIL

CORRIDA DEL PROGRAMA PARA EL CALCULO DE MOMENTOS FLEXIONANTES  
Y DESPLAZAMIENTOS OCASIONADOS POR CARGAS HORIZONTALES

PROF (M)	KS	T	Z/T	Fm	Fd
0.500	230.000	1.907	0.262	-0.700	0.850
1.000	460.000	1.660	0.602	-0.400	0.800
1.500	690.000	1.531	0.980	-0.200	0.750
2.000	920.000	1.620	1.235	0.000	0.500
2.500	650.000	1.549	1.614	0.180	0.400
3.000	780.000	1.494	2.008	0.200	0.200
3.500	910.000	1.448	2.417	0.180	0.100
4.000	1040.000	1.410	2.837	0.120	0.050
4.500	1170.000	1.377	3.267	0.100	-0.050
5.000	1300.000	1.349	3.707	0.050	-0.050
5.500	1430.000	1.323	4.157	0.020	-0.030
6.000	1560.000	1.300	4.614	0.000	0.000
6.500	1690.000	1.280	5.079	0.000	0.000
7.000	1820.000	1.261	5.552	0.000	0.000
7.500	1950.000	1.244	6.031	0.000	0.000
8.000	2080.000	1.228	6.517	0.000	0.000
8.500	2210.000	1.213	7.008	0.000	0.000
9.000	2340.000	1.199	7.506	0.000	0.000
9.500	2470.000	1.186	8.009	0.000	0.000
10.000	2600.000	1.174	8.518	0.000	0.000
10.500	2730.000	1.163	9.031	0.000	0.000
11.000	2860.000	1.152	9.550	0.000	0.000
11.500	2990.000	1.142	10.073	0.000	0.000
12.000	3120.000	1.132	10.601	0.000	0.000



UNIVERSIDAD  
ANAHUAC

**TESIS PROFESIONAL**  
**INGENIERIA CIVIL**

TITULO  
Corrida del  
Programa

FIGURA No

**25**

TESIS PROFESIONAL  
INGENIERIA CIVIL

CORRIDA DEL PROGRAMA PARA EL CALCULO DE MOMENTOS FLEXIONANTES  
Y DESPLAZAMIENTOS OCASIONADOS POR CARGAS HORIZONTALES

PROF (m)	P (TON)	Mp (T m)	dp (cm)
0.50000	15.00000	-20.02272	1.52446
1.00000	15.00000	-9.96045	0.94660
1.50000	15.00000	-4.59230	0.69580
2.00000	15.00000	0.00000	0.54967
2.50000	15.00000	4.18273	0.38463
3.00000	15.00000	4.48107	0.17239
3.50000	15.00000	3.91052	0.07858
4.00000	15.00000	2.53831	0.03626
4.50000	15.00000	2.06601	-0.03379
5.00000	15.00000	1.01147	-0.03172
5.50000	15.00000	0.39695	-0.01797
6.00000	15.00000	0.00000	0.00000
6.50000	15.00000	0.00000	0.00000
7.00000	15.00000	0.00000	0.00000
7.50000	15.00000	0.00000	0.00000
8.00000	15.00000	0.00000	0.00000
8.50000	15.00000	0.00000	0.00000
9.00000	15.00000	0.00000	0.00000
9.50000	15.00000	0.00000	0.00000
10.00000	15.00000	0.00000	0.00000
10.50000	15.00000	0.00000	0.00000
11.00000	15.00000	0.00000	0.00000
11.50000	15.00000	0.00000	0.00000
12.00000	15.00000	0.00000	0.00000



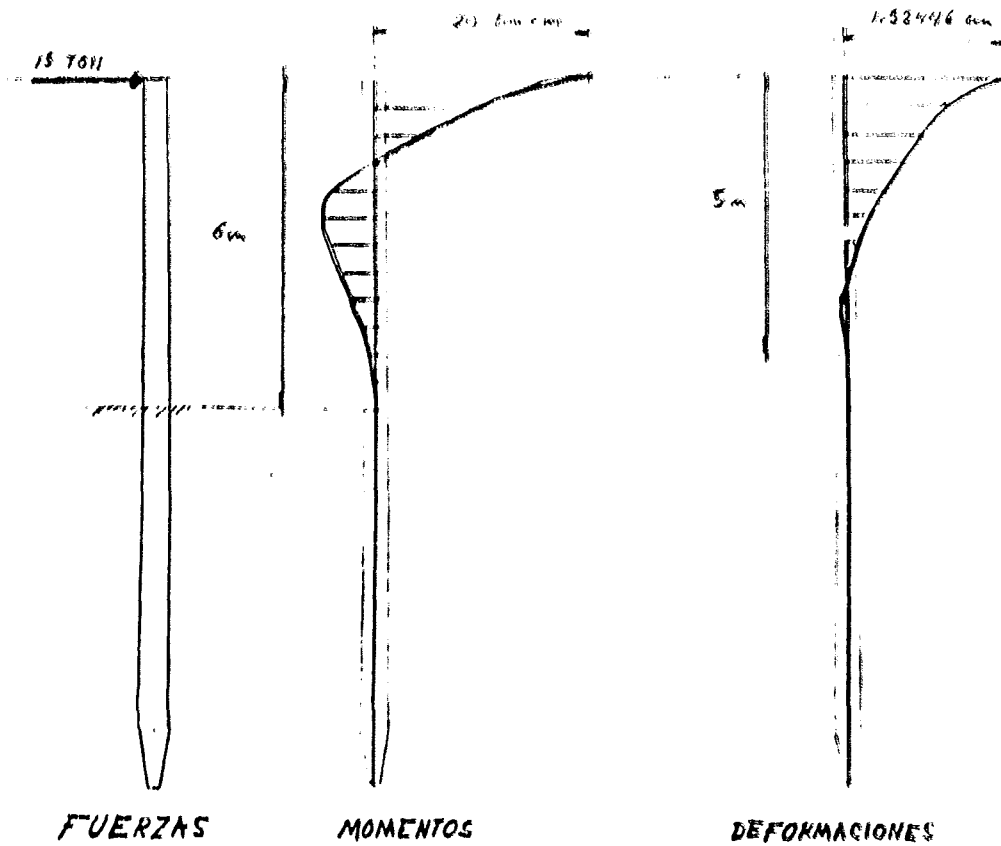
UNIVERSIDAD  
ANAHUAC

TESIS PROFESIONAL  
INGENIERIA CIVIL

TITULO  
Corrida de  
Programa

FIGURA No

26



UNIVERSIDAD  
ANAHUAC

TESIS PROFESIONAL.  
INGENIERIA CIVIL

TITULO  
Diseño de  
Puentes, Momentos  
y Deformaciones

FIGURA No

27

D) DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION:

---

Diseñamos estructuralmente el pilote y proponemos un armado verificando su resistencia tanto por carga axial, como por momento, siendo el cálculo del pilote como columna corta en la cual se desprecian los efectos de esbeltez y posteriormente se hace el cálculo por flexión que se obtiene de los momentos flexionantes ocasionados por el transporte e izado. Tanto para el diseño como columna corta como por flexión, se utilizaran las NTC (normas técnicas complementarias) del reglamento auxiliandose de las gráficas para columnas que se muestran en la figura (28).

Proponemos un armado y verificamos que este soporte las cargas a que está sometido, en este caso se utilizarán 16 varillas de 5/8" fig (29) que tienen un área de acero:

$$A_s = 16(1.98) = 31.68 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{4A_s}{\pi D^2} = \frac{4(31.68)}{\pi (60)^2} = .016$$

$$d/D = 44/50 = .88 \text{ se utilizará la gráfica de } .85$$

$$f''c = 1.05 - .8(350)/1250 = (.8)(350) = 231 \text{ kg/cm}^2$$

$$q = p f_y / f''c = .016 (4200) / 231 = .29$$

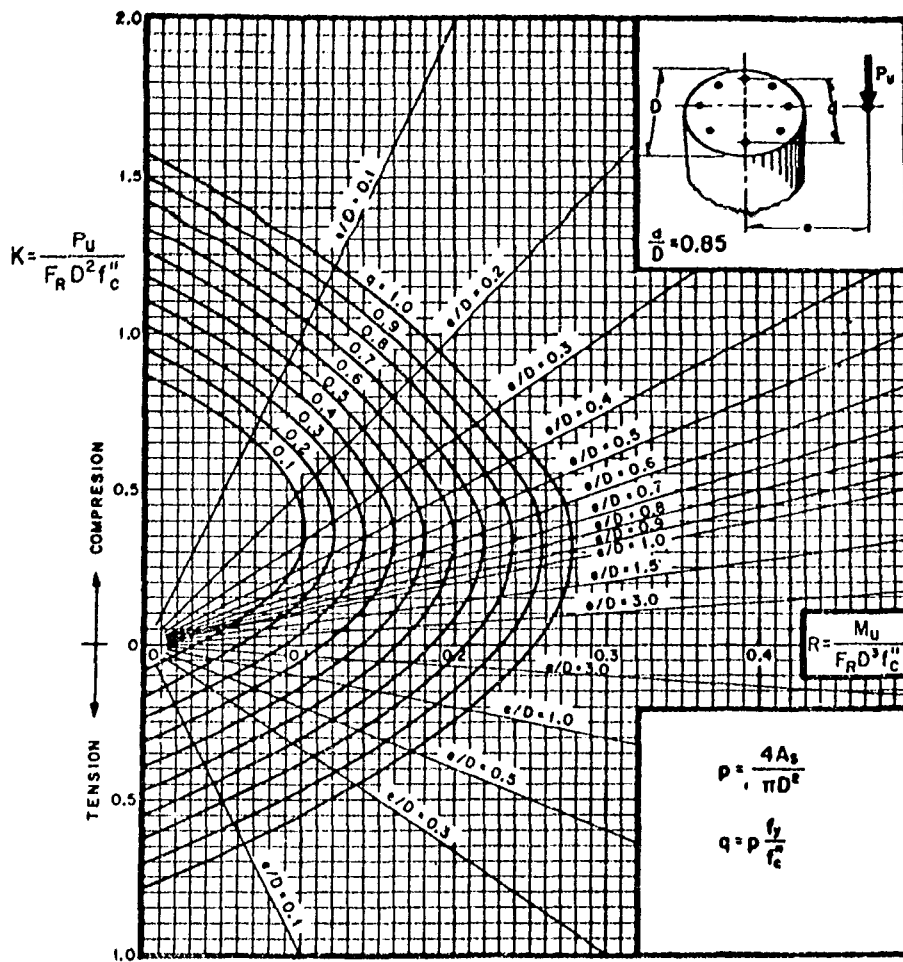
$$K = P_u / FRD f''c = (40000)(1.4) / (.8)(50)(231) = .12$$

$$\text{De la gráfica entrando con los valores anteriores: } R = .12$$

$$M_u = RFRD f''c = .12(.8)(50)(231) = 27.72 \text{ ton.m}$$

$$M = 27.72 / 1.4 = 19.8 \text{ ton.m}$$

Se obtiene el resultado de que puede estar sometido el



$A_s$  = Area total de refuerzo

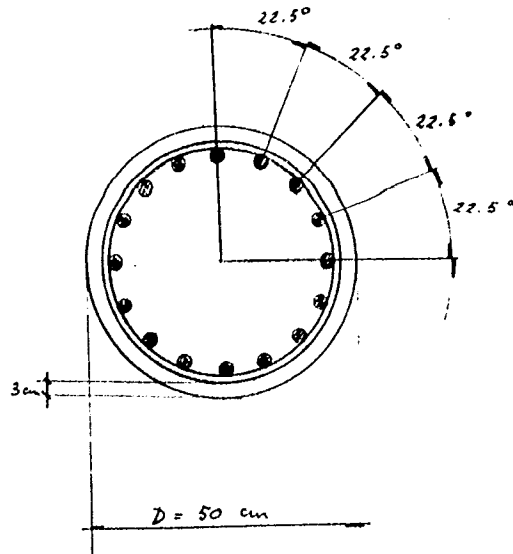
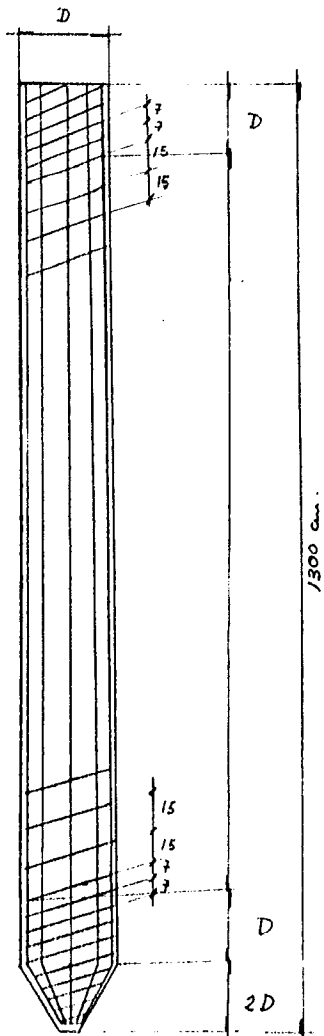
$M_u$  = Momento flexionante de diseo

$P_u$  = Carga axial de diseo

$f_c'' = 0.85 f_c'$ ; si  $f_c' \leq 250 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c'}{1250}) f_c'$ ; si  $f_c' > 250 \text{ kg/cm}^2$

FIGURA No

28



○ --- 16  $\phi$  5/8" a 22.5°

ZUNCHO DE 3/8"  
CON PASO DE 7cm y 15cm.

CONCRETO  $f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

ACERO  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$



UNIVERSIDAD  
ANAHUAC

TESIS PROFESIONAL  
INGENIERIA CIVIL

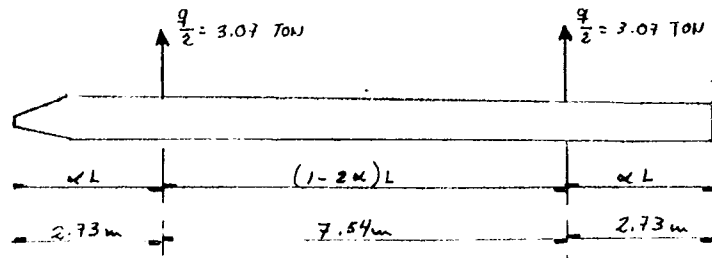
TITULO:

Armado del pilote

FIGURA No

29

MOMENTOS FLEXIONANTES DEBIDOS AL  
TRANSPORTE E IZADO



$$q = \left[ \frac{(25)^2 \pi 13}{2.4} \right] 2.4 = 6.13 \text{ TON}$$

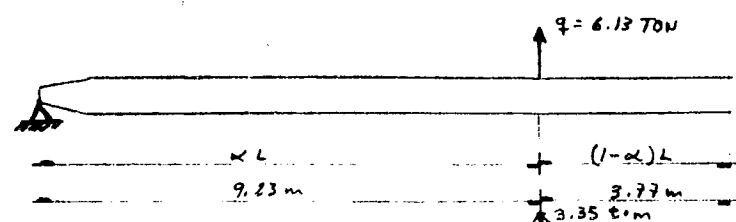
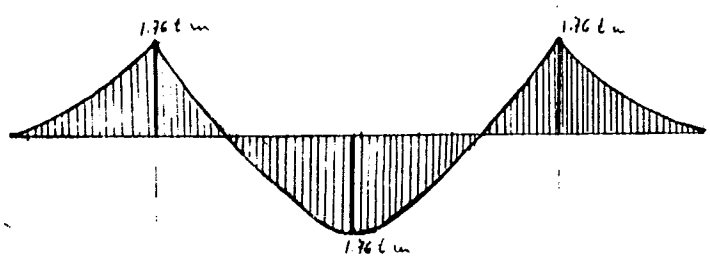
$$\alpha = 0.21$$

$$L = 13 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \left( \frac{qL}{2} \right) \alpha^2$$

$$M_{\max} = 6.13 (6.5) (0.21)^2$$

$$M_{\max} = 1.76 \text{ T} \cdot \text{m}$$



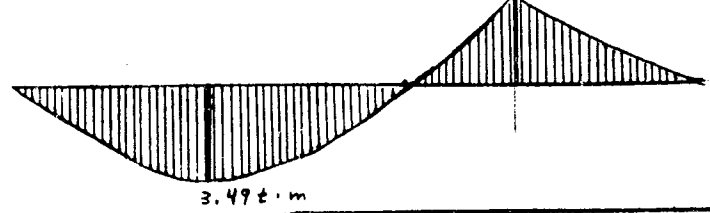
$$\alpha = 0.71$$

$$M_{\max(1)} = \frac{qL}{2} (1 - \alpha)^2$$

$$M_{\max(1)} = 3.35 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$M_{\max(2)} = \frac{qL}{2} \left( 1 - \frac{1}{2\alpha} \right)^2$$

$$M_{\max(2)} = 3.49$$



UNIVERSIDAD ANAHUAC

TESIS PROFESIONAL INGENIERIA CIVIL

TITULO:  
Momentos flexionantes debidos al transporte e izado

FIGURA No

30

$$C_{ou} \quad C = 8.9 \text{ cm}$$

$$a = .85(8.9) = 7.5 \text{ cm}$$

$$f'_c = 231 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_1 = 28.13 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 65.63 \text{ cm}^2$$

$$A_3 = 83.75 \text{ cm}^2$$

$$A_4 = 97.50 \text{ cm}^2$$

$$C_1 = 28.13(231) = 6498 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = 65.63(231) = 15160 \text{ Kg.}$$

$$C_3 = 83.75(231) = 19246 \text{ Kg.}$$

$$41,004 \text{ Kg.}$$

$$A_s = 5(1.98) = 9.90 \text{ cm}^2$$

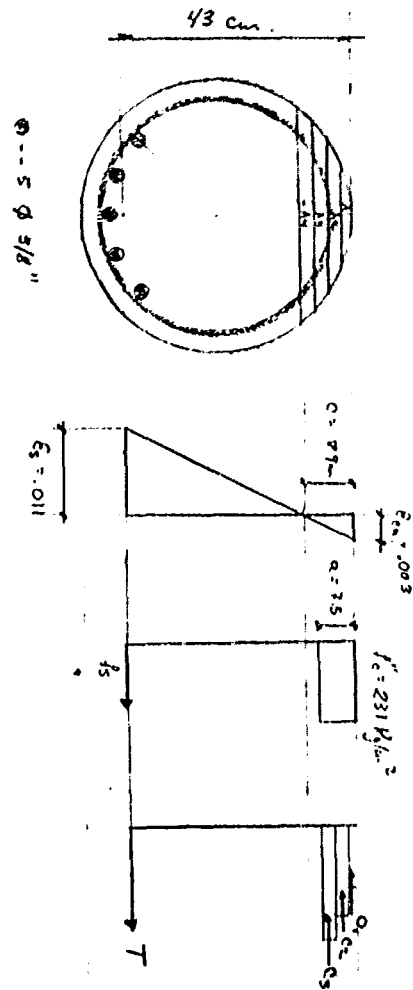
$$e_s = \frac{0.003(43 - 8.9)}{8.9} = .011 > e_y$$

$$T = A_s f_y = 9.90(4200) = 41580 \text{ Kg}$$

$$M = 6498(.4175) + 15160(.3925) + 19246(.3675)$$

$$M = 15.77 \text{ t.m} > 3.49 \text{ t.m}$$

REQUERIDOS POR FLEXION  
PARA TRANSPORTE  $\bar{E}$   
IBADO.



UNIVERSIDAD  
ANAHUAC

TESIS PROFESIONAL  
INGENIERIA CIVIL

TITULO:  
Momento resistente  
por flexión

FIGURA No

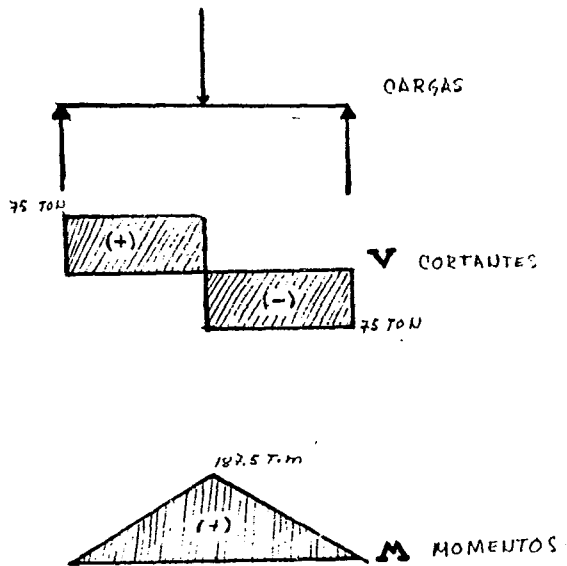
31



pilote a un momento de 19.8 ton.m con una carga axial de 40 toneladas.

Se calculan los momentos flexionantes debidos al transporte e izado del pilote mostrados en la figura (30) y (31) donde se encuentra que el armado propuesto es suficiente.

Por último se diseña estructuralmente la zapata de cimentación obteniéndose fuerzas cortantes, momentos flexionantes y en base a esto se propone el armado que debe de llevar, todo esto se muestra en las figuras (32) y (33), además se incluye un detalle de armado que es la unión entre los pilotes y la zapata de cimentación fig (34).



UNIVERSIDAD  
ANAHUAC

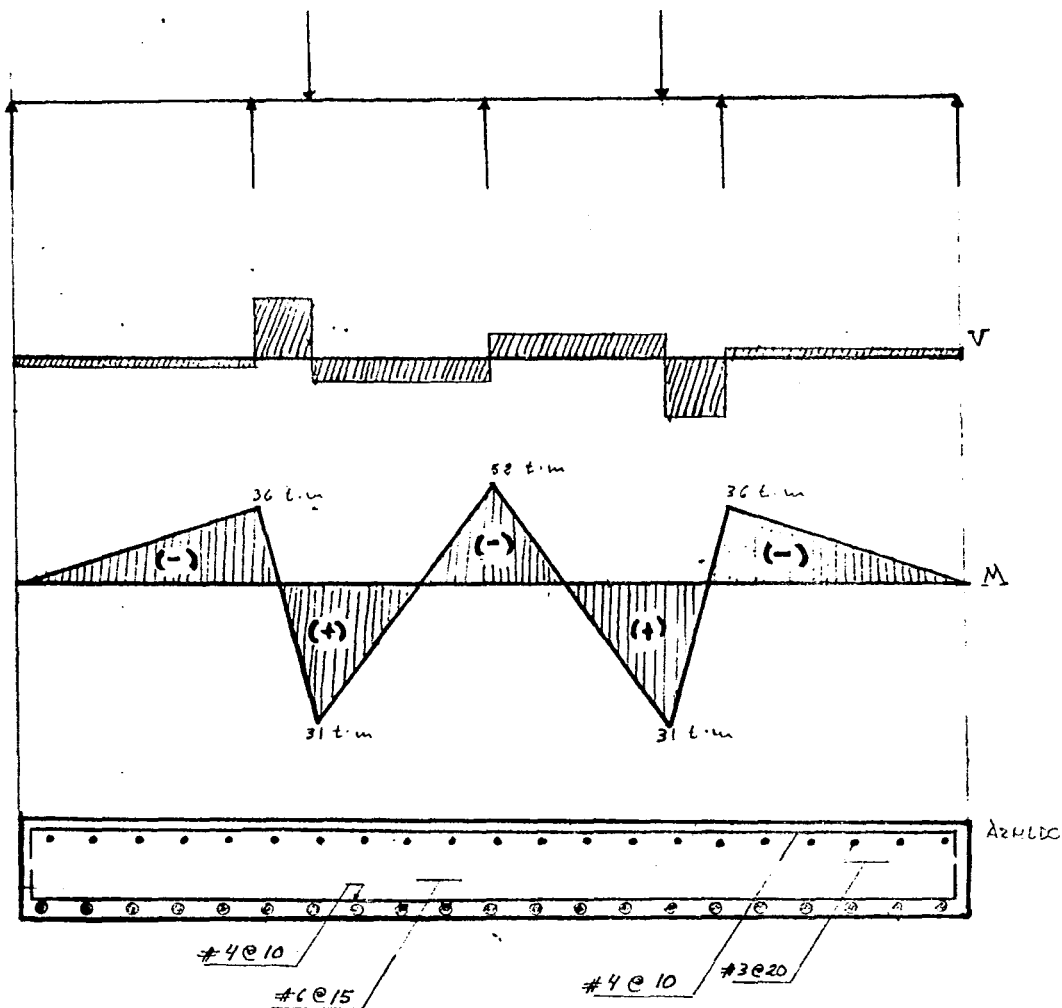
TESIS PROFESIONAL  
INGENIERIA CIVIL

TITULO:

Diagramas de  
cargas, cortantes  
y momentos  
(transversal)

FIGURA No

32



UNIVERSIDAD ANAHUAC

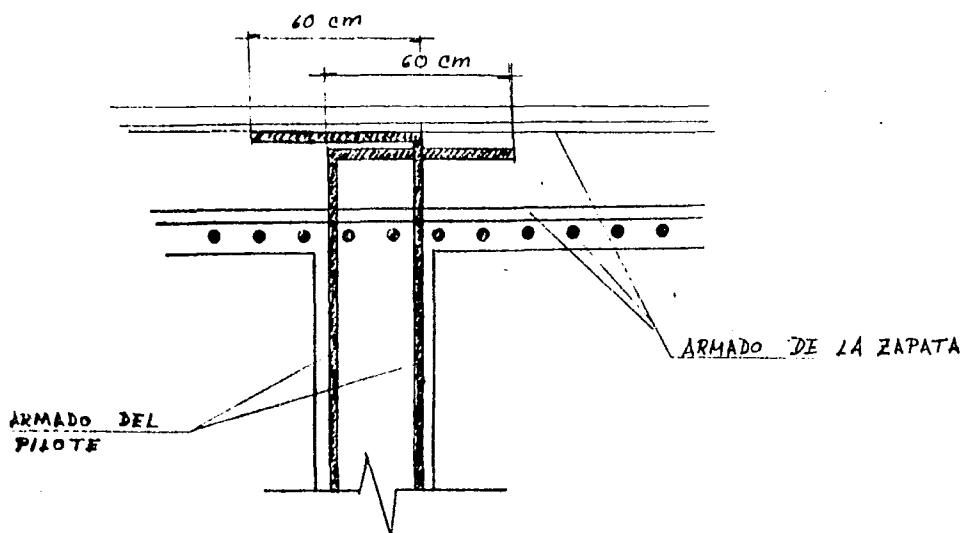
TESIS PROFESIONAL INGENIERIA CIVIL

TITULO:

Diagramas de carga cortante y momento (longitudinal) Armado

FIGURA No

33



UNIVERSIDAD  
ANAHUAC

TESIS PROFESIONAL  
INGENIERIA CIVIL

TITULO:  
Detalle de armado  
de la unión del  
pilote con la  
zapata

FIGURA No

34

**CAPITULO X**

**CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

#### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

-----

A pesar de la cantidad de teorías y cálculos que se tienen que efectuar para obtener capacidades de carga y otras propiedades del suelo, se tiene una gran incertidumbre de la exactitud obtenida ya que el suelo es un elemento sumamente heterogeneo y que puede variar muchísimo en tan solo unos cuantos centímetros, de ahí la importancia de las pruebas de sondeo, sin embargo resultaría antieconómico hacer sondeos con muy poca separación uno de otro.

En esta investigación se habló mucho de la prueba de Penetración Estandar que es la mas utilizada en nuestro país, aunque hoy en día existen numerosas pruebas que se van perfeccionando con la finalidad de obtener datos mucho mas exactos, como sería el caso de la prueba a base de métodos con resistencias eléctricas, sin embargo estas últimas nos dejan sin la oportunidad de tener la muestra del suelo y poder ver sus características.

Las arenas resultan ser un material que variara mucho sus características dependiendo si estas están sueltas o densas, abajo o arriba del nivel de aguas freáticas pudiéndose presentar el caso de licuación de arenas, que en este trabajo no se trató ya que siendo este tan especial que sería tema de varios trabajos por si solo, sin embargo se mencionó y se vio de que manera podía afectar dentro de los límites correspondientes a esta investigación.

Para casos en que la incertidumbre sea considerable es recomendable efectuar pruebas de carga en campo a escala natural, lo que nos arrojará los resultados mas exactos que cualquier teoría, sin embargo el precio de esto es muy

elevado, por lo cual se puede aprovechar que esos pilotes para pruebas de carga sean utilizados posteriormente para la cimentación.

También se puede comprobar los resultados de los cálculos obtenidos teniendo un registro adecuado a la hora del hincado de los pilotes y comparar estos datos con los resultados de los cálculos debidos a las teorías expuestas en este trabajo.

El hecho de que nuestro país México, sea altamente sísmico nos tiene que llevar a la investigación mucho más a fondo acerca de estas cargas accidentales sobre los diversos elementos estructurales como son los pilotes, la manera de cuantificar estas acciones y la forma en que responde el modelo estructural a estas, para ello es necesario respaldar las numerosas teorías acerca del tema con experimentos y pruebas de carga, debido al alto costo de esto es muy difícil tener datos estadísticos que representen un campo tal que nos den la certidumbre necesaria.

Por último es importante destacar que la Mecánica de Suelos y sobre todo el área que se dedica a cimentaciones profundas todavía tiene un grandísimo campo por explotar y estudiar lo que nos llevará al resultado de tener cimentaciones mucho más seguras y económicas.

**CAPITULO XI**

**BIBLIOGRAFIA**



No REFERENCIA	TITULO
11.1	Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal
11.2	Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal
11.3	Gráficas para el diseño plástico de columnas de concreto reforzado "Instituto de Ingeniería U.N.A.M."
11.4	Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes "Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (1983)"
11.5	Soil mechanics in Engineering practice "Terzaghi, Peck (1968)"
11.6	Foundation Engineering Handbook "Winterkorn, H.F., y Fang (1975)"
11.7	Pile foundations analysis and design "Poulos, H.G. and Davis (1980)"
11.8	Ingeniería de cimentaciones "Peck, Hanson, Thornburn"
11.9	Manual de diseño de obras civiles, Geotécnia, fascículo B.2.4 cimentaciones en suelos. "Comisión Federal de Electricidad"

- 11.10 Mecánica de suelos tomo 1 y 2  
"Badillo y Rico"
- 11.11 Discussion on piles and pile  
foundations (1953)  
Skempton A.W.
- 11.12 Fundamentals of soil mechanics (1948)  
Taylor D.W.
- 11.13 Foundation design and practice (1959)  
Thornley, J.H.
- 11.14 Reglamento de las construcciones del  
concreto reforzado ACI-318 (1963)
- 11.15 Abacos, fórmulas y criterios para el  
cálculo de columnas de edificios de  
concreto armado  
Marin J., boletin IMME (1978)