



UNIVERSIDAD
DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL
PIRHUA

Guía para el diseño de pilotes

Rodrigo Fabián Urbina Palacios

Piura, 20 de Febrero de 2004

FACULTAD DE INGENIERÍA

Departamento de Ingeniería Civil

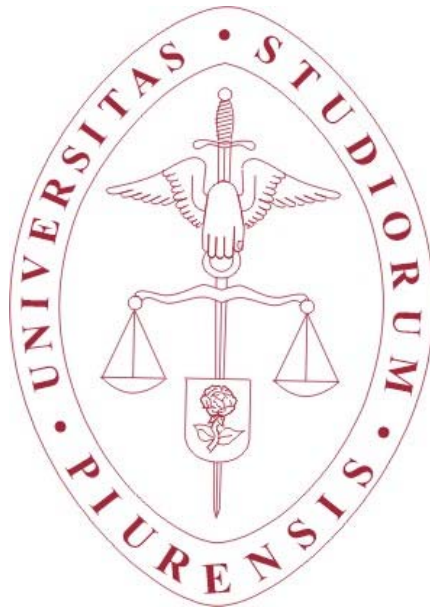


Esta obra está bajo una [licencia](#)
[Creative Commons Atribución-](#)
[NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](#)

Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura

U N I V E R S I D A D D E P I U R A

FACULTAD DE INGENIERIA



“Guía para el diseño de pilotes”

**Tesis para optar por el Título de
Ingeniero Civil**

Rodrigo Fabián Urbina Palacios

Asesor: Ing. M. Antonio Ramírez V.

Piura, Diciembre 2003

PRÓLOGO

En nuestro medio, las cimentaciones profundas (pilas, cajones, etc) se suelen reservar para situaciones muy especiales (puentes, grandes edificios, muelles etc.); no es común por lo tanto el uso de pilotes para otras aplicaciones menores. La razón de esto suele ser en primer lugar el factor económico, pues es normal pensar en grandes equipos e infraestructura y por consiguiente gran inversiones importantes; en segundo lugar los métodos de cálculo tanto geotécnico como estructural han sido y siguen siendo blanco de incertidumbres y la bibliografía existente está basada generalmente en libros de Geotecnia. Los libros de estructuras tocan muy superficialmente el tema, esta tesis intenta recoger información para el diseño tanto geotécnico como estructural debido a la carencia antes mencionada

Esto ha llevado a que la mayoría de ingenieros no estén familiarizados con el diseño de los mismos, mucho menos con las consideraciones geotécnicas y estructurales que se deben tener en cuenta al momento del diseño. Lo normal es encontrar diseños típicos que se repiten una y otra vez, dejando de lado la ciencia que conlleva a una optimización y diseño eficiente de los pilotes.

Por lo tanto la modelación estructural y la aplicación de programas de cómputo especializados requiere tener claros los conceptos básicos para poder determinar los parámetros de ingreso.

Esta tesis intenta recoger y mostrar de manera sencilla el proceso de diseño y modelación para los diferentes tipos de pilotes, utilizando el cálculo manual y la aplicación concreta en tres programas de cálculo (SAP 2000, SISMICAD, ALL PILE), de manera que el usuario final de este documento tenga facilidades para guiarse en el proceso de diseño.

Vale la pena advertir que el proceso constructivo no siempre está ligado al uso de grandes equipos e infraestructura; existen procesos constructivos simples y económicos que se han implementado con éxito en el Perú recientemente, demostrando que sólo es cuestión de pensar un poco en los medios disponibles adaptándose a la infraestructura existente. Es entonces necesario dejar los paradigmas tradicionales acerca de las dificultades y los costos de las soluciones con pilotes que suelen ser muchas veces la alternativa mas eficiente.

Agradezco de manera muy especial a mi asesor el Ing. Manuel Antonio Ramírez Vargas, quien de manera diligente y paciente ha sabido orientarme en la elaboración de la tesis, a los profesores del departamento de Ingeniería Civil, al personal del laboratorio de suelos, a mis padres y hermanos por su apoyo, a mis amigos y muy cordialmente a la Universidad de Piura gestora y responsable de mi formación académica y profesional.

UNIVERSIDAD DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

“URBINA PALACIOS, Rodrigo Fabián”

“Guía experta para el diseño de pilotes”

Año 2003, 96 páginas (1 tomo), 1 anexo.

Asesor: Ing. M. Antonio Ramírez V.

En la presente tesis, la justificación, los objetivos, el marco teórico referencial y la metodología está estructurada en seis capítulos. El objetivo principal es: Presentar una guía experta de diseño de pilotes, de fácil interpretación y aplicación.

Para alcanzar el objetivo hace falta identificar los problemas existentes en el diseño habitual de pilotes: incertidumbre en el comportamiento de ellos y bibliografía que no es fácil de encontrar.

El tesista propone una guía ordenada donde se ha recogido una cantidad de información detallada, fórmulas de fácil aplicación, tablas y gráficas, asimismo se muestran diversas aplicaciones prácticas y modelaciones en programas especializados para tres tipos de pilotes con los materiales más utilizados, ofreciendo así una gama de opciones al diseñador.

RESUMEN

Nuestro objetivo principal es: Presentar una guía para el diseño de pilotes de fácil interpretación y aplicación.

Alcanzar el objetivo lleva a identificar los problemas habituales en el diseño de pilotes como son: incertidumbre en el comportamiento de los pilotes y bibliografía difícil de encontrar.

La guía se sustenta en los conceptos geotécnicos y estructurales básicos, implementados con una cantidad de información, recogida de diferentes autores expertos. También se presentan diferentes aplicaciones concretas y modelaciones en programas de cómputo especializados.

Es importante advertir que los resultados obtenidos de los programas de cómputo, dependerán de los datos ingresados, los cuales se deben elegir con mucho cuidado y con adecuado criterio.

INTRODUCCIÓN

Dado que existe mucha incertidumbre aún sobre el comportamiento de los pilotes y la bibliografía especializada es escasa, se ha visto necesario investigar, recoger y ordenar la información dispersa en diferentes documentos para elaborar una tesis que sirva de referencia al profesional ligado al diseño los mismos.

Es en este contexto que la tesis lleva como título "Guía para el diseño de pilotes" pretendiendo contribuir de manera simple y funcional a su diseño.

No obstante cabe advertir que en nuestro medio los factores de seguridad en el diseño, serán siempre elevados, debido a la incipiente tecnología y escasez de los equipos necesarios para ensayar el suelo. Debe entenderse entonces que el sustento de dichos factores radica en que los datos geotécnicos, generalmente recogidos de tablas o hallados por correlaciones, tienen alta variabilidad.

Pero esta afirmación no debe ser un obstáculo en el proceso de diseño, pues con adecuado criterio y tomando las precauciones necesarias se puede llegar a diseños eficientes y confiables, entendiendo por supuesto que el éxito de un diseño dependerá de la seriedad con que se efectúen los ensayos previos y del criterio profesional al momento de elegir los parámetros de ingreso en los programas especializados

La tesis consta de seis capítulos:

Primero tiene como tema la descripción los tipos de pilotes existentes, señalando la clasificación de los mismos tanto en función del material como por el proceso constructivo.

En el segundo capítulo se mencionan las consideraciones geotécnicas necesarias para el diseño de los pilotes, se recogen una serie de fórmulas mas corrientes, tablas y gráficos necesarios en dicho proceso.

En el tercer capítulo se hace una introducción a la modelación estructural, mostrando una serie de correlaciones a partir de ensayos y datos comunes con el fin de determinar el coeficiente de balasto, parámetro indispensable en la modelación.

En el cuarto se detalla el diseño estructural propiamente, se mencionan las consideraciones a tener en cuenta en cada tipo de pilote, asimismo las verificaciones necesarias.

En el quinto capítulo se presentan tres aplicaciones para suelos diversos, donde se ha seguido un formato ordenado de diseño, asimismo cada aplicación es modelada en tres programas de cálculo diferentes que muestran al lector varias posibilidades de modelación.

El último capítulo está dedicado a las conclusiones y recomendaciones del presente estudio.

Con la presente tesis se espera haber contribuido al seguimiento de los procesos de diseño en primer lugar para alumnos del DIC de la UDEP, mostrando las diferentes alternativas de cálculo y la utilización de tecnología adecuada y de fácil aplicación.

CAPÍTULO I

TIPOS DE PILOTES

En este capítulo clasificamos brevemente los tipos de pilotes según el material y el proceso constructivo asimismo se enuncian las posibles ventajas y desventajas de los mismos.

1.1 Condiciones del suelo que requiere la cimentación profunda

Las cimentaciones por pilotaje se utilizan cuando sucede alguna de las siguientes condiciones:

- El estrato o estratos superiores del suelo son altamente compresibles y demasiado débiles para soportar la carga transmitida por la superestructura.
- Se quieren reducir o limitar los asientos del edificio.
- Existe peligro inminente de licuación de suelos, es decir, presencia de arenas sueltas y nivel freático alto.
- Presencia de suelos colapsables.
- La permeabilidad u otras condiciones del terreno impiden la ejecución de cimentaciones superficiales.
- Las cargas son muy fuertes y concentradas.
- Hay presencia de suelos expansivos, las cimentaciones con pilotes se consideran como una alternativa cuando éstos se extienden más allá de la zona activa de expansión y contracción.
- Las cimentaciones de algunas estructuras están sometidas a fuerzas de levantamiento.
- Hay presencia de fuerzas horizontales, las cimentaciones con pilotes resisten por flexión mientras soportan aún la carga vertical transmitida por la superestructura.
- Se quiere evitar los daños que puede sufrir una futura excavación a la cimentación de una edificación adyacente; en este caso el pilote lleva la carga de la cimentación debajo del nivel de excavación esperado.
- Se desea proteger estructuras marinas como muelles, atracaderos contra impactos de barcos u objetos flotantes.

1.2 Clasificación de pilotes

1.2 .1 Según el material

1.2.1.1 Pilotes de acero

Los ***pilotes de acero*** son generalmente a base de tubos o de perfiles H laminados. Los pilotes de tubo se hincan en el terreno con sus extremos abiertos o cerrados. Las vigas de acero de patín ancho y de sección I también se usan; sin embargo se prefieren los perfiles H porque los espesores de sus almas y patines son iguales.

Debido a su alta resistencia y ductilidad, los pilotes de acero pueden hincarse en suelos duros y soportar grandes cargas. También su resistencia en tracción es más alta que cualquier otro tipo de pilote, por ello, son esencialmente apropiados para aplicaciones con grandes cargas de tracción.

Los pilotes de acero son sencillos de unir, por consiguiente, constituyen una buena opción cuando la longitud requerida es mayor que 18m. El constructor simplemente hince la primera sección, luego suelda con la siguiente sección y continúa hincando. Existen ciertos empalmes especiales de acero que agilizan esta operación.

Los pilotes de acero tienen la desventaja de que son costosos y ruidosos cuando se hincan. En ciertos medios, pueden estar sujetos a corrosión.

1.2.1.2 Pilotes de concreto

Los ***pilotes de concreto*** son elementos de concreto reforzado prefabricado o vaciados in situ. Usualmente tienen una sección transversal cuadrada u octogonal y soportan cargas axiales de trabajo de 450 a 3500 KN.

Actualmente los pilotes pretensados son una buena alternativa, éstos tienen mayor resistencia en flexión y son consecuentemente menos susceptibles a dañarse durante su manipuleo e hincado. Usualmente, el pretensado es una mejor opción que el postensado porque permite el corte de los pilotes, si fuera necesario, sin afectar la fuerza del pretensado.

Los pilotes de concreto no toleran condiciones difíciles de hincado como los de acero, y tienen una mayor probabilidad de dañarse. Sin embargo, los pilotes de concreto son muy populares porque son más baratos que los pilotes de acero y su capacidad de carga es importante.

1.2.1.3 Pilotes de madera

Los ***pilotes de madera*** son troncos de árboles cuyas ramas y corteza fueron cuidadosamente recortadas. La longitud máxima de la mayoría de pilotes de madera es de entre 10 y 20 m. Para calificar como pilote, la madera debe ser recta, sana y sin defectos. *El Manual of practice, N°. 17 de la American Society of Civil Engineers* lo divide en tres clases:

- Pilotes clase A que soportan cargas pesadas. El diámetro mínimo del fuste debe ser de (356 mm).
- Pilotes clase B que se usan para tomar cargas medias. El diámetro mínimo del fuste debe ser de entre (305 – 330 mm).
- Pilotes clase C que se usan en trabajos provisionales de construcción. Estos se usan permanentemente para estructuras cuando todo el pilote está debajo del nivel freático. El diámetro mínimo del fuste debe ser de 305 mm.

Los pilotes de madera no resisten altos esfuerzos al hincarse; por lo tanto, su capacidad se limita a aproximadamente 25 – 30 ton. Se deben usar elementos de acero para evitar daños en la punta del pilote. La parte superior de los pilotes de madera también podría dañarse al ser hincados, para evitarlo se usa una banda metálica o un capuchón o cabezal.

Los pilotes de madera permanecerán indefinidamente sin daño si están rodeados de suelo saturado. Sin embargo, en un ambiente marino, están sometidos al ataque de varios organismos y pueden ser dañados considerablemente en pocos meses. Cuando se localizan arriba del nivel freático, los pilotes son atacados por insectos. Su vida se incrementará tratándolos con preservadores como la creosota.

1.2.1.4 Pilotes compuestos

Las porciones superior e inferior de *los pilotes compuestos* están hechos de diferentes materiales, por ejemplo; se fabrican de acero y concreto o de madera y concreto. Los pilotes de acero y concreto consisten en una porción inferior de acero y en una porción superior de concreto colado en el lugar. Este tipo es el usado cuando la longitud del pilote requerido para un apoyo adecuado, excede la capacidad de los pilotes simples de concreto colados en el lugar. Los de madera y concreto consisten en una porción inferior de pilote de madera debajo del nivel permanente de agua y en una porción superior de concreto. En cualquier caso, la formación de juntas apropiadas entre dos materiales es difícil y por eso, los pilotes compuestos no son muy usados.

Existen también los pilotes compuestos de acero y plástico, consisten en un corazón tubular de acero rodeado por una cubierta de plástico. La cubierta de plástico está conformada por material reciclado. Este tipo de pilote ha sido usado exitosamente en aplicaciones en contacto con el agua, donde su resistencia a la acción de organismos marinos, putrefacción y abrasión, además de su mayor resistencia, los convierte en pilotes superiores que los de madera. Aunque el costo de los materiales de estos pilotes es mayor, su largo período de vida útil y buen estado de conservación los convierte en una alternativa más atractiva que los pilotes de madera.

1.2.2 Según el sistema de construcción

Según el sistema de construcción, los pilotes pueden ser:

1.2.2.1 Pilotes hincados

Consisten en unidades prefabricadas, usualmente de madera, concreto o acero, hincados hacia el suelo mediante martillos a vapor, neumáticos, diesel, o vibratorios. Ver anexo 01.

1.2.2.2 Pilotes hincados y vaciados in situ

Formados hincando un tubo con una orilla cerrada hacia el suelo y llenando el tubo con concreto. El tubo, llamado también camiseta, puede ser o no removido.

1.2.2.3 Pilotes de gato

Unidades de acero o concreto hincadas en el suelo mediante gato hidráulico usados generalmente para, refuerzo y recalce de edificios y estructuras y obras de diferente naturaleza, en las que las soluciones convencionales resultan de difícil o imposible aplicación. Permiten trabajar en lugares angostos o de baja altura y en proximidad de instalaciones en funcionamiento, evitándose la interrupción de actividades industriales, desalojo de vecinos o cualesquiera otras perturbaciones que, con los procedimientos convencionales, resultan frecuentemente inevitables.

1.2.2.4 Pilotes perforados y vaciados in situ

Son pilotes formados perforando un orificio en el suelo y llenándolo con concreto. Ver anexo 02

1.2.2.5 Pilotes mixtos

Combinaciones de dos o más de los tipos anteriores, o combinaciones de diferentes materiales en el mismo tipo de pilote.

Los primeros tres tipos de pilotes son llamados a veces **pilotes de desplazamiento**, ya que el suelo es desplazado al tiempo que se hunde el pilote en él. En todas las formas de pilotes perforados, y en algunas de pilotes compuestos, se remueve primero el suelo perforando un orificio en el cual se coloca el concreto o los diversos tipos de concreto precolado u otras unidades apropiadas. Esta diferencia básica entre el desplazamiento y el no desplazamiento requiere de un seguimiento diferente para los problemas en el cálculo de la capacidad de soporte, por tanto, los dos tipos serán tratados en forma separada.

1.2.2.6 Cajones de cimentación (Caissons)

Estructuras que se hunden a través del suelo o del agua con el propósito de excavar y colocar la cimentación a la profundidad prescrita y que subsecuentemente viene a ser una parte integral de trabajo permanente.

Cajón de excavación cerrado: Es un cajón que es cerrado en el fondo pero abierto a la atmósfera en su extremo superior.

Cajón de excavación abierto: Es un cajón abierto por ambos lados, tanto en el fondo como en su extremo superior.

Cajón de excavación neumático: Cajón con una cámara de trabajo en la que el aire se mantiene sobre la presión atmosférica para prevenir la entrada de agua a la excavación.

Monolítico: Cajón abierto de concreto denso y pesado o de construcción de mampostería, que contiene uno o más pozos para la excavación.

1.3 Consideraciones a tener en cuenta en la elección del tipo de pilote

1.3.1 Pilotes hincados

Ventajas

- El material del pilote puede ser inspeccionado antes de introducirlo en el suelo.
- Es estable en suelo exprimible.

- No se daña con el levantamiento del terreno ocasionado por el hundimiento de pilotes adyacentes.
- El procedimiento de construcción no se ve afectado por el agua subterránea.
- Pueden ser llevados fácilmente por encima del nivel del terreno, especialmente en estructuras marítimas.
- Pueden ser hundidos en longitudes muy largas.

Desventajas

- Se pueden romper durante hundimientos difíciles, o peor aún pueden sufrir daños mayores no visibles en condiciones difíciles de hundimiento.
- No son económicos si la cantidad de material en el pilote depende de los esfuerzos de manejo y hundimiento más que de los esfuerzos de la carga permanente.
- El ruido y la vibración durante el hundimiento pueden causar molestias o daños.
- El desplazamiento de suelo durante el hundimiento de pilotes en grupo puede dañar estructuras adyacentes o causar levantamiento de pilotes adyacentes al levantar el suelo.
- No pueden ser hundidos en diámetros muy grandes.
- No se pueden hundir en condiciones de poco espacio.

1.3.2 Pilotes hincados y vaciados in situ

Ventajas

- La longitud se puede ajustar fácilmente hasta alcanzar niveles variables en el estrato de carga.
- El tubo se hunde con un extremo cerrado, evitando el paso del agua subterránea.
- Es posible formar una base agrandada en la mayoría de los tipos.
- El material del pilote no está determinado por los esfuerzos de manejo o hundimiento.
- El ruido y la vibración se pueden reducir en algunos tipos.

Desventajas

- Puede ocurrir un desgaste o estrechamiento en el suelo a menos que se tenga mucho cuidado al colar con concreto el cuerpo del pilote.
- El fuste de concreto se puede debilitar si hay un gran flujo de agua artesiana hacia el exterior de éste.
- El concreto no puede ser inspeccionado después de terminado.
- Existen limitaciones en la longitud de hundimiento en la mayoría de los tipos.
- El desplazamiento del concreto puede dañar el concreto de pilotes adyacentes o causar levantamiento de los mismos al levantar el suelo.
- El ruido, la vibración y el desplazamiento del suelo puede causar molestias o daños a estructuras adyacentes.
- No pueden ser utilizados en estructuras de ríos o mares sin adaptaciones especiales.
- No se pueden hundir en diámetros muy grandes.
- No se pueden hacer ampliaciones muy grandes en los extremos.
- No pueden ser hundidos en condiciones de poco espacio.

1.3.3 Pilotes perforados y vaciados in situ

Ventajas

- La longitud puede ser variada fácilmente para adaptarse a las diversas condiciones del suelo.
- El suelo removido durante la perforación puede ser inspeccionado, de ser necesario, se puede muestrear o realizar pruebas in situ.
- Se pueden instalar en diámetros muy grandes.
- Son posibles alargamientos de hasta dos o tres diámetros en arcillas.
- El material del pilote no depende de las condiciones de manejo o hundimiento.
- Se pueden instalar en grandes longitudes.
- Se pueden colocar sin ruido, ni vibración apreciables.
- Se pueden instalar en condiciones de poca altura libre.
- No existe el riesgo de levantamiento del suelo.

Desventajas

- Son susceptibles a desgaste o “estrechamiento” en tierra “exprimible”.
- El concreto no se instala en condiciones ideales y no puede ser inspeccionado luego.
- El agua bajo presión artesiana puede empujar el cuerpo del pilote lavando el cemento.
- No se pueden formar extremos alargados en materiales no cohesivos.
- No se pueden extender fácilmente sobre el nivel del suelo, especialmente en estructuras de ríos y mares.
- Los métodos de perforación pueden aflojar suelos arenosos o gravosos.
- En algunos casos se deberán emplear lodos bentoníticos para estabilizar el suelo.

CAPÍTULO II

CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS

Se debe tener mucho cuidado al momento de considerar los parámetros geotécnicos para el cálculo de las cimentaciones. La incertidumbre para la elección de los mismos obliga a conocer detalladamente el comportamiento de los suelos a fin de elegir correctamente dichos parámetros.

En este capítulo se detallan las formulas y correlaciones para el calculo de la eficiencia en grupo y la capacidad última de pilotes tanto hincados como perforados.

2.1 Elección del factor de seguridad

2.1.1 Factor de seguridad en pilotes hincados

Depende de la confiabilidad con la cual se determina la capacidad última del suelo y control que se efectúe en la instalación del pilote. Se recomienda un valor comprendido entre 2 y 3 si la confiabilidad es alta y un factor comprendido entre 3 y 5 si la confiabilidad es baja.

2.1.2 Factor de seguridad en pilotes excavados

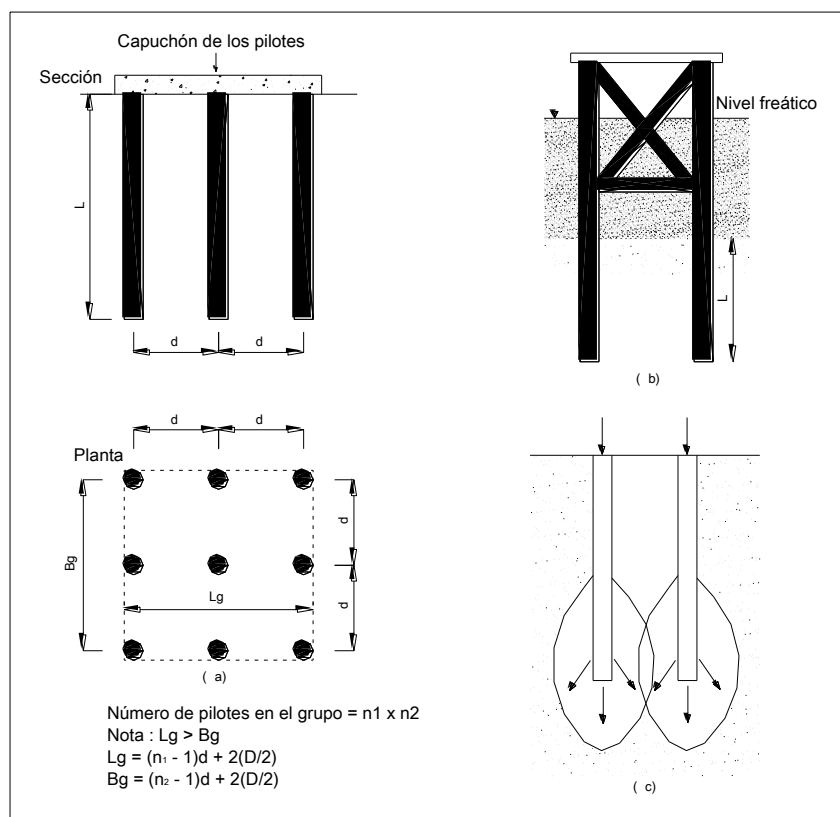


Fig 2.1 grupos de pilotes

La determinación de la capacidad de carga de grupos de pilotes es extremadamente complicada y no se ha resuelto aún plenamente. Cuando los pilotes se colocan cerca uno de otro, una suposición razonable es que los esfuerzos transmitidos por los pilotes al suelo se traslaparán fig 2.1(c), reduciendo la capacidad de carga de los pilotes. Idealmente, deberían espaciarse de manera que la capacidad de carga del grupo no fuese menor que la suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales. En la práctica, el espaciamiento, d , mínimo centro a centro es de $2.5D$ y en situaciones ordinarias, es aproximadamente de 3 a $3.5 D$.

La eficiencia de la capacidad de carga de un grupo de pilotes se define como:

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u} \quad \dots\dots 2.1$$

Donde: η = Eficiencia del grupo.
 $Q_{g(u)}$ = Capacidad última de carga del grupo de pilotes.
 Q_u = Capacidad última de carga de cada pilote sin el efecto del grupo.

a) Pilotes en arena

Generalmente la hincia de pilotes compacta el terreno y la resistencia del grupo es mayor que la suma de las resistencias de los pilotes aislados. El efecto es máximo con separación de unos 3.5 diámetros. Sin embargo se queda del lado de la seguridad tomando:

$$Q_{g(u)} = \sum Q_u \quad \dots\dots 2.2$$

En el caso de pilotes perforados disminuye algo la resistencia por el fuste y, sobre todo, en la punta por efecto de la superposición de tensiones.
 Puede tomarse

$$Q_{g(u)} = 0.8 \sum Q_u \quad (2d \leq s \leq 4d) \quad \dots\dots 2.3$$

Donde: s = Separación entre pilotes.

b) Pilotes en arcilla

El efecto en grupo o eficiencia es en este caso menor que la unidad, es decir:

$$Q_{g(u)} < \sum Q_u \quad \dots\dots 2.4$$

Si los pilotes están muy juntos ($s \leq 2d$) y el cabezal se apoya en el terreno, puede producirse la llamada “rotura en bloque” del conjunto como si fuera una zapata profunda, con eficiencias de 0.6 o menores.

Resulta conveniente, por tanto, separar los pilotes como mínimo $2.5 d$ en cuyo caso la eficiencia puede estimarse por diversas fórmulas empíricas entre las que tenemos:

- **Ecuación Converse – Labarre:**

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90nm} \right] \theta \quad \dots\dots 2.5$$

Donde: θ (grados) = $\arctan (D/d)$
 D = diámetro del pilote.
 d = separación entre pilotes.
 m = número de pilotes por fila.
 n = número de pilotes por columna.

- **Ecuación de Los Ángeles:**

$$\eta = 1 - \frac{\phi}{\pi} \left[\frac{m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2}(m-1)(n-1)}{mn} \right] \quad \dots\dots 2.6$$

Donde: ϕ = $\arctan d/2s$.

- **Ecuación Séller-Keeney:**

$$\eta = \left\{ 1 - \left[\frac{11d}{7(d^2 - 1)} \right] \left[\frac{n+m-2}{n+m-1} \right] \right\} + \frac{0.3}{n+m} \quad \dots\dots 2.7$$

Donde: d = Está en pies.

Feld (1943) sugirió un método para determinar la capacidad de carga de pilotes individuales (de fricción) en un grupo hincados en arena. De acuerdo con esto, la capacidad última de un pilote se reduce en 1/16 por cada diagonal adyacente o fila de pilotes.

El procedimiento se explica con referencia a la (figura 2.2) que muestra la planta de un grupo de pilotes B, hay cinco adyacentes y para el tipo C, hay tres adyacentes. Ahora se prepara la tabla 2.1:

Tabla 2.1

Tipo de pilote	Nº de pilotes	Nº de pilotes adyacentes	Factor de reducción para cada pilote	Capacidad última
A	1	8	1 – 8/16	0.5 Q_u
B	4	5	1 – 5/16	2.75 Q_u
C	4	3	1 – 3/16	3.25 Q_u
				$\Sigma 6.5Q_u = Q_{g(u)}$

Por consiguiente:

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u} = \frac{6.5Q_u}{9Q_u} = 72\% \quad \dots\dots 2.8$$

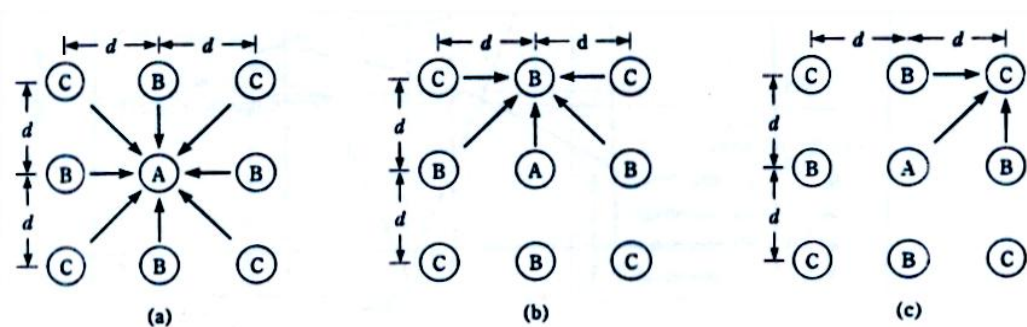


Fig. 2.2 Método de Feld para estimar la capacidad de un grupo de pilotes de fricción

c) Pilotes en roca

Para pilotes de carga de punta apoyados sobre roca, la mayoría de los reglamentos de construcción especifican que $Q_{g(u)} = \sum Q_u$, siempre que el espaciamiento mínimo centro a centro de pilotes sea $D + 300$ mm. Para pilotes H o con sección transversal cuadrada, la magnitud de D es igual a la dimensión diagonal de la sección transversal del pilote.

2.3 Capacidad de soporte en pilotes hincados

2.3.1 Pilotes hincados sobre suelos no cohesivos

• Método basado en la prueba de penetración estándar

La base del método “estático” o de mecánica de suelos para calcular la capacidad de carga final de un pilote es que, la capacidad de carga final es igual a la suma de la resistencia última de la base del pilote y la fricción superficial final a lo largo del cuerpo del pilote enterrado. Esto se expresa con la ecuación:

$$Q_u = Q_b + Q_s \quad \dots\dots 2.9$$

Donde: Q_b = Resistencia de la base.
 Q_s = Resistencia lateral del pilote.

Al conocer el ángulo de resistencia al cortante del suelo a nivel de la base, se puede calcular Q_b con la ayuda de la ecuación general de Terzaghi, omitiendo el término $0.4\gamma B N_\gamma$, dado que el diámetro del pilote es pequeño en relación con su profundidad.

Entonces la resistencia neta unitaria en la punta será:

$$Q_b = A_b p_d (N_q - 1) \quad \dots\dots 2.10$$

Donde: A_b = Área de la punta.
 p_d = Presión efectiva de sobrecarga (overburden) a nivel de la base del pilote.

N_q = Factor de capacidad de carga de Berzantsev (en función de ϕ).

La fricción total última superficial del pilote se obtiene con la expresión general:

$$Q_s = \bar{K}_s p_d A_s \tan \delta \quad \dots 2.11$$

Donde: \bar{K}_s = Coeficiente de presión del suelo.
 A_s = Superficie del pilote enterrada.
 δ = Ángulo de fricción suelo-pilote.

Tabla 2.2 Valores de K_s y δ

Material del pilote	δ	Valores de K_s	
		Densidad relativamente baja	Densidad relativamente alta
Acero	20°	0.5	1
Concreto	3/4 ϕ	1	2
Madera	2/3 ϕ	1.5	4

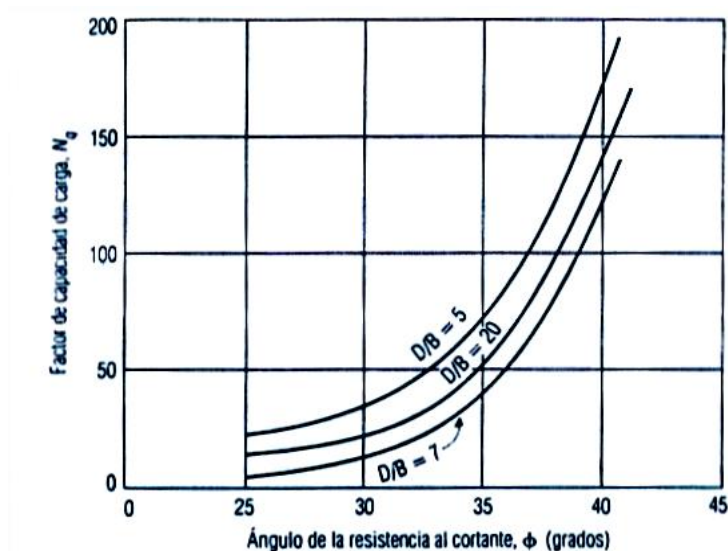


Fig 2.3 Factor de capacidad de carga de Berzantsev N_q

Método de Meyerhof

La capacidad de carga por punta de un pilote en arena según Meyerhof toma como referencia la ecuación de Terzaghi, asumiendo la forma simplificada siguiente:

$$Q_p = A_p Q_p = A_p q' N_q^* \quad \dots 2.12$$

Sin embargo Q_p no debe exceder el valor límite $A_p q_1$, o sea:

$$Q_p = A_p q' N_q^* \leq A_p q_1 \quad \dots 2.13$$

La resistencia de punta límite es:

$$q_1 (KN / m^2) = 50N_q^* \tan \phi \quad \dots\dots 2.14$$

Donde: ϕ = Ángulo de fricción del suelo en el estrato de apoyo.

Con base en observaciones de campo, Meyerhof (1976) sugirió también que la resistencia de punta última Q_p en un suelo granular homogéneo se obtenga de los resultados de ensayos de penetración estándar como:

$$Q_p (KN / m^2) = 40N_{cor} L / D \leq 400N_{cor} \quad \dots\dots 2.15$$

Donde: N_{cor} = valor de penetración estándar corregido promedio cerca de la punta del pilote (aproximadamente $10D$ arriba y $4D$ debajo de la punta del pilote)

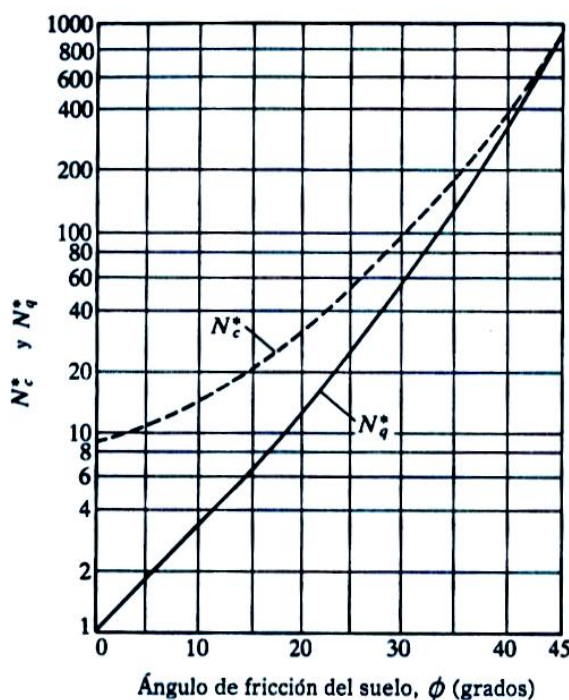


Fig 2.4 Variación de los valores máximos de N_c^* y N_q^* con el ángulo de fricción del suelo ϕ (según Meyerhof, 1976).

Método de Vesic

Vesic (1977) propuso un método para estimar la capacidad de carga de punta de un pilote con base en la teoría de *expansión de cavidades*. De acuerdo con esta, basada en parámetros de esfuerzo efectivo,

$$Q_p = A_p (cN_c^* + \sigma_0' N_\sigma^*) \quad \dots\dots 2.16$$

Donde: σ_0' = esfuerzo efectivo normal medio del terreno al nivel de la punta del pilote.

$$\sigma'_0 = \left(\frac{1 + 2K_0}{3} \right) q' \quad \dots\dots 2.17$$

K_0 = coeficiente de presión de tierra en reposo = $1 - \sin \phi$
 N_c^*, N_σ^* = factores de capacidad de carga.
 C = cohesión.

Note que la ecuación 2.16 es una modificación de la ecuación de Terzaghi con:

$$N_c^* = \frac{3N_q^*}{(1 + 2K_0)} \quad \dots\dots 2.18$$

la relación N_c^* dada dada en la ecuación 2.18 puede expresarse como:

$$N_c^* = ((N_q^* - 1) \cot \phi) \quad \dots\dots 2.19$$

De acuerdo con la teoría de Vesic,

$$N_\sigma^* = f(I_{rr}) \quad \dots\dots 2.20$$

Donde: I_{rr} = índice de rigidez reducida para el suelo, sin embargo

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta} \quad \dots\dots 2.21$$

Donde: I_r = índice de rigidez = $\frac{E_s}{2(1 + \mu_s)(c + q' \tan \phi)} = \frac{G_s}{c + q' \tan \phi}$

E_s = módulo de elasticidad del suelo.

μ_s = relación de Poisson del suelo.

G_s = módulo de cortante del suelo.

Δ = deformación unitaria promedio en la zona plástica debajo de la punta del pilote.

Para condiciones sin cambio de volumen (arena densa o arcilla saturada), $\Delta = 0$, por lo que:

$$I_r = I_{rr}$$

$$N_\sigma^* = \frac{4}{3} (\ln(I_{rr}) + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 \quad \dots\dots 2.22$$

Los valores de I_r se obtienen mediante pruebas de laboratorio de consolidación y triaxiales correspondientes a los niveles apropiados de esfuerzo. Sin embargo, para uso preliminar se recomiendan los siguientes valores:

Tabla 2.3

Tipo de suelo	I_r
Arena	70 - 150

Limos y arcillas (condición drenada)	50 – 100
Arcillas (condición no drenada)	100 - 200

Método de Janbu

Janbu (1976) propuso calcular Q_p con la expresión:

$$Q_p = A_p (cN_c^* + q'N_q^*) \quad \dots\dots 2.23$$

Note que la ecuación 2.23 tiene la misma forma que la ecuación de Terzaghi. Los factores de capacidad de carga N_c^* , N_q^* se calculan suponiendo una superficie de falla en el suelo en la punta del pilote similar a la mostrada en la figura 2.5. Las relaciones de capacidad de carga son entonces:

$$N_q^* = \left(\tan \phi + \sqrt{(1 + \tan^2 \phi)^2 (e^{2\eta' \tan \phi})} \right) \quad \dots\dots 2.24$$

(El ángulo η' se define en la figura 2.5)

$$N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \phi \quad \dots\dots 2.25$$

La figura 3.5 muestra la variación de N_c^* , N_q^* con ϕ y η' . El ángulo η' varía aproximadamente 70° en arcillas blandas y 105° aproximadamente en suelos arenosos densos.

Independientemente del procedimiento teórico usado para calcular Q_p , su magnitud plena no se obtiene sino hasta que el pilote ha penetrado por lo menos entre 10% y 25% de su ancho. Esta profundidad es crítica en el caso de la arena.

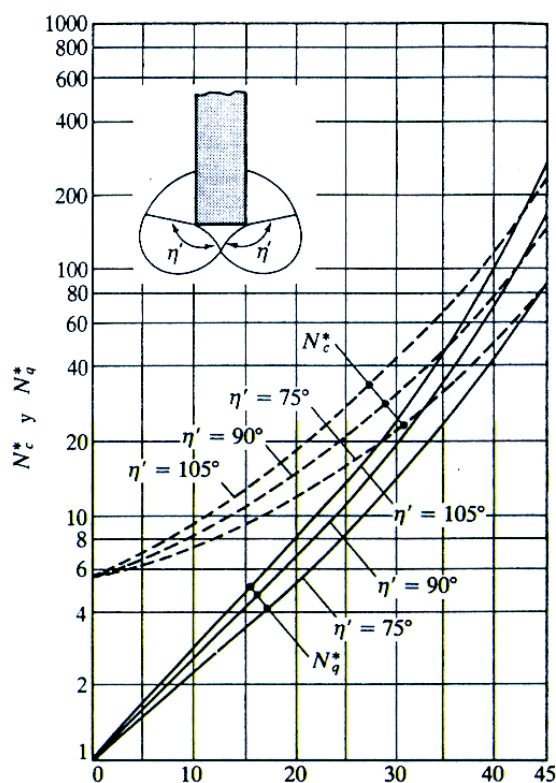


Fig 2.5 Factores de capacidad de apoyo de Janbu

Método de Coyle y Castello

Coyle y Castello (1981) analizaron 24 pruebas de carga a gran escala en campo de pilotes hincados en arena. Con esos resultados sugirieron que, en arena,

$$Q_p = q' N_q^* A_p \quad \dots\dots 2.26$$

Donde: q' = esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote.
 N_q^* = factor de capacidad de carga.

La figura 2.6 muestra la variación de N_q^* con L/D y el ángulo de fricción del suelo ϕ .

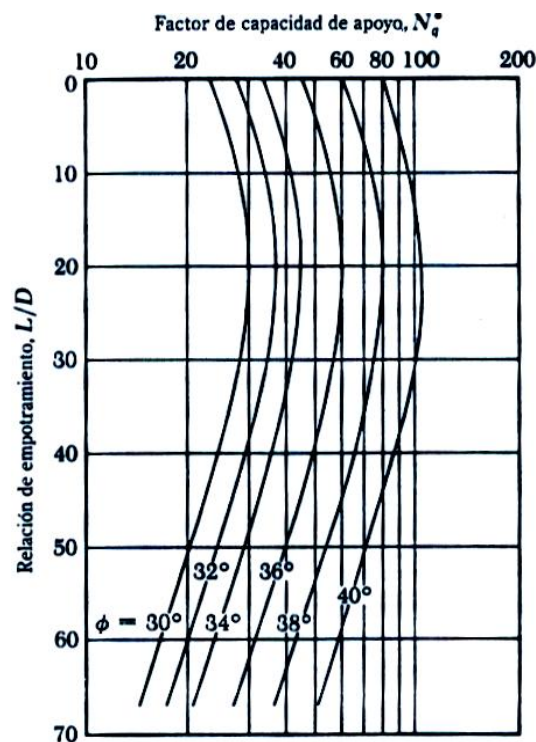


Fig 2.6 Variación de N_q^* con L/D (Según Coyle y Castello, 1981)

La resistencia lateral se expresa como:

$$Q_s = \sum p \Delta L f \quad \dots\dots 2.27$$

La resistencia unitaria por fricción, f , es difícil de estimar. Al calcular f deben tenerse en cuenta varios factores importantes, como son:

- La naturaleza de la instalación del pilote. Para los hincados en arena, la vibración causada durante el hincado del pilote ayuda a densificar el suelo a su alrededor. La figura 2.7 muestra los contornos del ángulo de fricción del suelo ϕ alrededor de un pilote hincado (Meyerhof, 1961). Note que en este caso el ángulo de fricción del suelo original fue de 32°. La zona de densificación de la arena que rodea al pilote es aproximadamente 2.5 veces el diámetro del pilote.

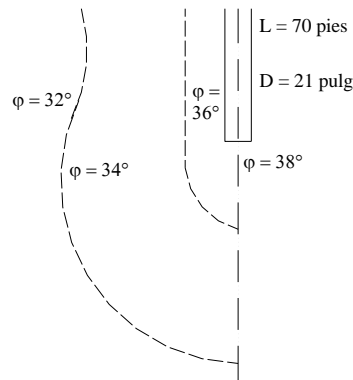


Fig 2.7 Compactación de arena cercana a pilotes hincados (Según Meyerhof, 1961)

- b) Se ha observado que la naturaleza de la variación de f en campo es aproximadamente como muestra la figura 2.8. La fricción unitaria superficial crece con la profundidad mas o menos linealmente hasta una profundidad de L' y permanece luego constante. La magnitud de la profundidad crítica L' es de entre 15 y 20 diámetros del pilote. Una

I

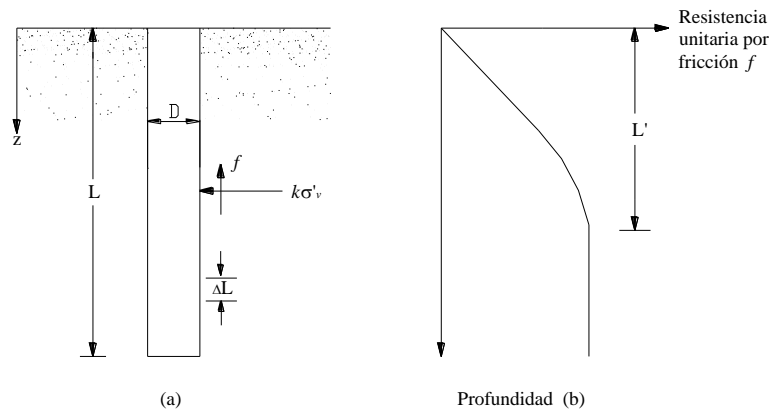


Fig 2.8 Resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena.

- c) A profundidades similares, la fricción unitaria superficial en arena suelta es mayor para un pilote de alto desplazamiento que para un pilote de bajo desplazamiento.
- d) Profundidades similares, los pilotes perforados o hincados parcialmente con chorro de agua a gran presión, tendrán una fricción unitaria superficial menor que en el caso de pilotes hincados.

Considerando los factores anteriores, se da una relación aproximada para f como sigue (Fig. 2.8):

Para $z = 0$ a L'

$$f = K \sigma'_v \tan \delta \quad \dots\dots 2.28$$

y para $z = L'$ a L

$$f = f_{z=L'}$$

Donde: K = coeficiente efectivo de la tierra.
 σ_v' = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad bajo consideración.
 δ = ángulo de fricción entre suelo y pilote.

En realidad, la magnitud de K varía con la profundidad. Es aproximadamente igual al coeficiente, K_p , de presión pasiva de Rankine en la parte superior del pilote y menor que el coeficiente, K_0 , de la presión en reposo a una profundidad mayor. Con base en los resultados disponibles actualmente, los siguientes valores promedio de K son recomendados para usarse en la ecuación 2.28.

Tabla 2.4

Tipo de pilote	K
Perforado	$\approx K_0 = 1 - \text{sen } \phi$
Hincado, de bajo desplazamiento	$\approx K_0 = 1 - \text{sen } \phi$ a 1.4 $K_0 = 1.4(1 - \text{sen } \phi)$
Hincado, de alto desplazamiento	$\approx K_0 = 1 - \text{sen } \phi$ a 1.8 $K_0 = 1.8(1 - \text{sen } \phi)$

Los valores de δ dados por varios investigadores parecen estar en el rango de 0.5ϕ a 0.8ϕ . Se requiere buen juicio al escoger el valor de δ . Para pilotes hincados de gran desplazamiento, Bhusan (1982) recomendó.

$$K \tan \delta = 0.18 + 0.0065C_r \quad \text{y} \quad \dots 2.29$$

$$K = 0.5 + 0.008C_r \quad \dots 2.30$$

Donde: C_r = compacidad relativa (%)

Meyerhof (1979) también indicó que la resistencia por fricción unitaria promedio, f_{promedio} , para pilotes hincados de gran desplazamiento se obtiene con los valores de la resistencia a la penetración estándar corregida promedio como:

$$f_{\text{prom}}(KN/m^2) = 2\bar{N}_{\text{cor}}$$

Donde: \bar{N}_{cor} = Valor corregido promedio de la resistencia de la penetración estándar.

Para pilotes de desplazamiento pequeño:

$$f_{\text{prom}}(KN/m^2) = \bar{N}_{\text{cor}}$$

Entonces: $Q_s = pLf_{\text{prom}} \quad \dots 2.31$

Coyle y Castello (1981), propuso que:

$$Q_s = (K \bar{\sigma}_v' \tan \delta) pL \quad \dots\dots 3.32$$

Donde: $\bar{\sigma}_v'$ = Presión de sobrecarga efectiva promedio.
 δ = Ángulo de fricción entre el suelo y el pilote = 0.8ϕ
 p = Perímetro de la sección del pilote.

El coeficiente K de presión lateral de tierra, que fue determinado por observaciones de campo, se muestra en la figura 2.9.

$$Q_s = K \bar{\sigma}_v' \tan(0.8\phi) pL \quad \dots\dots 3.33$$

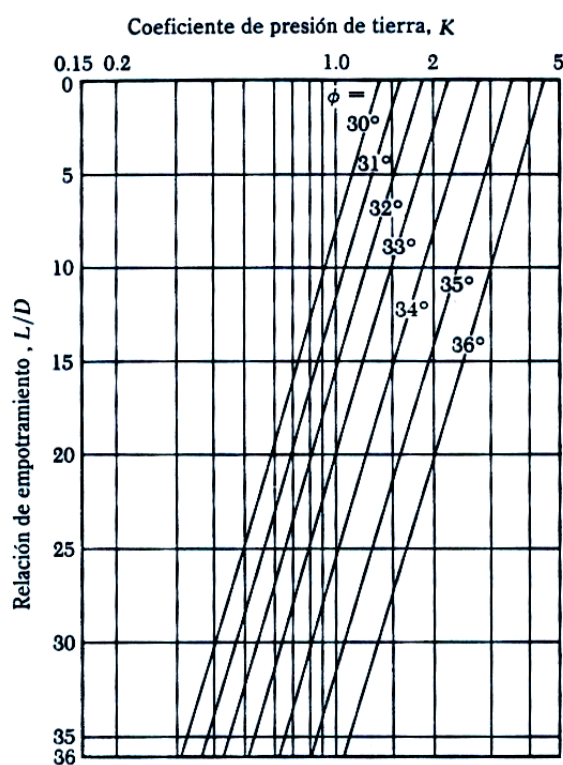


Fig 2.9 Variación de K con L/D (Según Coyle y Castello, 1981).

2.3.2 Pilotes hincados sobre suelos cohesivos.

Capacidad lateral a lo largo del pilote.

La capacidad de carga de pilotes hundidos en materiales cohesivos tales como limos y arcillas se obtiene por la suma de la fricción superficial¹, entre la superficie del pilote y el suelo. La fricción superficial no necesariamente es igual a la cohesión del suelo, ya que el hundido de un pilote a un suelo cohesivo puede alterar las características físicas de este hasta una extensión importante. La fricción superficial también depende del material y de la forma del pilote.

¹ En un suelo cohesivo simplemente ($\phi = 0$), en términos llanos no hay fricción superficial. Sin embargo, el término se usa ampliamente para denotar adhesión o cohesión en el fuste de un pilote en un suelo cohesivo.

Cálculo de la capacidad última de soporte.

La capacidad de soporte de los pilotes hundidos en arcillas y limos arcillosos es igual a la suma de la resistencia última de carga con la fricción superficial de la parte del pilote en contacto con el suelo. La resistencia última se obtiene con la ecuación:

$$Q_u = Q_b + Q_s \quad \dots\dots 2.34$$

Y la capacidad por punta se obtiene con la ecuación:

$$Q_b = N_c * C_b * A_b \quad \dots\dots 2.35$$

Donde: C_b = la fuerza de cortante no alterada en la base.
 A_b = área de la punta
 N_c = factor de suelo

El factor de capacidad de carga N_c se puede considerar igual a 9 siempre y cuando el pilote sea hundido al menos cinco diámetro dentro del estrato de carga.

La capacidad por fricción se obtiene con la ecuación:

$$Q_s = \alpha * C_u * A_s \quad \dots\dots 2.36$$

Donde: α = factor de adhesión (veáse la figura 2.10)
 C_u = promedio de la fuerza cortante no alterada de la arcilla adyacente al cuerpo del pilote.
 A_s = área de la superficie del cuerpo del pilote.

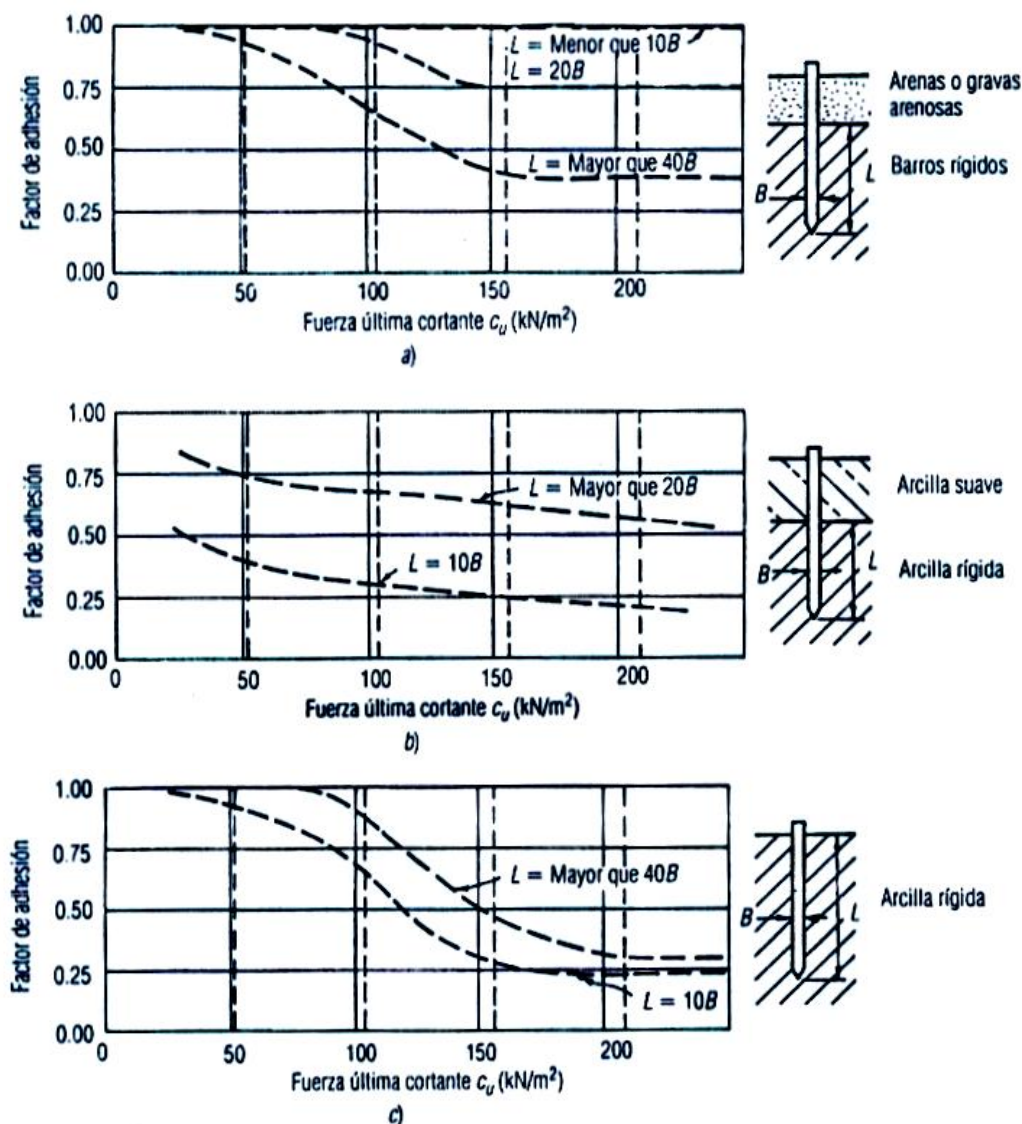


Fig 2.10 Factores de adhesión para los pilotes hundidos en arcilla. a) Caso 1: Pilotes hundidos a través de las arenas sobre gravas arenosas. b) Caso 2: Pilotes hundidos a través de una capa superior de arcilla débil. Caso 3: Pilotes sin una capa superior diferente.

• Método λ

Éste fue propuesto por Vijayverjiya y Focht (1972). Se basa en la hipótesis de que el desplazamiento del suelo causado por el hincado del pilote conduce a una presión lateral pasiva a cualquier profundidad y que la resistencia unitaria superficial promedio es:

$$f_{prom} = \lambda (\bar{\sigma}'_v = 2c_u) \quad \dots\dots 2.37$$

Donde: $\bar{\sigma}'_v$ = esfuerzo vertical efectivo medio para toda la longitud de empotramiento.

c_u = resistencia cortante media no drenada ($\phi = 0$)

El valor de λ cambia con la profundidad de penetración del pilote (figura 3.11). La resistencia total por fricción entonces se calcula como:

$$Q_s = pLf_{prom}$$

.....2.38

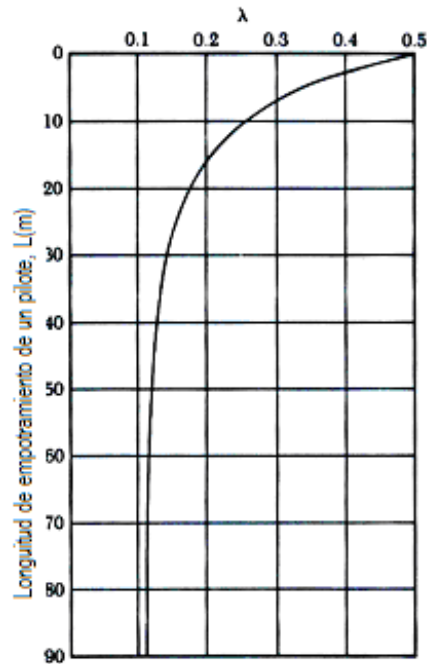


Fig 2.11 Variación de λ con la longitud de empotramiento de un pilote. (Según McClelland, 1974).

Debe tenerse cuidado al obtener los valores de $\bar{\sigma}_v$ y c_u en suelos estratificados. La figura 2.12 ayuda a explicar esto. De acuerdo con la figura 2.12 (b) , el valor medio de c_u

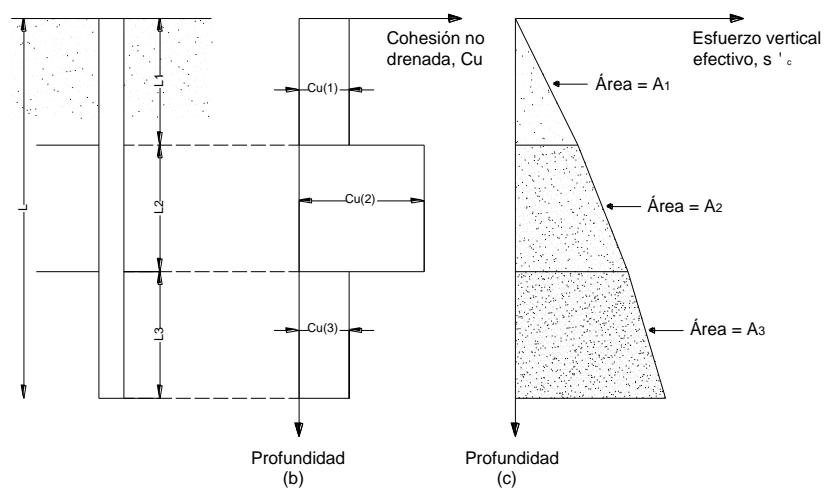


Fig 2.12 Aplicación del método λ en suelo estratificado

- **Método α**

De acuerdo con éste, la resistencia unitaria superficial en suelos arcillosos se representa por la ecuación

$$f = \alpha c_u \quad \dots\dots 2.40$$

Donde α = factor empírico de adhesión

La variación aproximada del valor de α se muestra en la figura 2.13. Note que para arcillas normalmente consolidadas con $c_u \leq 50 \text{ kN/m}^2$, $\alpha = 1$. Entonces

$$Q_s = \sum f p \Delta L = \sum \alpha \Delta L p c_u \quad \dots\dots 2.41$$

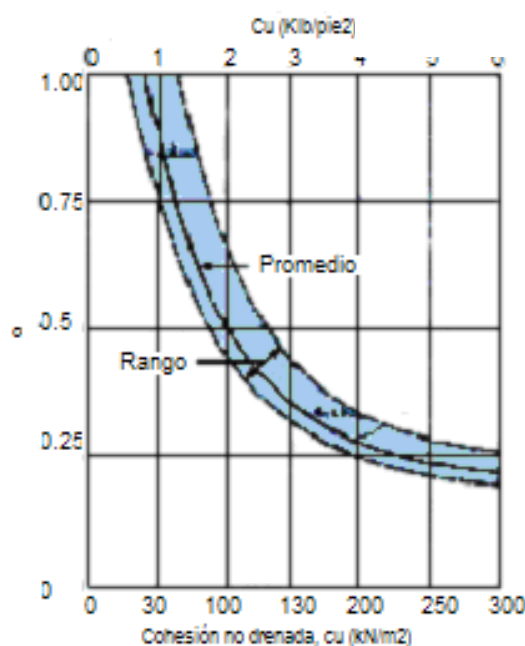


Fig 2.13 variación de α con la cohesión no drenada de una arcilla.

• Método β

Cuando los pilotes se hincan en arcillas saturadas, la presión de poros en el suelo alrededor de los pilotes aumenta; este exceso de presión de poros en las arcillas normalmente consolidadas es de 4 a 6 veces c_u . Sin embargo, en aproximadamente un mes, esta presión se disipa gradualmente. Por consiguiente, la resistencia unitaria por fricción en el pilote se determina con base en los parámetros de esfuerzo efectivo de la arcilla en estado remoldeado ($c=0$). Entonces a cualquier profundidad

$$f = \beta \sigma'_v \quad \dots\dots 2.42$$

Donde: σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo.

β = $K \tan \phi_R$.

ϕ_R = Ángulo de fricción drenada de la arcilla remoldeada.

K = Coeficiente de presión de la tierra

Conservadoramente, la magnitud de K es el coeficiente de la presión de la tierra en reposo o

$$K = 1 - \text{sen } \phi_R \quad (\text{para arcillas sobreconsolidadas}) \text{ y} \quad \dots\dots 2.43$$

$$\dots\dots 2.44 \quad K = 1 - \text{sen } \phi_R \sqrt{\frac{OCR}{\sigma_v'}} \quad (\text{para arcillas preconsolidadas}).$$

Donde: OCR = tasa de preconsolidación.

Combinando las ecuaciones anteriores tenemos para arcillas normalmente consolidadas:

$$f = (1 - \text{sen } \phi_R) \tan \phi_R \sigma_v' \quad \dots\dots 2.45$$

y para arcillas preconsolidadas,

$$f = (1 - \text{sen } \phi_R) \tan \phi_R \sqrt{\frac{OCR}{\sigma_v'}} \sigma_v' \quad \dots\dots 2.46$$

con el valor de f ya determinado, la resistencia total por fricción se evalúa como:

$$Q_s = \sum fp \Delta L \quad \dots\dots 2.47$$

FÓRMULAS DINÁMICAS

Desde la aparición en 1893 de la fórmula del “Engineering News” Han sido muy numerosos los intentos de relacionar la energía de caída de una masa sobre la cabeza de un pilote con el asiento experimentado por éste y, en definitiva, con la carga de hundimiento.

En general éstas fórmulas empíricas adolecen de una gran imprecisión derivada de la dificultad de conocer la energía realmente aplicada en el impacto, su variación con el tiempo y la dispersión introducida por los asientos mecánicos respecto a los valores nominales. Todo ello ha llevado a adoptar coeficientes de seguridad muy altos, del orden de $FS = 6$ y a utilizar cada vez con más prevención este método de diseño.

En la actualidad se tiende a emplear los registros de hinca únicamente como un método de control para detectar cambios en la naturaleza del terreno, la eventual rotura del pilote, o la llegada al sustrato firme de apoyo.

A título informativo presentaré alguna de las fórmulas más usadas:

a) *Engineering News*

$$Q_{adm} = \frac{16.7E}{s + a} \text{ (tn)} \quad \dots\dots 2.48$$

Donde: E =Energía por golpes en metros * tonelada = $P_m * H$

- P_m =Peso del martillo.
 s =Rechazo medio en cm/golpe para los últimos 15 golpes ($s \leq 0.12$ cm).
 a =Una constante que vale 2.54 en el caso de martinets de caída libre y 0.254 en el de martinets de doble efecto.

b) Engineering News corregida

$$Q_{adm} = \frac{0.0025E(W_r + e^2W_p)}{(s + 0.1)(W_r + W_p)} \quad \dots\dots 2.49$$

- Donde: W_r =Peso del martillo.
 W_p =Peso del pilote.
 s =Rechazo medio en cm/golpe para los últimos 15 golpes ($s \leq 0.12$ cm).
 e =Coeficiente de restitución de impacto. Es función del tipo de sombrerete colocado sobre la cabeza del pilote. $e \approx 0.25$ a 0.5
 E =Energía por golpes en metros * tonelada = $W_r * H$

c) Fórmula de Hilley (1930)

Da la carga límite del pilote, a la cual hay que aplicarle $FS \geq 3$.

$$Q_{adm} = \frac{\eta P_m H}{s + \frac{1}{2}(\delta_{es} + \delta_{ep} + \delta_{et})} * \frac{P_m + e^2 P_p}{P_m + P_p} \quad \dots\dots 2.50$$

- Donde: P_m y P_p =Son los pesos del mazo y del pilote respectivamente.
 η = Coeficiente de rendimiento del martinete ≈ 0.8 a 1.0
 e =Coeficiente de restitución de impacto. Es función del tipo de sombrerete colocado sobre la cabeza del pilote. $e \approx 0.25$ a 0.5
 $\delta_{es} + \delta_{ep} + \delta_{et}$ =Son las deformaciones elásticas del sombrerete, del pilote y del terreno. Se puede tomar

$$0.5 (\delta_{es} + \delta_{ep} + \delta_{et}) = 0.5 \delta = 1.5 Q_{adm} / A (L/E + 0.000254)$$

Siendo L la longitud del pilote en centímetros, A su área (cm^2) y E el módulo de elasticidad del material del pilote en Kp/cm^2 . La expresión queda implícita en Q_{adm} debiendo despejarse el valor correspondiente.

2.4 Capacidad de soporte en pilotes excavados

Los métodos para calcular la resistencia a la punta y fricción lateral son diferentes que aquellos para calcular pilotes hincados porque los métodos de construcción son diferentes.

2.4.1 Pilotes excavados sobre suelos cohesivos

Capacidad por punta.

- **Método de REESE Y O'NEILL**

Se utilizará la simple y conservadora fórmula empírica sugerida por Reese y O'Neill (1989) la cual parece representar un apropiado nivel de sofisticación (CODUTO, 1994).

$$q'_e = 0.60 \sigma_r N_{60} \leq 450 \text{ ton} / \text{m}^2 \quad B_v < 50 \text{ pulg} \quad \dots 2.51$$

Donde: σ_r = Esfuerzo de referencia = 10 ton / m².
 N_{60} = Valor medio de N_{60} del SPT para el suelo entre la base del pozo y una profundidad igual a 2 veces el diámetro de la base debajo de ésta. No aplicar corrección por presión de tapada.
 q'_e = Resistencia de punta unitaria neta.

Si la base del pozo es mayor que 50 pulgadas (1200 mm) en diámetro, el valor de q'_e de la ecuación 3.51 podría producir asentamientos más grandes que 1 pulgada (25 mm), los cuales no serían aceptables para muchos edificios. Para conservar los asentamientos dentro de los límites tolerables se sugiere el valor de q'_{er} como sigue:

$$q'_{er} = 4.17 \frac{B_r}{B_b} q'_e \quad B_b \geq 50 \text{ pulg} \quad \dots 2.52$$

Donde : B_r = Ancho de referencia = 1 pie = 0.3 m.
 B_b = Diámetro de la base del pozo perforado.

Capacidad lateral del pilote.

- **El método β a partir de función empírica de Reese y O'Neill (1989).**

$$f_s = \beta \sigma'_v \quad \dots 2.53$$

$$\beta = 1.5 - 0.135 \sqrt{\frac{z}{B_r}} \quad 0.25 \leq \beta \leq 1.20 \quad \dots 2.54$$

Donde: f_s = Resistencia a la fricción lateral unitaria.
 σ'_v = Esfuerzo efectivo vertical en el punto medio del estrato de suelo.
 z = Profundidad desde la superficie del terreno al punto medio del estrato.
 B_r = Ancho de referencia = 1 pie = 0.3 m = 12 pulgadas = 300mm.

2.4.2 Pilotes aislados excavados sobre suelos cohesivos.

Capacidad por punta.

- **Método de REESE Y O'NEILL**

Reese y O'Neill (1989) recomendaron la siguiente función para la capacidad por punta en suelos cohesivos:

$$q'_e = N_c^* S_u \leq 80000 \text{ lb/ft}^2 \quad (400 \text{ ton/m}^2) \quad B_b < 75 \text{ pulg (1900 mm)}$$

$$N_c^* = 6 \left[1 + 0.2 \left(\frac{D}{B_b} \right) \right] \leq 9 \quad \dots\dots 2.55$$

Donde: N_c^* = Factor de capacidad de carga.
 D = Profundidad al fondo del pozo.
 B_b = Diámetro de la base del pozo.
 S_u = Resistencia de corte no drenada en el suelo entre la base del pozo y una distancia $2B_b$ debajo de la base.

Si el diámetro de la base es mayor que 75 pulgadas (1900 mm), el valor de q'_e hallado anteriormente podría causar asentamientos mayores que 1 pulgada (25 mm) por lo tanto Reese y O'Neill sugieren reducir el valor de q'_e a q'_{er} .

$$q'_{er} = F_r q'_e \quad B_b > 75 \text{ pulg (1900 mm)}.$$

$$F_r = \frac{2.5}{120\psi_1 B_b / B_r + \psi_2} \leq 1.0 \quad \dots\dots 2.56$$

$$\psi_1 = 0.0071 + 0.0021 \left(\frac{D}{B_b} \right) \leq 0.015 \quad \dots\dots 2.57$$

$$\psi_2 = 1.59 \sqrt{\frac{S_u}{\sigma_r}} \quad 0.5 \leq \psi_2 \leq 1.5 \quad \dots\dots 2.58$$

Capacidad lateral del pilote.

- **El método α**

$$f_s = \alpha S_u \quad \dots\dots 2.59$$

Donde: α = factor de adhesión.
 S_u = resistencia de corte no drenada del suelo a lo largo del pozo.

Basados en el análisis de carga de Reese y O'Neill (1989) recomendaron usar $\alpha = 0.55$ para suelos con una resistencia de corte no drenada (S_u) no mayor que 4000 lb/pie² (19 ton/m²). Ellos también ignoraron la resistencia a la fricción lateral en los 5 pies (1.5m) superiores del pozo y a lo largo de un diámetro a partir del fondo de pozos rectos debido a

una interacción con la punta. Para pozos acampanados, recomendaron ignorar la resistencia a la fricción lateral a lo largo de la superficie de la campana y a lo largo del pozo para una distancia de un diámetro del pozo arriba de la cabeza de la campana.

Los valores de α (factor de adhesión se muestran en la siguiente gráfica.

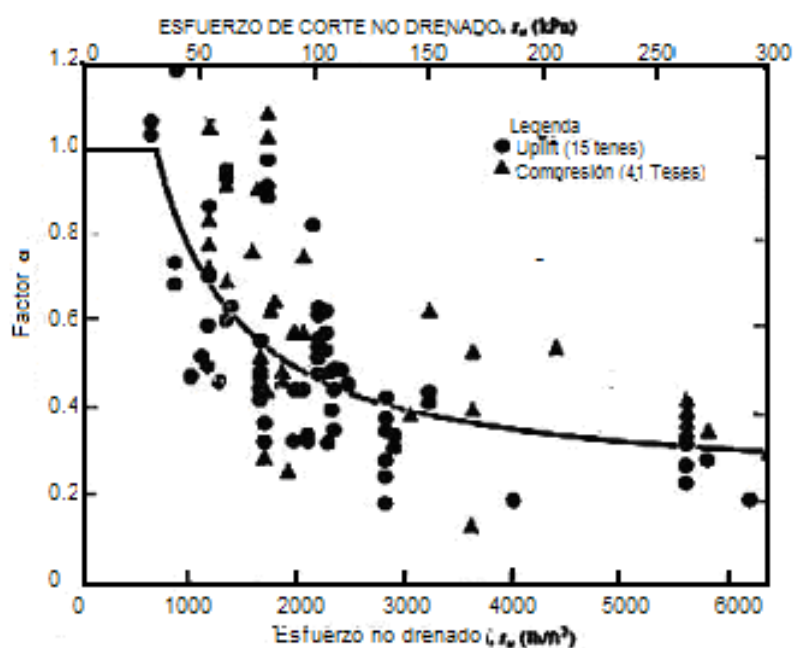


Fig 2.14

2.5 Pilotes sometidos a solicitaciones especiales.

2.5.1 Rozamiento Negativo.

La fricción superficial negativa es una fuerza de arrastre hacia abajo ejercida sobre el pilote por el suelo que lo rodea, lo cual ocurre bajo las siguientes condiciones:

- Si un relleno de suelo arcilloso se coloca sobre un estrato de suelo granular en el que se hince un pilote, el relleno se consolidará gradualmente; esto ejercerá una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote durante el periodo de consolidación (figura 2.15 a).
- Si un relleno de suelo granular se coloca sobre un estrato de arcilla blanda, como se muestra en la (figura 2.15b), inducirá el proceso de consolidación en el estrato de arcilla y ejercerá entonces una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote.
- El descenso del nivel freático incrementará el esfuerzo vertical efectivo sobre el suelo a cualquier profundidad, lo que inducirá asentamientos por consolidación en la arcilla. Si un pilote se localiza en el estrato de arcilla, quedará sometido a una fuerza de arrastre hacia abajo.

En algunos casos, la fuerza de arrastre hacia abajo es excesiva y ocasionará falla de la cimentación. Esta sección subraya dos métodos tentativos para el cálculo de la fricción superficial negativa.

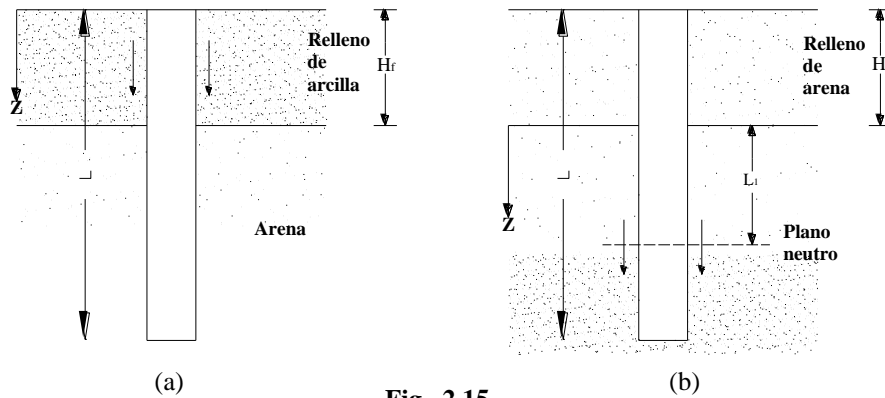


Fig. 2.15

a) Relleno de arcilla sobre suelo granular (figura 2.15a).

El esfuerzo superficial negativo (hacia abajo) sobre el pilote es:

$$f_n = K' \sigma'_v \tan \delta \quad \dots 2.60$$

Donde: K' = coeficiente de presión de tierra = $K_0 = 1 - \sin \phi$.
 σ'_v = esfuerzo vertical efectivo a cualquier profundidad $z = \gamma'_f z$.
 $\gamma'_f z$ = peso específico efectivo del relleno.
 δ = ángulo de fricción suelo-pilote $\approx 0.5 - 0.7\phi$.

Por consiguiente, la fuerza de arrastre total hacia abajo, Q_n , sobre un pilote es:

$$Q_n = \int_0^{H_f} (pK' \gamma'_f \tan \delta) z dz = \frac{pK' \gamma'_f H_f^2 \tan \delta}{2} \quad \dots 2.61$$

Donde: H_f = altura del relleno.

Si el relleno está arriba del nivel freático, el peso específico efectivo, γ'_f , debe ser reemplazado por el peso específico húmedo.

b) Relleno del suelo granular sobre arcilla (figura 2.13b).

En este caso, la evidencia indica que el esfuerzo de fricción negativo sobre el pilote existe de $z = 0$ a $z = L_1$, y se denomina profundidad neutra. La profundidad neutra se explica como (Bowles, 1982):

$$L_1 = \frac{(L - H_f)}{L_1} \left[\frac{L - H_f}{2} + \frac{\gamma'_f H_f}{\gamma'} \right] - \frac{2\gamma'_f H_f}{\gamma'} \quad \dots 2.62$$

Donde: γ'_f y γ' = Pesos específicos efectivos del relleno y del estrato de arcilla subyacente, respectivamente.

Para pilotes de punta, la profundidad neutra se supone localizada en la punta del pilote (es decir, $L_1 = L - H_f$).

Una vez determinado el valor de L_1 , la fuerza de arrastre hacia abajo se obtiene de la siguiente manera. La fricción superficial unitaria negativa a cualquier profundidad desde $z = 0$ a $z = L_1$ es

$$f_n = K' \sigma'_v \tan \delta \quad \dots\dots 2.63$$

Donde:

$$\begin{aligned} K' &= K_0 = 1 - \sin \phi \\ \sigma'_v &= \gamma'_f H_f + \gamma'_z z \\ \delta &= 0.5 - 0.7 \phi \end{aligned}$$

$$Q_n = \int_0^{L_1} p f_n dz = \int_0^{L_1} p K' (\gamma'_f H_f + \gamma'_z z) \tan \delta dz = (p K' \gamma'_f H_f \tan \delta) L_1 + \frac{L_1^2 p K' \gamma'_z \tan \delta}{2}$$

2.5.2 Empujes laterales transmitidos a través del terreno.

Si en las proximidades de un pilotaje se aplica una sobrecarga (por ejemplo se construye un edificio con cimentación superficial) y en el terreno existen capas blandas, éstas pueden actuar como un fluido viscoso y transmitir empujes horizontales a los pilotes.

Por el contrario, éstos fenómenos no suelen darse en terrenos granulares o cuando la presión transmitida

En el caso general

Siendo P_v la presión
un reparto a 30° de

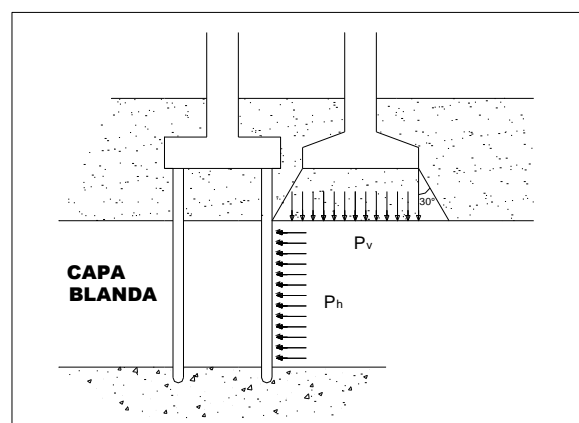


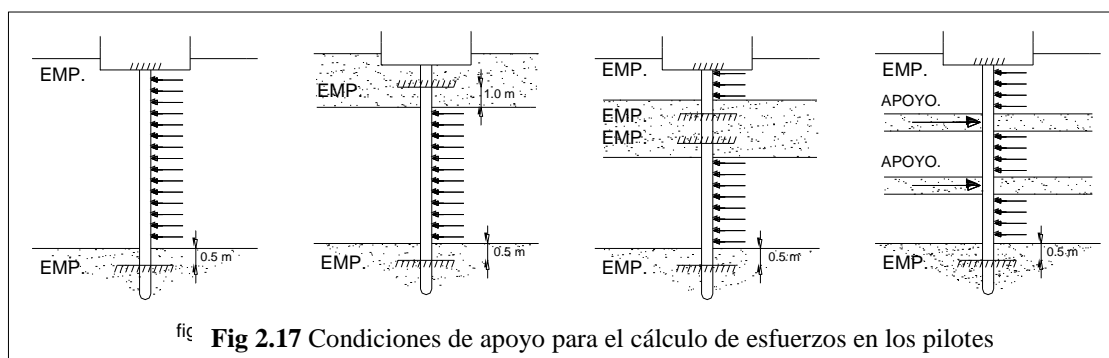
Fig 2.16 Empujes horizontales producidos por cargas superficiales.

Sobre cada pilote actuará una carga por unidad de longitud igual al menor valor de los siguientes:

$$P_{hr} = P_h \cdot s$$

$$P_{hr} = P_h \cdot 3D$$

$$P_{hr} = P_h \cdot H$$



- Empotramiento en el encepado.
- Empotramiento a 0.50 m en la capa resistente inferior (penetración mínima 8 diámetros).
- Empotramiento a 1 m en capas resistentes situadas por encima de la capa blanda si su espesor es superior a 8 diámetros; si no, se considerará una articulación.

2.5.3 Fuerzas de corriente de agua.

Es necesario considerar las fuerzas de corriente de agua que actúan sobre los pilotes en el lecho de un río, sobre todo cuando los pilotes estarán sometidos a socavación en las épocas de crecida.

$$F_c = K B_r V_c^2 \quad \dots\dots 2.65$$

Donde : K = Factor de forma:

Pilotes circulares = 1.0

Pilotes rectangulares = 1.4

B_r = Área proyectada en la sección transversal del pilote .

V_c = Velocidad de la corriente.

CAPÍTULO III

DISEÑO ESTRUCTURAL

Debemos entender que la modelación estructural aplicada a programas de cómputo es cada vez mas usada por los ingenieros calculistas en todo el mundo. Es entonces necesario saber el nivel de confiabilidad y las técnicas usadas para la aplicación del mismo.

En este capítulo se presentan una serie de fórmulas y correlaciones a partir del N_{60} recogidas por una serie de autores para el cálculo del módulo de Balasto, parámetro representativo de las características del suelo e indispensable en la modelación del mismo.

3.1 Interacción suelo estructura

El análisis elástico de las fundaciones es una simplificación de la interacción real entre la fundación y el suelo (Hain y Lee, 1974; Horvant, 1983). Consecuentemente, no se producen siempre estimaciones exactas de las tensiones por flexión o los establecimientos diferenciados en la cimentación.

El problema primario con el modelo de la viga elástica de fundación es que asume la acción de cada resorte independientemente de los otros, en contraste a esto las cargas ocasionan influencias debajo de un suelo y en los suelos próximos. Esta carencia de la interacción entre los resortes genera más error que la incertidumbre en seleccionar K_s .

Rutinariamente los ingenieros usan modelos de elementos finitos, éstos representan el suelo como un medio elástico usando resortes. Sin embargo, ahora este método puede gozar de un uso más amplio ya que con la tecnología se han logrado ordenadores de gran alcance y el software apropiado para dicho análisis.

3.1.1 Comportamiento carga-deformación

Muchas estructuras no pueden soportar desviaciones laterales grandes, entre éstas tenemos edificios, puentes y otras similares estructuras típicas que pueden tolerar no mas de 0.25 a 0.75 pulgadas (6-18 mm) de movimiento lateral. Por lo tanto cuando hay límites en las deflexiones laterales permisibles, se puede conducir a un análisis carga - deformación, para determinar la carga lateral que corresponde a cierta desviación permisible. Este análisis también evalúa el máximo momento, M_{max} , que corresponde a dicha deflexión.

3.1.2 Métodos de análisis

El análisis carga - deformación debe considerar que la resistencia a la flexión depende del módulo de elasticidad (E), del momento de inercia (I) de la fundación y se evalúa fácilmente utilizando los principios del análisis estructural. Sin embargo la resistencia del suelo es mucho más difícil de evaluar.

Intentos tempranos para analizar deflexiones laterales, tales como los de Matlock y Reese (1960), consideraron que el suelo es un material lineal elástico donde la relación de la fuerza lateral del suelo versus la deflexión lateral está definida como la rigidez "K". Este análisis usa la técnica de la viga elástica de fundación que define la relación entre la presión de la placa y deformación usando el módulo de reacción del subsuelo K_s .

$$K_s = \frac{q}{\delta} \quad \dots\dots 3.1.$$

Donde: q = Presión en la placa.
 δ = Deformación.

El módulo K_s tiene unidades de fuerza por longitud al cubo.

Estos métodos tempranos siempre consideraron K_s como una constante en cualquier profundidad determinada. En otros trabajos se asumió que la resistencia lateral era

proporcional a la deflexión lateral. En realidad esta función es claramente no lineal. MacClelland and Focht (1958) eran los primeros en reconocer la importancia de este comportamiento no lineal. Eran también los primeros para señalar datos experimentales de una prueba de carga lateral a escala completa.

3.1.3 Determinación del módulo de reacción del subsuelo

Cuando se aborda el estudio de cimentaciones, o de estructuras embebidas en el terreno, es cada vez mas frecuente utilizar programas de cálculo en ordenador, que utilizan el modelo matemático de Winkler (o del coeficiente de balasto), para definir el comportamiento del terreno.

Desafortunadamente esta tarea no es tan simple como pudiera parecer porque K_s no es una propiedad fundamental del suelo. Esta magnitud también depende de muchos otros factores, incluyendo los siguientes:

- La anchura del área cargada.
- La profundidad del área cargada debajo de la superficie.
- Tiempo.
- La posición de la carga.

Actualmente no sólo el valor de K_s , incluso otros factores se pueden definir por la relación no lineal carga-deformación.

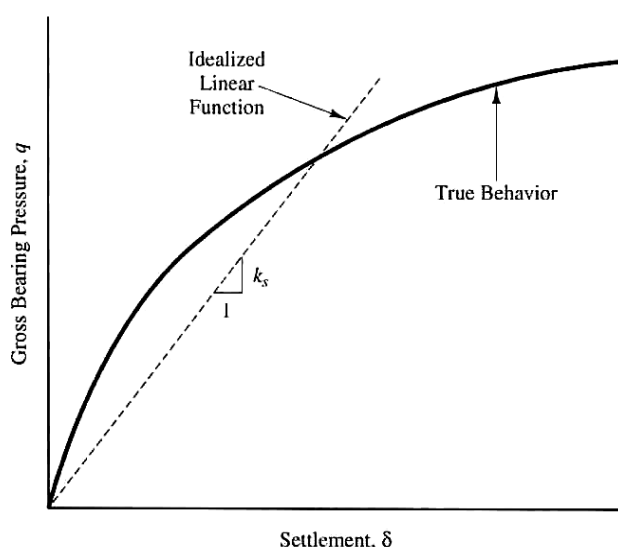


Fig. 3.1 Relación no lineal carga - deformación

Recordaremos que, en el modelo de Winkler, el coeficiente de balasto K_s es un parámetro que se define como la relación entre la presión que actúa en un punto, p , y el asiento que se produce, y , es decir $K_s = p/y$. Este parámetro tiene la dimensión de un peso específico y, aunque depende de las propiedades del terreno, no es una constante del mismo ya que el asiento de una cimentación apoyada sobre un medio pseudo elástico, depende de las dimensiones del área cargada y existen grandes diferencias si se estudian estructuras verticales, según se verá más adelante.

La elección del coeficiente de balasto ha sido objeto de varias propuestas, sugeridas por diversos autores, los cuales, en general, parten del trabajo inicial de Kart Terzaghi que, bajo el título “*Evaluation of coefficients of subgrade reaction*”, fue publicado en la revista Geotechnique, en 1995.

Terzaghi, para el estudio de cimentaciones, hizo dos propuestas, una para suelos arcillosos y otra para suelos arenosos, indicando, en cada caso, el valor $K_{s(1)}$ a utilizar con una placa cuadrada de lado igual a (1 pie), para pasar luego a placas cuadradas de lado (b) y a cimentaciones rectangulares de dimensiones (b x l).

Para el estudio de elementos verticales, Terzaghi dio las oportunas recomendaciones considerando coeficientes de balasto en sentido horizontal, pero diferenciando dos casos:

- El estudio de pilotes o placas sometidos a cargas horizontales, definiendo el parámetro K_h .
- El estudio de pantallas o tablaestacas construidas para contener el terreno contiguo a una excavación, en cuyo caso definió el parámetro l_h .

3.1.3.1 Suelos arcillosos.

Para el caso de una placa cuadrada se define el parámetro E_s de la siguiente manera:

$$E_s \left(\frac{t}{m^2} \right) = k_b \left(\frac{t}{m^3} \right) b(m) = 50 \cdot q_u \left(\frac{t}{m^2} \right) \quad \text{o bien}$$

$$K_b \left(\frac{t}{m^3} \right) = \frac{50 \cdot q_u \left(\frac{t}{m^2} \right)}{b(m)} \quad \dots(3.2)$$

Donde: q_u = Resistencia a compresión simple del suelo.

Entonces el módulo K_h se definirá considerando el ancho b en sentido horizontal y la longitud l en sentido vertical. Dado que, en general, $l \gg b$ resulta que el cociente $b/l \approx 0$ y en consecuencia se obtienen las relaciones siguientes:

$$E_s \left(\frac{t}{m^2} \right) = K_h \cdot b = \frac{100}{3} \cdot q_u \left(\frac{t}{m^2} \right) = 40N \quad \dots(3.3)$$

El coeficiente de balasto resulta:

$$K_h \left(\frac{t}{m^3} \right) = \frac{100}{3} \cdot \frac{1}{b(m)} \cdot q_u \left(\frac{t}{m^2} \right) = \frac{40N}{b(m)} \quad \dots(3.4)$$

3.1.3.2 Suelos arenosos.

Para las arenas, todos los autores admiten que el coeficiente de reacción horizontal aumenta con la profundidad, según una relación parabólica, exponencial o lineal. Terzaghi, al igual que en el caso de las arcillas diferenció el estudio de pilotes o placas sometidos a cargas transversales del correspondiente a pantallas y tablaestacas.

Pilotes sometidos a cargas transversales

En este caso, Terzaghi admitió una variación lineal del coeficiente de balasto, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$K_h = n_h \cdot \frac{z}{b} \quad \dots(3.5)$$

Donde:

- z = Es la profundidad del punto donde se evalúa K_h .
- b = Es la anchura de la placa vertical considerada.
- n_h = Es un coeficiente de reacción horizontal, igual al coeficiente de balasto a la profundidad $z=b$.

Los valores propuestos por Terzaghi para el parámetro n_h , en el caso de arena seca o húmeda, fueron los siguientes:

Tabla 3.1

Tipo de arena	$n_h \frac{Kg}{cm^3}$
Arena suelta	0.22
Arena media	0.67
Arena densa	1.79

Para arenas sumergidas Terzaghi recomendaba valores iguales al 60%.

Terzaghi estableció esos valores en función del peso específico de la arena multiplicada por una constante variable según su compacidad. Puede comprobarse que los valores anteriores del coeficiente de balasto horizontal K_h , a la profundidad $z=b$, oscilan entre el 17% y el 11% de los valores propuestos como coeficiente de balasto vertical, $K_{s(1)}$, para la placa cuadrada horizontal de 1 pie de lado.

En consecuencia, relacionando el valor de n_h con la resistencia a la penetración estándar N , obtenida en el SPT, y pasando todo a unidades métricas, se pueden establecer las relaciones siguientes, similares a las anteriores:

Pilotes o placas verticales en arena seca o húmeda

$$K_h \left(\frac{t}{m^3} \right) = n_h \cdot \frac{z}{b} = 1000 * 10^{\frac{N-28}{40}} \cdot \frac{z}{b} \quad \dots(3.6)$$

Para pilotes o placas verticales en arena sumergida

$$K_h \left(\frac{t}{m^3} \right) = n_h \cdot \frac{z}{b} = 600 * 10^{\frac{N-28}{40}} \cdot \frac{z}{b} \quad \dots(3.7)$$

A continuación se presentan algunos valores sólo a modo de referencia mas no como valores a tomar en cuenta para un diseño final.

Tabla 3.2 Valores referenciales de K_s

Descripción de los suelos	Símbolo	$K_s(\text{Kg/cm}^3)$	
		Rango	Promedio
Gravas bien graduadas	GW	14 – 20	17
Gravas arcillosas	GC	11 – 19	15
Gravas mal graduadas	GP	8 – 14	11
Gravas Limosas	GM	6 – 14	10
Arenas bien graduadas	SW	6 – 16	11
Arenas arcillosas	SC	6 – 16	11
Arenas mal graduadas	SP	5 – 9	7
Arenas limosas	SM	5 – 9	7
Limos orgánicos	ML	4 – 8	6
Arcillas con grava o con arena	CL	4 – 6	5
Limos orgánicos y arcillas limosas	OL	3 – 5	4
Limos inorgánicos	MH	1 – 5	3
Arcillas inorgánicas	CH	1 – 5	3
Arcillas orgánicas	OH	1 – 4	2

Vesic (1961) propuso la siguiente relación entre K_s y el módulo de elasticidad del suelo:

$$K_s = \frac{0.65E}{B(1-\nu_p^2)} \sqrt[12]{\frac{EB^4}{E_f I_f}} \quad \dots(3.8)$$

Donde: B = Ancho del plato.
 E = Módulo de elasticidad del suelo.
 ν_p = Módulo de Poisson.
 E_f = Módulo de elasticidad de la fundación $\approx 4.5 * 10^8 \text{ lb/ft}^2 \approx 23000 \text{ Mpa}$.
 I_f = Momento de inercia de la fundación respecto de un plano vertical igual a $BT^3/12$
 T = espesor del plato.

3.2 Correlaciones para calcular el módulo de corte (G_{\max})

Tabla 3.3 Valores sugeridos de $K_{2\max}$ para la ecuación 3.12 por (Seed and Idriss).

Tipo de suelo	$K_{2\max}$ para unidades de esfuerzo de	
	KPa	psf
Arenas sueltas	8	35
Arenas densas	12	50
Arenas muy densas	16	65
Gravas y arenas muy densas	15 - 40	100 - 150

Para suelos granulares Seed and Idriss (1970) convirtió la simple expresión

$$G_{\max} \approx 1000 K_{2\max} \sqrt{\sigma_0} \quad \dots(3.9)$$

En el cuál el coeficiente empírico dimensional $K_{2\max}$ está en función de la densidad relativa del material (la dimensión está en función de la raíz cuadrada del esfuerzo) mostrado en la tabla 3.3.

El uso de las expresiones empíricas tales como las ecuaciones 3.12 y 3.13 puede ser recomendado en la práctica para varios casos:

- Para estudios de viabilidad, diseños y cálculos preliminares, antes de que cualesquiera de las medidas directas se hayan realizado en el campo o el laboratorio.
- Para diseños y cálculos finales en proyectos pequeños, donde el costo de los ensayos de laboratorio y de campo para obtener el G_{\max} no se justifica, a menos que los estudios de los parámetros revelen una alta sensibilidad de respuesta al valor exacto del módulo.
- Para proporcionar el orden de magnitud y semejanza de éstos valores, se debe contar con los obtenidos experimentalmente.

Otra correlación empírica de interés entre G_{\max} y el ensayo de penetración estándar (SPT) usada a partir de investigaciones y datos Japoneses, son propuestas a continuación por Seed (1986).

$$G_{\max} \approx 20000(N_1)_{60}^{1/3} \sqrt{\sigma_0} \quad (\text{psf}) \quad \text{.....(3.10)}$$

$$G_{\max} \approx 4500(N_1)_{60}^{1/3} \sqrt{\sigma_0} \quad (\text{Kpa}) \quad \text{.....(3.11)}$$

Donde la resistencia corregida será:

$$(N_1)_{60} = N \left(\frac{P_a}{\sigma_{v0}} \right)^{1/2} \left(\frac{ER}{0.60} \right) \quad \text{.....(3.12)}$$

Donde: σ_{v0} = Esfuerzo vertical efectivo de tapada
ER = Relación de transformación de la energía transmitida realmente a la barra del SPT dividida por la energía teórica libre de caída.

Varias otras correlaciones empíricas entre G_{\max} y los valores de N se han propuesto también en la literatura. Dos de las más comunes son las siguientes:

Correlación de Ohta y Goto (1976), Seed et al (1986)

$$G_{\max} = 20,000 (N_1)_{60}^{0.333} (\sigma'_m)^{0.5} \quad \text{.....(3.13)}$$

Donde: (G_{\max} y σ'_m en lb / pie²)

Correlación de Imai y Tonouchi (1982)

$$G_{\max} = 325 N_{60}^{0.68} \quad \text{.....(3.14)}$$

Donde: G_{\max} en kips / pie²

También tenemos la correlación de Ohsaki y Iwasaki (1973):

$$G_{\max} = 12000N^{0.8} \quad (\text{Kpa}) \quad \dots(3.15)$$

$$G_{\max} = 240N^{0.8} \quad (\text{Ksf}) \quad \dots(3.16)$$

Sin embargo, la confiabilidad de tales relaciones es muy baja, y deben ser utilizados solamente, si son necesarios, para las estimaciones preliminares crudas de la rigidez del suelo.

3.2.1 Correlaciones para calcular el módulo de balasto (K).

A partir de la teoría de elasticidad: Se han elaborado distintas relaciones entre el módulo de corte del suelo (G) y el módulo de balasto (K) para distintos comportamientos del pilote, (desplazamiento horizontal, vertical, torsión etc.), las cuales se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3.4

Movimiento	Constante del resorte	Referencia
Fundaciones circulares		
Vertical	$K = \frac{4 \times G \times r_0}{(1 - \mu)}$	Timoshenko and Goodier (1951)
Horizontal	$K_x = \frac{32 \times (1 - \mu) \times G \times r_0^3}{(7 - 8\mu)}$	
Rocking	$K_\theta = \frac{8 \times G \times r_0^3}{3(1 - \mu)}$	Borowicka (1943)
Torsión	$K_\alpha = \frac{16}{3} \times G \times r_0^3$	Reissner and Sagoci (1944)
Fundaciones rectangulares		
Vertical	$K = \left[\frac{G}{(1 - \mu)} \right] \times F_z \sqrt{B \times L}$	Barkan (1962)
Horizontal	$K_x = 2(1 + \mu) \times G \times F_x \sqrt{B \times L}$	Barkan (1962)
Rocking	$K_\theta = \left[\frac{G}{(1 - \mu)} \right] \times F_\theta \times B \times L^2$	Gorbunov-Possadov and Serebrajanyi (1961)

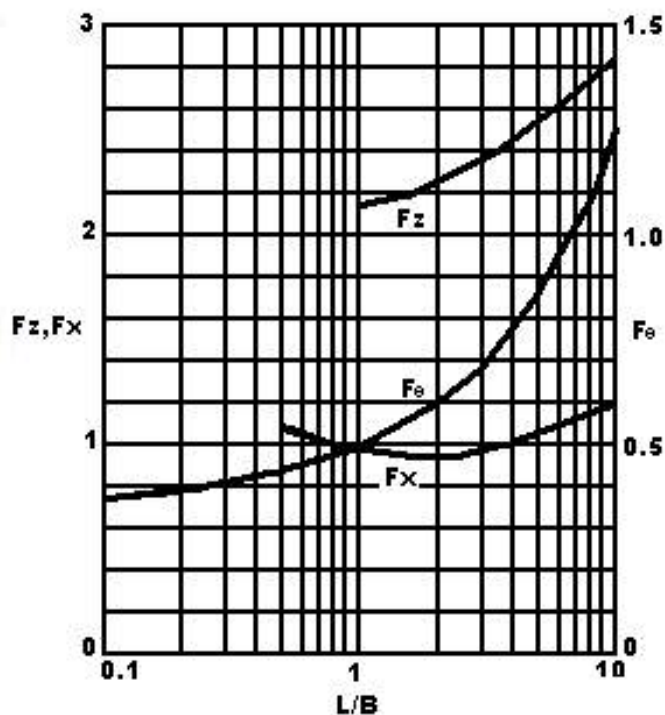


Fig. 3.2

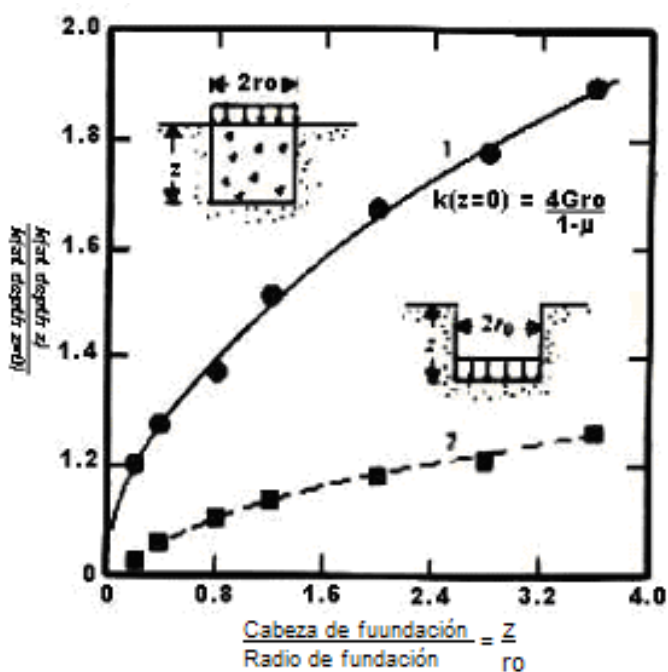


Fig. 3.3

Whitman y Richard recomendaron los siguientes valores para el módulo de Poisson:

Arenas parcialmente saturadas	$\mu = 0.35 - 0.4$
Arcillas saturadas	$\mu = 0.5$

Los valores de F_x , F_z y F_θ se muestran en las gráficas 3.2 y 3.3.

3.3 El método p-y.

El análisis que considera la relación no lineal entre la resistencia lateral y la deflexión, modela más exactamente el comportamiento verdadero de fundaciones profundas lateralmente cargadas. Sin embargo la implementación de cada uno de estos métodos requiere datos de ensayos para definir la naturaleza de los mismos y herramientas numéricas para realizar los cálculos necesarios. Afortunadamente, estos obstáculos han sido superados durante las décadas de los 70s y los 80s. Los ingenieros ahora tienen acceso a bastantes datos experimentales y ordenadores para conducir análisis no lineales en proyectos rutinarios del diseño.

El análisis no lineal más extensamente usado es el método “p-y”, el cual está basado en el trabajo de McClenlland y Focht (1958). Este modela la resistencia del suelo usando una serie de resortes no lineales, según lo mostrado en la figura 6.1 Por mucho tiempo la investigación y el desarrollo para este método fue conducido por la Universidad de Texas por Austin Reese y sus colegas.

El método p-y ha sido recibido bien, porque ha sido calibrado por pruebas a escala completa de carga y porque puede considerar muchas variables, incluyendo:

- Cualquier curva carga deformación no lineal.
- Variaciones de la curva carga deformación con la profundidad.
- Variaciones en la rigidez de la fundación con la profundidad.
- Comportamiento a la flexión elastoplástica de la fundación.
- Cualquiera de las condiciones del comportamiento del cabezal incluyendo libre, restringido, momento puro y otros.

Cuando la carga lateral se aproxima a la capacidad lateral última, la curva p-y no lineal genera grandes deflexiones, la deflexión calculada de la fundación también llega a ser más grande. Por lo tanto el método p-y incluye implícitamente el análisis de capacidad lateral última. Así no hay necesidad de conducir un análisis separado.

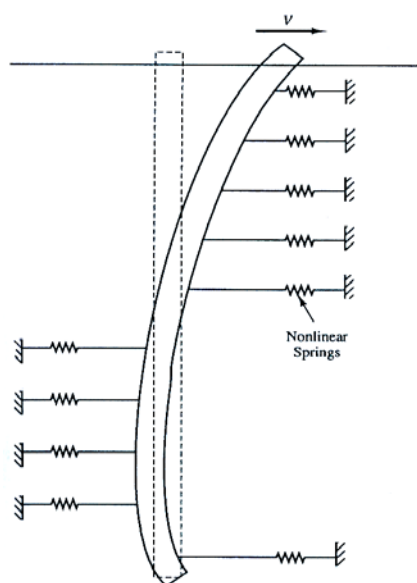


Figura 3.2 El método p-y modela la resistencia del suelo usando una serie de resortes no lineales. La función carga-desplazamiento está por la curva p-y.

Modelo Numérico.

En la práctica el análisis p-y debe considerar los cambios en la relación p-y con la profundidad, como se muestra en la figura 3.3a. Podemos lograr esto usando un análisis de diferencias finitas que divida la fundación en n intervalos, como se muestra en la figura 3.3b. Asignando una curva p-y y una rigidez de fundación EI para cada intervalo, así se puede formar un modelo matemático de la fundación y su interacción lateral con el suelo.

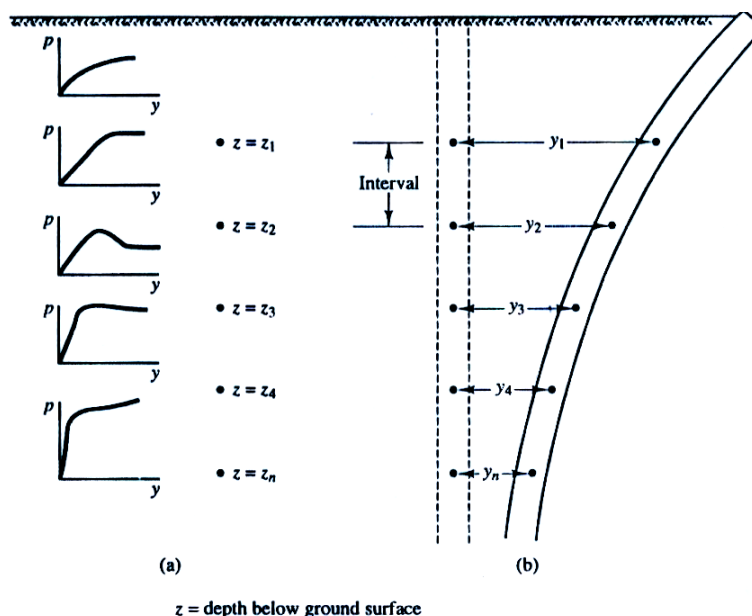


Fig. 3.3 (a) Cambios en la relación p-y con la profundidad; (b) Modelo de diferencias finitas

También es necesario aplicar apropiadamente las condiciones de borde. Hay dos condiciones conocidas en el fondo de la fundación: El momento y el cortante son cero ($V_b = M_b = 0$). Las condiciones de borde en el cabezal dependen de las siguientes restricciones:

- Para la condición de cabeza libre, las cargas aplicadas de corte y de momento, V y M respectivamente, son conocidas. Existe también rotación y deflexión en el cabezal ($St \neq 0, Y_t \neq 0$).
- Para la condición de cabeza restringida, el cortante aplicado V , y la deflexión St son conocidas. Normalmente St es cero, pero podría tener cualquier valor fijo.
- Para la condición de momento puro, el momento aplicado M , es conocido, el cortante aplicado V , es cero y la deflexión lateral en el cabezal es cero. Sin embargo hay rotación en el cabezal y St no es cero.

Las siguientes ecuaciones definen el comportamiento de la fundación a través de cada intervalo.

$$S_z = \frac{dy}{dz} \quad \text{.....(3.17)}$$

$$M_z = EI \frac{d^2y}{dz^2} \quad \text{.....(3.18)}$$

$$V_z = EI \frac{d^3 y}{dz^3} \quad \dots(3.19)$$

$$p_z = EI \frac{d^4 y}{dz^4} \quad \dots(3.20)$$

Donde:

- S_z = Inclinación de la fundación a una profundidad z .
- M_z = Momento de flexión en la fundación a una profundidad z .
- V_z = Fuerza de corte en la fundación a la profundidad z .
- p_z = Resistencia lateral del suelo por unidad de longitud de la fundación a una profundidad z .
- E = Módulo de elasticidad.
- I = Momento de inercia en la dirección
- Y = Deflexión lateral.
- Z = Profundidad debajo de la superficie de suelo.

Usando esta información con una solución iterativa, el programa de computador encontrará la condición de equilibrio entre la reacción del suelo y los esfuerzos en la cimentación, y calculará el corte, momento y deflexión lateral en cada intervalo.

CAPÍTULO IV

DISEÑO ESTRUCTURAL

En este capítulo se detallan las consideraciones estructurales a tener en cuenta para el cálculo de pilotes hincados, perforados y caissons, se muestra también las correlaciones para hallar los valores de momentos, cortantes, desplazamientos y carga axial

4.1 Distribución de cargas

Cuando la carga vertical transmitida por el pilar P coincide con el centro de gravedad de los n pilotes agrupados bajo un encepado de suficiente rigidez, puede admitirse que cada pilote recibe una carga.

$$P_i = \frac{P}{n} \quad \dots(4.1)$$

Existen bastantes casos, sin embargo, en que el pilar transmite al encepado además de la carga vertical P, un esfuerzo cortante o carga horizontal Q y un momento M. Bajo estas sollicitaciones el encepado sufre desplazamientos y giros de los que resultan cargas desiguales en los pilotes, llegando éstos, en algunos casos, a trabajar a tracción.

Para determinar los esfuerzos en cada pilote pueden seguirse tres métodos:

- Ignorar la presencia del terreno, descomponiendo por métodos estáticos las acciones exteriores según las direcciones de los pilotes, suponiendo estos articulados en el encepado.
- Sustituir las reacciones horizontales del terreno sobre los pilotes por un empotramiento ficticio a una cierta profundidad, determinando luego los esfuerzos mediante un programa de cálculo de estructuras.
- Suponer los pilotes embebidos en un medio elástico continuo al que se aplican las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones.

El más sencillo es evidentemente el primero, el cual resulta suficientemente aproximado cuando los pilotes son relativamente largos y esbeltos y de la misma longitud.

El caso mas frecuente es el del grupo de pilotes paralelos:

4.1.1 Carga vertical excéntrica

Equivale al sistema $P_t, M_x = P_t \cdot e_y, M_y = P_t \cdot e_x$

Donde: (fig 3.1): x_i, y_i =Coordenadas del centro de cada pilote referidas a los ejes del encepado.

A_i =Área de cada pilote.

P_t =Carga vertical total, incluyendo el peso del encepado, aplicando la fórmula de la compresión compuesta:

$$\sigma(x_i, y_i) = \frac{P_t}{\sum A_i} + \frac{M_x \cdot y_i}{I_x} + \frac{M_y \cdot x_i}{I_y} \quad \dots(4.2)$$

Por el teorema de *Steiner* y despreciando la inercia de la sección de cada pilote resulta:

$$I_x = \sum A_i \cdot y_i^2$$

$$I_y = \sum A_i \cdot x_i^2 \quad \dots(4.3)$$

Y en el caso de ser todos los pilotes de igual sección A, queda finalmente

$$P_i = \sigma(x_i, y_i) \cdot A = \frac{P_t}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x_i^2} \quad \dots\dots(4.4)$$

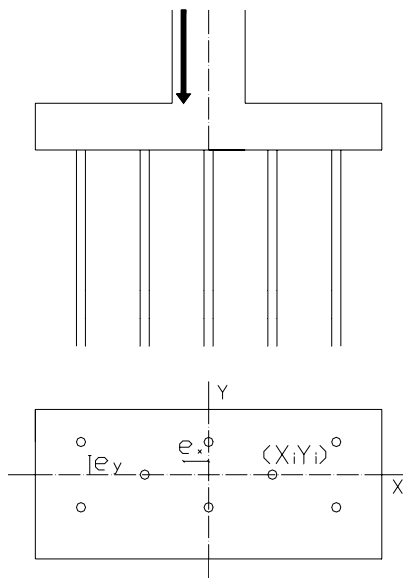


Fig. 4.1 Grupo de pilotes Paralelos.

Si alguna de las cargas P_i resultara negativa (es decir, de tracción), puede admitirse si es del mismo orden del peso del pilote. Si es superior puede aumentarse el peso del encepado (lo cual suele ser antieconómico) o mejorar la inercia del grupo (mayor $\sum x_i^2$ ó $\sum y_i^2$) separando más los pilotes.

En determinados casos se llega a hacer trabajar los pilotes a tracción aumentando su longitud y disponiendo una armadura adecuada.

4.1.2 Sistema de carga general

El sistema de cargas, reducido al centro de gravedad del encepado, comprende una carga vertical P_t , una carga horizontal Q y un momento M (respecto al eje de mayor inercia del encepado y despreciando el momento en un plano ortogonal). Dicho sistema puede reducirse a una resultante inclinada R , actuando con excentricidad e respecto al eje del encepado.

Si se suponen los *pilotes articulados* es evidente que hay que colocar pilotes inclinados para conseguir un sistema de reacciones axiales en los pilotes que equivalga a la resultante exterior R .

Normalmente los pilotes no sobrepasan los 15° - 20° de inclinación respecto a la vertical y no suelen combinarse más de 2 ó 3 inclinaciones en un mismo encepado.

En estos casos las fuerzas en los pilotes pueden obtenerse por descomposición gráfica, según el método debido a *Culmann* (fig. 3.2). Si existen varios pilotes en una misma

dirección se sustituyen por su eje común (línea de la misma inclinación que pasa por el centro de gravedad de las cabezas de los pilotes) y luego la componente correspondiente a ese eje se divide entre los pilotes agrupados en el mismo.

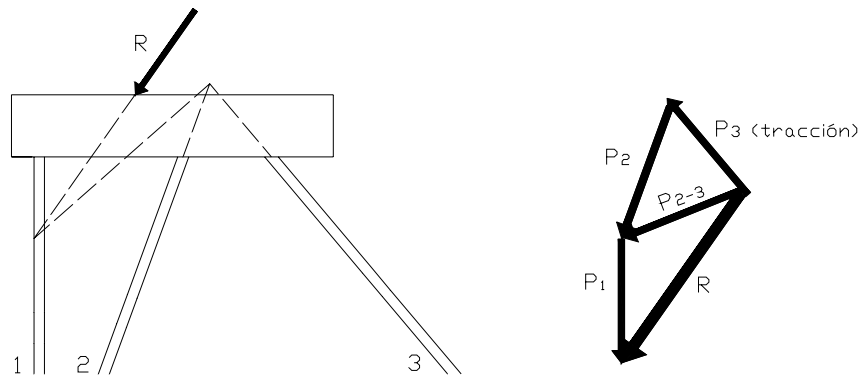


Fig. 4.2 Aplicación del método gráfico de Cullman

Otro método aproximado es el grafo-analítico que aparece en la figura 3.3 y que comprende los pasos siguientes:

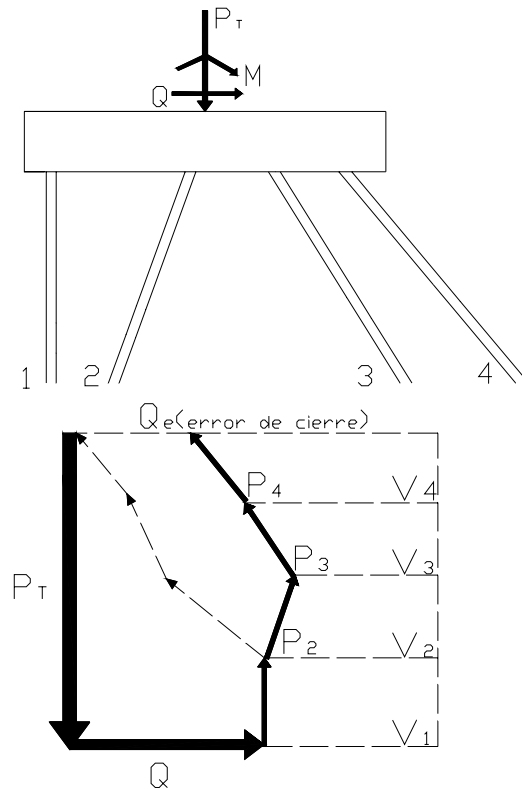


Fig 4.3 Método Grafo - Analítico

1. Se calculan las componentes verticales de la carga de cada pilote por la fórmula de flexión compuesta.

$$V_i = \frac{P_i}{n} \neq \frac{M \cdot x_i}{\sum x_i^2} \quad \dots(4.5)$$

2. Se dibuja un polígono de fuerzas a partir de P_t y Q dividiendo P proporcionalmente a V_i . Las fuerzas en los pilotes se obtienen trazando paralelas a las direcciones de los mismos hasta cortar las particiones anteriores.
3. Si el polígono no cierra, quedando una fuerza horizontal sin compensar Q_e , ésta puede repartirse a partes iguales entre todos los pilotes o corregir las inclinaciones de los mismos hasta $Q_e = 0$.

Para proyectar pilotajes con varias inclinaciones conviene tener presente la notación del centro elástico. Se obtiene por la intersección de los ejes de los pilotes o grupos de pilotes (que, por lo tanto, deben ser recurrentes) y tiene la propiedad de que las fuerzas que pasa por él sólo producen traslaciones del encepado. Estos giros dan también lugar a esfuerzos axiales proporcionales a la distancia o “brazo” de cada pilote respecto a su eje representativo. (Fig. 3.4).

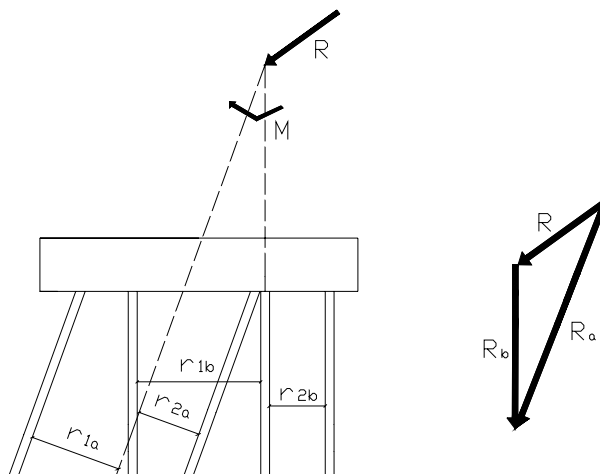


Fig. 4.4 Método del centro elástico

En el caso de pilotes de la misma longitud y sección dispuestos según dos direcciones “a” y “b” se obtiene:

$$P_{ai} = \frac{R_a}{n_a} + \frac{M \cdot r_i}{\sum r_i^2} \quad P_{bi} = \frac{R_b}{n_b} + \frac{M \cdot r_i}{\sum r_i^2} \quad (4.6)$$

Donde:
 R_a, R_b =Componentes de R según las direcciones “a” y “b”.
 N_a, n_b =Número de pilotes pertenecientes a cada dirección.
 r_i =El brazo o distancia del pilote al eje que pasa el centro elástico (con signo positivo o negativo según quede del lado en que el momento “comprime” o “tira” de los pilotes).

En el caso particular de pilotes de igual sección y longitud (fig 3.5) a los esfuerzos debidos a P y M deben sumarse los ocasionados por la fuerza horizontal Q que son:

$$H_Q = \frac{Q}{n} \quad \dots(4.7)$$

$$M_Q = \frac{H_Q L}{2} \quad \dots(4.8)$$

$$P_Q = \frac{x_i \sum M_Q}{\sum x_i^2} \quad \dots(4.9)$$

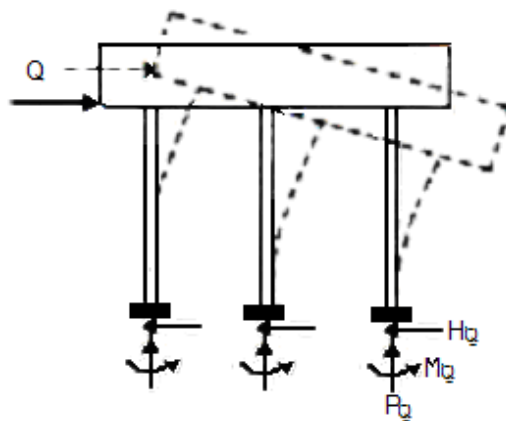


Fig. 4.5 Pilotaje sometido a empuje horizontal

4.2 Fuerzas horizontales

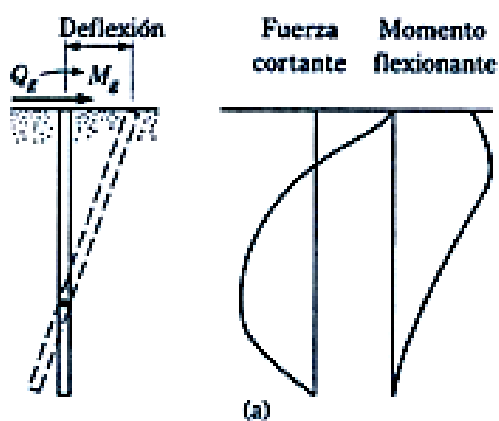
Una cimentación por pilotaje puede estar sometida a fuerzas horizontales derivadas de los empujes de viento, fuerzas de corriente de agua, efectos sísmicos, etc. Si V es el valor de las cargas verticales:

Cargas horizontales.

$\leq 0.05 V$
 $0.05 V - 0.10 V$
 $> 0.10 V$

Actuación.

No es necesario considerarlas.
 Las absorben los pilotes a flexión.
 Se requieren pilotes inclinados, anclajes, etc.



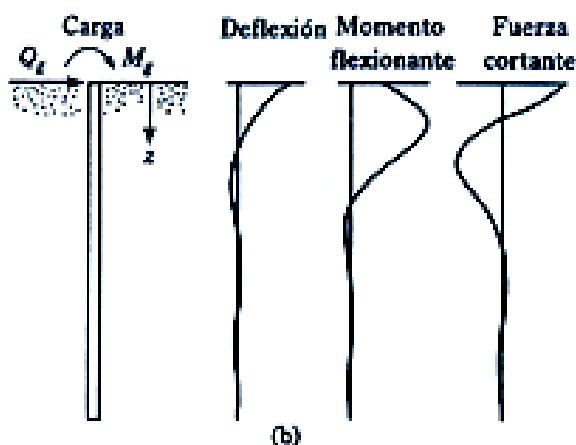


Figura 4.6 Variación por efecto de las fuerzas horizontales de la deflexión, momento y fuerza cortante en pilotes (a) rígidos y (b) elásticos.

Para el caso intermedio existen diversas soluciones teóricas. Supondremos los pilotes empotrados en el cabezal, lo cual es admisible en estructuras de hormigón con encepados arriostrados. Si los pilotes son cortos se comportan rígidamente, rompiendo el terreno lateralmente. Broms (1964) ha propuesto las fórmulas siguientes:

a) *Suelos granulares:*

$$H_{\text{rot}} = 1.5 \gamma L^2 D K_p \quad \text{.....(4.10)}$$

$$M_{\text{max}} = 2/3 H_{\text{rot}} L \quad \text{.....(4.11)}$$

b) *Suelos cohesivos:*

$$H_{\text{rot}} = 9 C_u D (L - 1.5 D) \quad \text{.....(4.12)}$$

$$M_{\text{max}} = H_{\text{rot}} (0.5L + 0.75 D) \quad \text{.....(4.13)}$$

Donde: H_{rot} =Carga horizontal máxima que aguanta el terreno. Sobre ella debe adoptarse un coeficiente de seguridad $F \geq 2.5$

γ =Peso específico efectivo del suelo.

L =Longitud del pilote.

D =Diámetro.

K_p =Coeficiente de empuje pasivo de Rankine = $\text{tg}^2 (45 + \phi/2)$.

C_u =Resistencia al corte sin drenaje.

El M_{max} se produce lógicamente en el empotramiento del cabezal. En el caso de pilotes de longitud intermedia el M_{max} se alcanza a una profundidad f pero antes se ha producido la rotura en el empotramiento con un momento:

$$M_y = (0.5 \gamma D L^3 K_p) - H_{\text{rot}} * L \text{ (suelos granulares).}$$

$$M_y = 2.25 C_u D g^2 - 9 C_u D f (1.5 D + 0.5 f) \text{ (suelos cohesivos).}$$

$$L = 1.5 D + f$$

En pilotes largos pueden producirse desplazamientos importantes y la rotura a flexión sin llegar a romper el terreno en una extensión apreciable. Este comportamiento se ha estudiado considerando el terreno como un medio elástico o asimilado el pilote a una pieza flexible que carga horizontalmente sobre apoyos elásticos representativos del terreno a través de una constante denominada coeficiente de balasto. Este último método es el que resulta de más fácil aplicación, aún con la dificultad inherente en la estimación del coeficiente de balasto horizontal K_h .

En el caso de arcillas medias o duras puede admitirse que $K_h = \text{cte}$ con la profundidad, mientras que en los suelos granulares y en las arcillas blandas es más realista suponer que crece lineal o parabólicamente con la misma.

Una vez fijado K_h puede definirse la rigidez relativa T del sistema suelo – pilote por la expresión:

$$T = \sqrt[3]{\frac{EI}{K_h}} \quad \text{.....(4.14)}$$

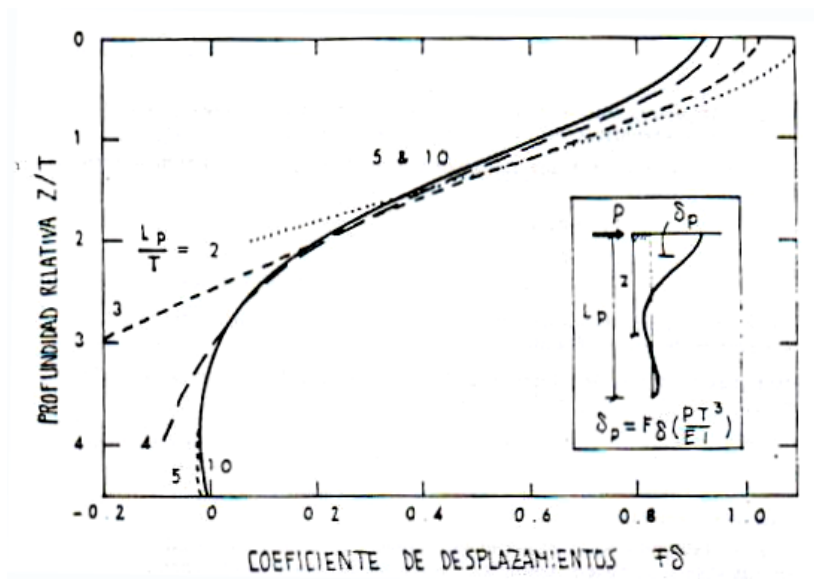
siendo EI la rigidez del pilote.

Mattlock y Reese han calculado el momento y el desplazamiento a cualquier profundidad de un pilote sometido a una carga H en cabeza:

$$M = F_m.H.T \quad \text{.....(4.15)}$$

$$\delta = F_\delta \frac{HT^3}{EI} \quad \text{.....(4.16)}$$

siendo F_m y F_δ coeficientes adimensionales que aparecen en la figura 2.3. Una vez conocido el momento máximo y la armadura correspondiente, ésta se dispone en el 50 – 60% de la longitud del pilote.



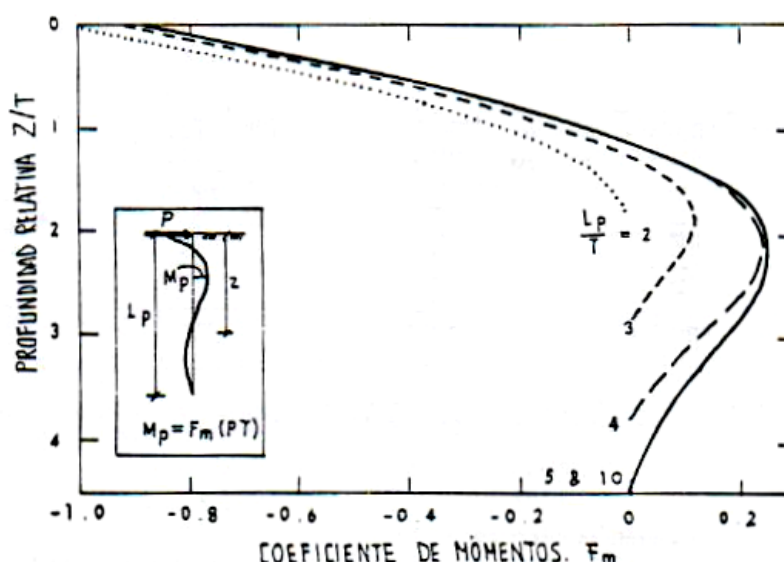


Fig 4.7 Coeficientes adimensionales para desplazamientos y momentos en pilotes sometidos a cargas horizontales en cabeza.

4.3 Diseño de pilotes hincados

4.3.1 Capacidad estructural de pilotes hincados

- La capacidad estructural de los pilotes en madera será igual a:

$$T_e = A \cdot \sigma_m \quad \dots\dots(4.16)$$

Siendo A la sección media y σ_m la carga unitaria máxima que se supone al material, que será:

En construcciones permanentes:

Madera normal: pino, abeto, castaño, olmo, chopo: $\sigma_m = 45 \text{ Kg/cm}^2$.

Madera de calidad superior: cedro, roble, nogal, palo-hacha: $\sigma_m = 60 \text{ Kg/cm}^2$.

En construcciones provisionales, o bien en aquellas permanentes de poca responsabilidad y, en particular, sin riesgo humano, se pueden aumentar estos límites en 10 Kg/cm^2 .

Con maderas especiales importadas se podría llegar a a la carga admitida por la normativa del país de origen, sin sobrepasar nunca los 75 Kg/cm^2 .

En pilotes de tubería de acero rellenos de concreto el esfuerzo máximo admisible no debe exceder de $0.25 f_y + 0.4 f'_c$.

En pilotes prefabricados de concreto el esfuerzo máximo admisible, no debe exceder de $0.33 f'_c$ en la sección transversal total de concreto, en todo caso la resistencia última será la indicada a continuación:

Para elementos con refuerzo lateral en forma de estribos:

$$R_{pu} = 0.80\phi(0.85f'_c A_c + f_y A_s) \quad \text{.....(4.17)}$$

Para elementos con refuerzo lateral en forma de espiral:

$$R_{pu} = 0.85\phi(0.85f'_c A_c + f_y A_s) \quad \text{.....(4.18)}$$

Donde:

- R_{pc} : Resistencia última de diseño a carga axial.
- f'_c : Resistencia a compresión del concreto.
- A_c : Área neta de concreto de la sección transversal.
- f_y : Resistencia a la fluencia del refuerzo.
- A_s : Área total del refuerzo longitudinal.
- Φ : 0.7 para elementos con estribos, 0.75 para elementos con espiral.

- En concreto preesforzado el esfuerzo admisible no debe exceder de $0.33 f'_c - 0.27 f_{pe}$, donde f_{pe} es el esfuerzo de compresión de concreto debido al preesfuerzo después de las pérdidas en kg/cm².
- Se recomienda en condiciones duras y difíciles de hincado un concreto con un contenido mínimo de cemento del orden de 400Kg/m³ en el cuerpo del pilote, y 600 Kg/m³ en la cabeza y la punta.

Se hacen las siguientes recomendaciones para el refuerzo:

- La cantidad de acero longitudinal debe ser proporcional a los esfuerzos que surgen durante el levantamiento y el manejo.
- La cantidad de acero transversal, cuando se espera un hundimiento difícil, no debe ser menor al 0.4 % del volumen bruto del concreto.
- La proporción de acero de unión en la cabeza del pilote debe ser del 1%.
- Si los pilotes trabajaran a compresión centrada no necesitarían armadura, salvo algunas barras en la parte superior para la unión al encepado. La longitud de estas barras suele fijarse entre 5.5 y 6 a 9 diámetros, dejando además un mínimo de 0.5m para empotrar en el encepado. Sin embargo, de hecho siempre existen esfuerzos de flexión por excentricidad, inclinación, acciones horizontales, etc. Por lo que se recomienda colocar una cuantía del 0.25 al 0.7%.
- La distancia mínima entre barras debe ser superior a 35mm y el recubrimiento del orden de 4cm, aunque en terrenos agresivos se recomienda 6 cm.
- Los esfuerzos máximos de hincamiento para pilotes de concreto no deben exceder de $0.85 f'_c$ (compresión) ó $0.7 f_y$ del acero de refuerzo (tensión), en todo caso la resistencia del concreto a la hinc se calculará de la siguiente manera:

Tracción durante el hincado: $f_T \leq \frac{f'_c}{2} \quad \text{.....(4.19)}$

$$f_T = \sqrt{\frac{E}{P_p}} \quad \text{.....(4.20)}$$

Donde:

- P_p = Peso del pilote.
- E = Energía del martillo (Ton/m) = $P_m * H$

- P_m = Peso del martillo (1/3 de P_p)
 H = Altura de caída del martillo (Generalmente no mayor de 2m).

4.3.2 Proceso de diseño

- Determinar las cargas admisibles transmitidas por la superestructura y cabezal de cimentación a esfuerzos de trabajo.
- Determinar la distribución de carga última por cada pilote, utilizando el método de distribución de cargas anteriormente descrito.
- Para la capacidad geotécnica última o capacidad de soporte a carga axial se utilizan las fórmulas para determinar la capacidad axial por punta y por fricción descritas en el capítulo III.
- Determinación de la longitud por fricción y punta del pilote y el diámetro del pilote para absorber la carga transmitida utilizando los factores de seguridad establecidos para cada caso.
- Determinación de los esfuerzos admisibles de la sección estructural y esfuerzos admisibles de hincamiento.
- Revisión de las condiciones de izaje.
- Revisión de problemas de inestabilidad:

Esta inestabilidad puede presentarse, en general, en los siguientes casos:

- En pilotes totalmente enterrados que sean muy largos y tengan poca rigidez a la flexión, lo cual podría ocurrir en pilotes metálicos.
- En pilotes parcialmente enterrados, con longitud libre importante.
- Durante la hinca de pilotes, debido a cambios de dirección, flexión desviada originada por golpe no centrado, etc. En este caso, la inestabilidad tiene carácter diferente y la denominaremos como direccional.

Considerando la primera condición (pilotes totalmente enterrados) Bjerrum obtuvo la carga de pandeo suponiendo que la deformada del pilote pasará a ser una curva sinusoidal con un cierto número de semiondas de longitud λ . En este caso, la carga crítica de pandeo, P_{cr} , puede tomarse igual a:

$$P_{cr} \approx \frac{E_p I_p}{\lambda^2} + \frac{Kb\lambda^2}{2} \quad \dots(4.21)$$

donde K es el coeficiente de reacción lateral del terreno y b la anchura del pilote. El valor de λ que proporciona el menor valor de P es:

$$\pi \sqrt{\frac{E_p I_p}{Kb}}$$

Por lo que:

$$P_{cr} \approx 2\sqrt{KbE_p I_p} \quad \dots(4.22)$$

Ahora bien, para que el pilote pandee es necesario que esta carga crítica sea inferior a la carga de rotura del pilote, es decir, el valor $\sigma_{max} \cdot A_p$, siendo σ_{max} la tensión de rotura del

pilote y A_p su sección transversal. Por lo tanto, sólo se necesita comprobar el pandeo cuando:

$$\frac{I_p}{A_p} \leq \frac{\sigma_{\max}^2}{4KbE_p} \quad \dots(4.23)$$

En general no es necesario comprobar la inestabilidad de los pilotes comerciales, totalmente enterrados, incluso aunque se hinquen en suelos muy blandos, por ser más limitativa la condición de rotura estructural.

Cuando el pilote de longitud total L_T está parcialmente embebido en el terreno puede ser embebido en el terreno puede ser necesario tener en cuenta el riesgo de pandeo, sobre todo si la parte libre es de magnitud apreciable. En este caso, la parte enterrada (de longitud L) tiende a flectar como consecuencia de los esfuerzos que le transmite la parte externa (de longitud l). El terreno reacciona contra esa flexión, contrarrestando, en parte, el efecto de la carga vertical. Esa reacción se suele tener en cuenta de dos formas, principalmente:

- Considerando la respuesta del terreno a través de un coeficiente de reacción lateral o de balasto.
- Considerando el terreno como un material elástico, isótropo y homogéneo. A efectos prácticos pueden utilizarse las soluciones adimensionales con objeto de estimar la carga crítica de pandeo. Puede sin embargo, utilizarse otro método simplificado, debido a Davison y Robinson (1965), que supuso que el pilote era equivalente a una pieza prismática, empotrada a una profundidad L_f . La carga de pandeo se calcula, entonces, con los sistemas habituales en cálculo de estructuras, una vez conocida L_f . Los citados autores determinan esta profundidad por comparación con las soluciones basadas en el coeficiente de reacción lateral. En ese caso, la carga crítica de pandeo vendrá dada por la siguiente expresión:

$$P_{cr} = \pi^2 \frac{E_p I_p}{(l + L_f)} \cdot A \quad \dots(4.24)$$

En que A es una constante que depende del tipo de coacción en cabeza (articulada: 2,045; libre: 0.25; empotrada: 4.0; sin giro, pero con desplazamiento: 1.0). El valor de L_f puede tomarse como:

$$\text{Arcillas:} \quad L_f = 1.4^4 \sqrt{\frac{E_p I_p}{Kb}} \quad \dots(4.25)$$

$$\text{Arenas:} \quad L_f = 1.8^5 \sqrt{\frac{E_p I_p}{\eta_h}} \quad \dots(4.26)$$

Tabla 4.1: Valores de η_h

	Compacidad de la arena	Arena sumergida	Arena seca o húmeda
1	Muy poco compacta	95	155
2	Poco compacta	175	230
3	Medianamente compacta	300	400

4	Bastante compacta	500	750
5	Muy compacta	730	1200

En cuanto al problema de desviaciones producidas durante la hincada o de inestabilidad direccional, debe indicarse que es relativamente corriente que se produzca al hincar pilotes metálicos largos, como ha sido comprobado en diversas ocasiones mediante inclinómetros unidos solidariamente a dichos pilotes. En los últimos años se ha prestado atención a este problema, suponiendo que el terreno se opone a cualquier desplazamiento lateral con una reacción que depende de un módulo de reacción lateral K . La cabeza del pilote se supone guiada y que no puede girar, tal como suele ocurrir en la práctica, y que el pilote tiene una longitud hincada L .

- Cálculo de las cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos últimos. Éstas se pueden calcular utilizando de manera adecuada las siguientes relaciones:

Solución elástica.

Un método general para determinar momentos y deslizamientos en un pilote vertical hincado en suelo granular y sometido a carga lateral y momento en la superficie del terreno fue dado por Matlock y Reese (1960). Considere un pilote de longitud L sometido a una fuerza lateral Q_g y a un momento M_g en la superficie del terreno ($z=0$), como muestra la figura 2.3(a). La figura 2.3(b) muestra la forma reflectada general del pilote y la resistencia del suelo causada por la carga y el momento aplicados.

De acuerdo con un modelo más simple de Winkler, un medio elástico (suelo en este caso) es reemplazado por una serie de resortes elásticos independientes infinitamente cercanos entre sí. Con base en esta hipótesis,

$$k = \frac{p'(KN/m)}{x(m)} \quad \dots(4.27)$$

Donde: k = módulo de reacción del subsuelo.
 p' = presión sobre el suelo.
 x = deflexión.

El módulo del subsuelo para suelos granulares a una profundidad z se define como:

$$k_z = n_h z \quad \dots(4.28)$$

Donde: n_h = constante del módulo de la reacción horizontal del subsuelo.

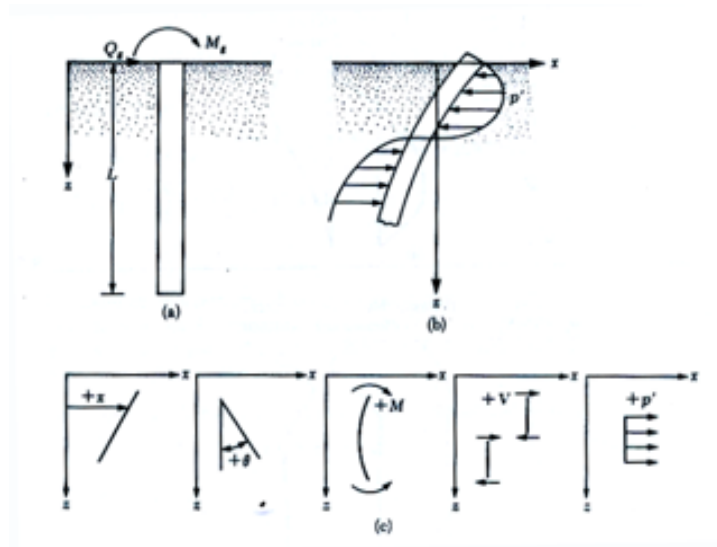


Fig. 4.8 (a) Pilote cargado lateralmente; (b) resistencia del suelo sobre un pilote causado por carga lateral; (c) convenciones de signo para desplazamiento, pendiente, momento, fuerza cortante y reacción del suelo

Con referencia a la figura 4.8(b) y usando la teoría de vigas sobre cimentación elástica, escribimos

$$E_p I_p \frac{d^4 x}{dz^4} = p' \quad \dots(4.29)$$

Donde: E_p = módulo de elasticidad del material del pilote.
 I_p = Momento de inercia de la sección del pilote.

Con base en el modelo de Winkler

$$p' = -kx \quad \dots(4.30)$$

El signo de la ecuación 4.30 es negativo porque la reacción del suelo tiene dirección opuesta a la de la deflexión del pilote.

Combinando las ecuaciones 4.29 y 4.30 resulta:

$$E_p I_p \frac{d^4 x}{dz^4} + kx = 0 \quad \dots(4.31)$$

La solución de la ecuación 4.31 conduce a las siguientes expresiones:

Deflexión del pilote a cualquier profundidad

$$x_z(z) = A_x \frac{Q_s T^3}{E_p I_p} + B_x \frac{M_s T^2}{E_p I_p} \quad \dots(4.32)$$

Pendiente del pilote a cualquier profundidad

$$\theta_z(z) = A_\theta \frac{Q_g T^2}{E_p I_p} + B_\theta \frac{M_g T}{E_p I_p} \quad \text{.....(4.33)}$$

Momento del pilote a cualquier profundidad

$$M_z(z) = A_m Q_g T + B_m M_g \quad \text{.....(4.34)}$$

Fuerza cortante sobre el pilote a cualquier profundidad

$$V_z(Z) = A_v Q_g + B_v \frac{M_g}{T} \quad \text{.....(4.35)}$$

Reacción del suelo a cualquier profundidad

$$p'_z(z) = A_{p'} \frac{Q_g}{T} + B_{p'} \frac{M_g}{T^2} \quad \text{.....(4.36)}$$

Donde: $A_x, B_x, A_\theta, B_\theta, A_m, B_m, A_v, B_v, A_{p'}$ y $B_{p'}$ son coeficientes
 T = longitud característica del sistema suelo-pilote.

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} \quad \text{.....(4.37)}$$

Cuando $L \geq 5T$, el pilote se considera como pilote largo. Para $L \leq 2T$, se considera como pilote rígido. La tabla 2.1 da los valores de los coeficientes para pilotes largos. Note que en la primera columna de la tabla 2.1, Z es la profundidad adimensional, o

$$Z = \frac{z}{T} \quad \text{.....(4.38)}$$

Las convenciones de signo positivo para $X_z(z)$, $\theta_z(z)$, $M_z(z)$, $V_z(z)$ y $p'_z(z)$ supuestas en las derivaciones en la tabla 2.1 se muestran en la figura 2.3(c). La figura 2.4 muestra la variación de A_x, B_x, A_m, B_m , para diversos valores de $L/T = Z_{\text{máx}}$. Ésta muestra que, cuando L/T es mayor que aproximadamente 5, los coeficientes no cambian, lo que es cierto sólo en pilotes largos.

Tabla 4.2

Z	A _x	A _θ	A _m	A _v	A' _p	B _x	B _θ	B _m	B _v	B' _p
0.0	2.435	-1.623	0.000	1.000	0.000	1.623	-1.750	1.000	0.000	0.000
0.1	2.273	-1.618	0.100	0.989	-0.227	1.453	-1.65	1.000	-0.007	-0.145
0.2	2.112	-1.603	0.198	0.956	-0.422	1.293	-1.55	0.999	-0.028	-0.259
0.3	1.952	-1.578	0.291	0.906	-0.586	1.143	-1.45	0.994	-0.058	-0.343
0.4	1.796	-1.545	0.379	0.840	-0.718	1.003	-1.351	0.987	-0.095	-0.401
0.5	1.644	-1.503	0.459	0.764	-0.822	0.873	-1.253	0.976	-0.137	-0.436

0.6	1.496	-1.454	0.532	0.677	-0.897	0.752	-1.156	0.960	-0.181	-0.451
0.7	1.353	-1.397	0.595	0.585	-0.947	0.642	-1.061	0.939	-0.226	-0.449
0.8	1.216	-1.335	0.649	0.489	-0.973	0.540	-0.968	0.914	-0.270	-0.432
0.9	1.086	-1.268	0.693	0.392	-0.977	0.448	-0.878	0.885	-0.312	-0.403
1.0	0.962	-1.197	0.727	0.295	-0.962	0.364	-0.792	0.852	-0.350	-0.364
1.2	0.738	-1.047	0.767	0.109	-0.885	0.223	-0.629	0.775	-0.414	-0.268
1.4	0.544	-0.893	0.772	-0.056	-0.761	0.112	-0.482	0.688	-0.456	-0.157
1.6	0.381	-0.741	0.746	-0.193	-0.609	0.029	-0.354	0.594	-0.477	-0.047
1.8	0.247	-0.596	0.696	-0.298	-0.445	-0.030	-0.245	0.498	-0.476	0.054
2.0	0.142	-0.464	0.628	-0.371	-0.283	-0.070	-0.155	0.404	-0.456	0.140
3.0	-0.075	-0.040	0.225	-0.349	0.226	-0.089	0.057	0.059	-0.213	0.268
4.0	-0.050	0.052	0.000	-0.106	0.201	-0.028	0.049	-0.042	0.017	0.112
5.0	-0.009	0.025	-0.033	0.015	0.046	0.000	-0.011	-0.026	0.029	-0.002
Tomada de Drilled Pier Foundations, por R. J. Woodwood, W.S. Gardner y D.M. Greer. (Copyright 1972 por McGraw-Hill). Usada con autorización de la McGraww-Hill Book Company										

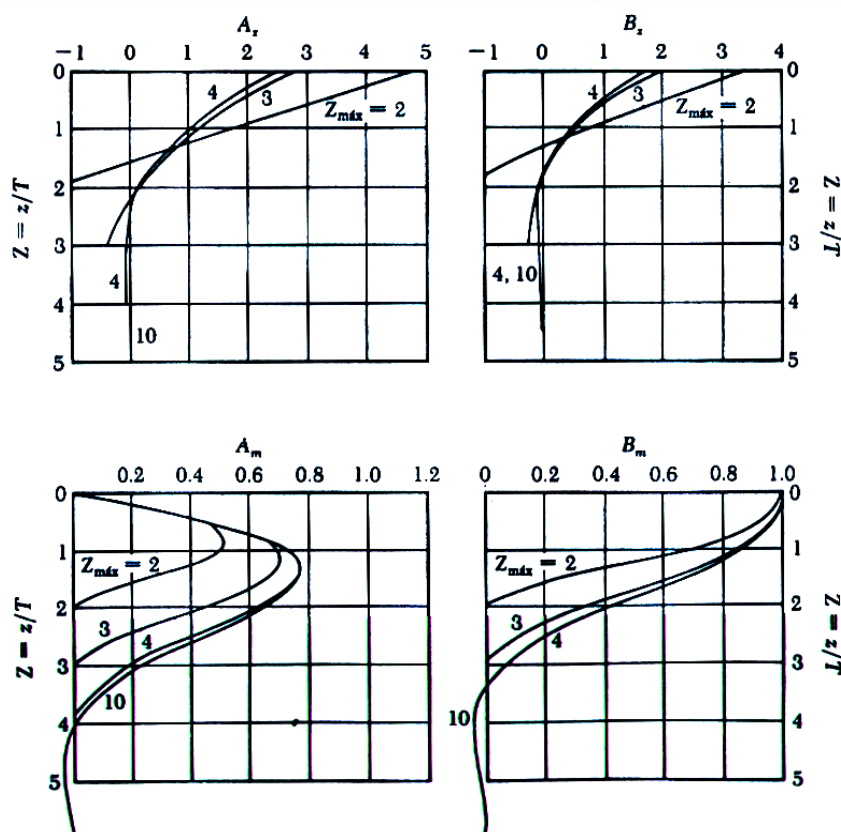


Fig 4.9

El cálculo de la longitud característica T para el pilote requiere suponer un valor apropiado para n_h . La tabla 2.2 da algunos valores representativos de n_h .

Tabla 4.3 (Valores representativos de n_h)

Suelo	n_h (lb/pulg ³)	n_h (KN/m ³)
Arena seca o húmeda		
<i>Suelta</i>	6.5 – 8.0	1800 – 2200
<i>Media</i>	20 – 25	5500 – 7000
<i>Densa</i>	55 – 65	15000 – 18000

Arena sumergida		
<i>Suelta</i>	3.5 – 5.0	1000 – 1400
<i>Media</i>	12 – 18	3500 – 4500
<i>Densa</i>	32 – 45	9000 – 12000

Soluciones elásticas similares a las dadas en las ecuaciones anteriores para pilotes hincados en suelos cohesivos fueron dadas por Davisson y Gill (1963) y se dan en las ecuaciones 2.23 y 2.24

$$x_z(z) = A'_x \frac{Q_g R^3}{E_p I_p} + B'_x \frac{M_g R^2}{E_p I_p} \quad \text{.....(4.39)}$$

$$M_z(z) = A'_m Q_g R + B'_m M_g \quad \text{.....(4.40)}$$

Donde: A'_x, B'_x, A'_m, B'_m , son coeficientes.

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{k}} \quad \text{.....(4.41)}$$

Los valores de los coeficientes A' y B' se dan en la figura 2.5. Note que

$$Z = \frac{z}{R} \quad \text{y} \quad \text{.....(4.42)}$$

$$Z_{\max} = \frac{L}{R} \quad \text{.....(4.43)}$$

El uso de las ecuaciones 2.26 y 2.27 requiere conocer la magnitud de la longitud característica R , y se calcula con la ecuación 2.25, siempre que se conozca el coeficiente de reacción del subsuelo. Para arenas, el coeficiente de reacción del subsuelo fue dado por la ecuación 2.28 que mostró una variación lineal con la profundidad. Sin embargo, en suelos cohesivos, la reacción del subsuelo se supone aproximadamente constante con la profundidad. Vesic (1961) propuso la siguiente ecuación para estimar el valor de k :

$$k = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s D^4}{E_p I_p} \frac{E_s}{1 - \mu_s^2}} \quad \text{.....(4.44)}$$

Donde: E_s =Módulo de elasticidad del suelo.
 D =Ancho del pilote (o diámetro).
 μ_s =Módulo de Poisson del suelo.

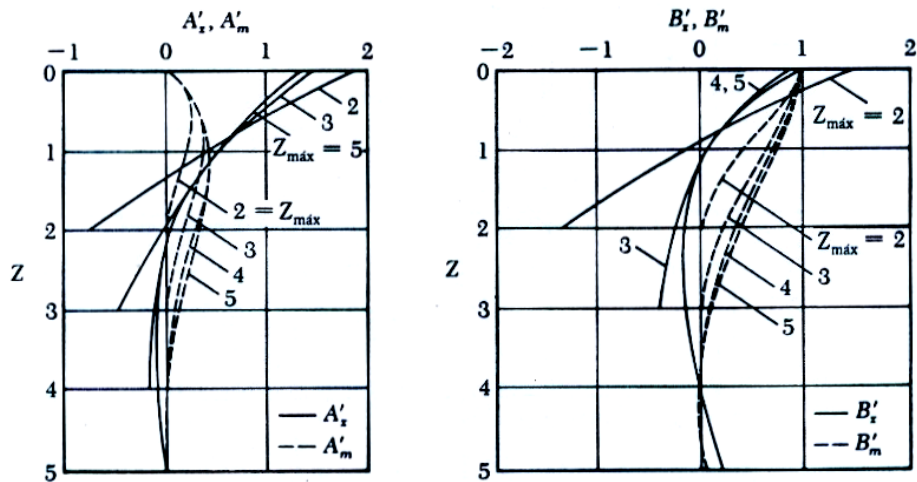


Fig. 4.10 Variación de A'_x , B'_x , A'_m , B'_m con Z (según Davisson y Gill, 1963).

Por otro lado se puede diseñar un pilote utilizando la ayuda de un programa de cómputo modelando al pilote como una viga soportada por soportes discretos para representar la resistencia del suelo en un medio elástico.

- Conociendo las cargas axiales, fuerzas horizontales y momentos últimos aplicados al pilote se diseñan estructuralmente los pilotes de la siguiente manera:

Como columnas sujetas a compresión o flexo-compresión en función de la relación de esbeltez

Con pilotes y encepados de suficiente rigidez pueden considerarse los pilotes como *empotrados* en cabeza. Si además poseen una longitud apreciable cabe admitir que, a partir de una cierta profundidad los giros y desplazamientos son despreciables, es decir, existen condiciones de empotramiento. Por otra parte, el terreno que rodea los pilotes ofrece resistencia a su desplazamiento horizontal por lo que éstos se deforman como si tuvieran una longitud de flexión bastante inferior a la real (fig 3.6)

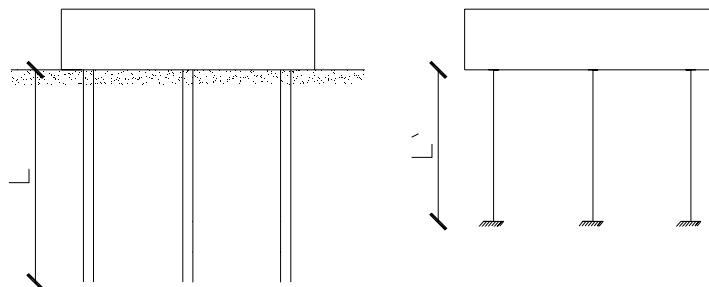


Fig.4.11 Sustitución del pilotaje por un Pórtico equivalente

Esta longitud reducida puede estimarse (Oteo, 1973) por:

(arcillas de módulo $E = \text{cte}$).

$$L' = 1.2 \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{E/3}} \quad \text{.....(4.45)}$$

(arenas y suelos preconsolidados con módulo E_o en cabeza del pilote y E_L en la punta).

$$L' = 1.2 f \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{E_L/3}} \quad \text{.....(4.46)}$$

Siendo $E_p I_p$ la rigidez del pilote y f un coeficiente que vale:

Tabla 4.4

E_p / E_L	f
0	1.70
0.5	1.25
1.0	1.00

Sustituyendo el pilotaje por un pórtico con los pilotes empotrados a la profundidad L' los esfuerzos pueden obtenerse por los métodos de cálculo de estructuras.

Si por la relación de esbeltez son diseñados como columna corta, entonces la cuantía es la siguiente según la norma ACI-543-1989:

Pilotes con estribos $\rho = 0.58 A_g (0.33 f' c + f_s \rho_g)$ (4.47)

Pilotes zunchados $\rho = A_g (0.33 f' c + f_s \rho_g)$ (4.48)

En columna larga debe utilizarse el factor de reducción por esbeltez.

4.4 Diseño de pilotes excavados

4.4.1 Capacidad estructural de pilotes excavados

- Diámetro mínimo = 45 cm. (aumentos en incrementos de 15 cm). El diámetro de las columnas que se soporten en pilotes debe ser menor que el diámetro B.
- Refuerzo.- Si las cargas laterales son pequeñas, se requiere sólo de refuerzo por carga axial como columna. El refuerzo longitudinal y espiral debe cumplir con los requisitos establecidos para el diseño de columnas.
- El espaciamiento del refuerzo longitudinal debe ser mayor a 3 veces el ϕ de la varilla.
- El recubrimiento mínimo es igual a 5 cm (7.5 cm para pilotes sumergidos en agua marina). Si hubiese base ensanchada debe ser $\leq 3B$ y el espesor mínimo 15 cm.

4.4.2 Proceso de diseño

- Determinar las cargas admisibles transmitidas por la superestructura y cabezal de cimentación a esfuerzos de trabajo.
- Determinar la distribución de carga última por cada pilote, utilizando el método de distribución de cargas anteriormente descrito.
- Con dichas cargas se procede al predimensionamiento del pilote.
- Para la capacidad geotécnica última o capacidad de soporte a carga axial se utilizan las fórmulas para determinar la capacidad axial por punta y por fricción descritas en el capítulo III.
- Determinación de la longitud por fricción y punta del pilote y el diámetro del pilote para absorber la carga transmitida utilizando los factores de seguridad establecidos para cada caso.
- Determinación de los esfuerzos admisibles de la sección estructural.
- Para pilotes excavados sometidos a fuerzas horizontales se puede calcular la profundidad de empotramiento virtual.
- Cálculo de las cargas axiales, fuerza cortantes y momentos últimos utilizando las relaciones anteriormente mencionadas.
- Con dichas cargas, fuerzas y momentos últimos se diseñan los pilotes como columnas sujetas a compresión o flexo-compresión de la misma forma que los pilotes hincados.

4.5 Diseño de Caisson

4.5.1 Proceso de diseño

- Determinación de todas las cargas y fuerzas actuantes sobre la estructura a esfuerzos de trabajo.
- Los caissons se deben diseñar en una primera etapa para vencer la fricción lateral del terreno, por lo que el espesor de las paredes debe producir un peso suficiente para vencer la fricción. Se pueden tomar como referencia los valores que se indican.

Tabla 4.5 : Valores de la fricción superficial para caissons. (Terzaghi y Peck)

Tipo de suelo	Fricción superficial (t/m²)
Arcilla suave y limo	0.7 – 3
Arcilla muy rígida	5 – 20
Arena suelta	1.2 – 3.6
Arena densa	3.3 – 6.7
Grava densa	5.0 – 10.0

- Determinación de las condiciones y requerimientos mínimos para obtener la capacidad estructural de los caissons a carga axial, fuerzas laterales y momentos.
- Con dichas cargas, fuerzas y momentos últimos se diseñan los caissons como columnas sujetas a flexión o flexo-compresión igual que para los casos anteriores.
- La capacidad de soporte para caissons puede tratarse considerando sólo la resistencia por punta y despreciando la capacidad por fricción.

4.6 Condiciones de izaje

A continuación se presentan los momentos flexionantes producidos por el levantamiento y manejo de un pilote de peso W y longitud L para una variedad de condiciones:

Condición	Momento flexionante estático máximo
a) Levantamiento por dos puntos $1/5 L$ desde cualquier extremo.	$\pm WL^2/40$
b) Levantamiento por 2 puntos $1/4 L$ desde cualquier extremo.	$\pm WL^2/32$
c) Cabeceo por un punto $3/10L$ desde la cabeza.	$\pm WL^2/22$
d) Cabeceo por un punto $1/4L$ desde la cabeza.	$\pm WL^2/18$
e) Cabeceo por un punto $1/5L$ desde la cabeza.	$\pm WL^2/14$
f) Cabeceo por un extremo.	$+WL^2/8$
g) Balanceo por el centro	$-WL^2/8$
h).Levantamiento por tres puntos	$\pm 0.0117WL^2$
i) Levantamiento por 4 puntos.	$\pm 0.0054WL^2$

CAPÍTULO V

APLICACIONES A DIFERENTES SUELOS

En este capítulo se presenta de manera práctica tres aplicaciones calculadas manualmente y modeladas en 3 programas de cálculo especializados (SAP2000, SISMICAD, ALL PILE): Las aplicaciones son para dos pilotes perforados y uno hincado.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Este capítulo final constituye la síntesis de la tesis la cual es presentada como conclusiones y recomendaciones sobre el diseño de pilotes.

Conclusiones

- Pensando en el comportamiento de las fundaciones por durabilidad, se deben utilizar concretos con resistencias mayores a 210 Kg/cm².
- El concreto en los cabezales de los pilotes hincados es de mayor resistencia que en el resto del cuerpo del pilote.
- Se deben verificar los momentos por izaje en pilotes hincados pues podría ocurrir que estos sean mayores que los generados por las cargas de servicio.
- Una cuantía entre 0.5 y 0.75% es apropiada para pilotes que sólo trabajaran bajo carga axial.
- Los valores obtenidos del cálculo en hojas electrónicas, son muy similares a los obtenidos de la modelación en programas especializados (SAP 2000, SISMICAD, ALL PILE) esto nos muestra que la coherencia de los resultados dependerá principalmente de los parámetros de ingreso.
- Las correlaciones son útiles en la medida que los parámetros de ingreso hallan sido hallados adecuadamente.
- Es necesario analizar el efecto en grupo de los pilotes, pues generalmente la capacidad última de éstos suele disminuir.
- Se debe diferenciar los métodos de cálculo para pilotes hincados y perforados pues debido a que el proceso constructivo es diferente, el proceso de diseño también lo es.
- Se debe tener mucho cuidado para determinar los coeficiente de balasto (vertical, horizontal etc). Las ecuaciones para hallarlos son diferentes para suelos cohesivos y no cohesivos.

Recomendaciones

Es preciso mencionar que se debe investigar a profundidad el comportamiento dinámico, las diferentes condiciones en los cabezales, las conexiones con otros elementos, el comportamiento carga deformación. No debemos olvidarnos también que la incertidumbre existente en el comportamiento de muchos suelos exige una mayor dedicación y profundización.

- Siempre pensar en utilizar concretos durables, pues las cimentaciones son las que están mas expuestas al ataque de la humedad, agentes químicos etc.
- Previo al diseño se debe exigir un estudio serio de suelos, no olvidemos que mientras mayor sea la confiabilidad de los parámetros utilizados, menor será el factor de seguridad.